



Т, 9702(2)

Науково-технічний, виробничий та
інформаційно-аналітичний журнал

НАУКА ТА БУДІВНИЦТВО

Т,
9702(2)

Теоретичні основи застосування неметалевої композитної арматури в бетонних елементах

Аналіз методів пошуку взаємовпливу проєктованих та існуючих споруд в умовах щільної забудови

Розрахунок плоских залізобетонних рам з урахуванням фактору часу

Високоміцні сульфатостійкі бетони, модифіковані алюмосилікатними добавками

Оцінка сейсмостійкості дамб на основі робіт із сейсморайонування майданчика будівництва



НАУКА ТА БУДІВНИЦТВО

1(7)'2016

ЗАСНОВНИК

Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»

Свідectво про державну реєстрацію
КВ № 20575-10375 Р від 24.02.2014 р.

Редакційна колегія:

Голова редакційної колегії:

Фаренюк Г.Г., д.т.н.

Головний редактор:

Тарасюк В.Г., к.т.н.

Заступник головного редактора:

Козелецький П.М.

Відповідальний секретар:

Глазкова С.В., к.т.н.

Дизайнер:

Чорна К.В.

Бамбура А.М., д.т.н.

Дорофеев В.С., д.т.н., проф.

Єгупов К.В., д.т.н., проф.

Жарко Л.О., к.т.н.

Іванченко Г.М., д.т.н., проф.

Івлєва Н.П., к.е.н.

Калюх Ю.І., д.т.н., проф.

Кашенко О.В., д.т.н., проф.

Кривошеєв П.І., к.т.н., проф.

Крітов В.О., к.т.н.

Лаповська С.Д., д.т.н.

Мар'єнков М.Г., д.т.н.

Матвєєв І.В., к.т.н.

Немчинов Ю.І., д.т.н., проф.

Слюсаренко Ю.С., к.т.н.

Червинський Я.І., к.т.н.

Шейніч Л.О., д.т.н., проф.

Шилюк П.С., к.т.н.

Шокарев В.С., к.т.н.

Затверджено до друку Науково-технічною радою
ДП НДІБК (Протокол №2 от 30.03.2016р.)

Журнал включено до переліку наукових фахових видань, в яких можуть публікуватися результати дисертаційних робіт (Затверджено наказом Міністерства освіти і науки України від 06.03.2015 р. №261).

При передруках посилання на «Наука та будівництво» є обов'язковим. За зміст реклами відповідає рекламодавець. Редакція не завжди поділяє думку авторів.

Адреса редакції: вул. Преображенська, 5/2,
м.Київ-37, 03037, тел. 044-249-37-85 E-mail:adm-inst@
ndibk.kiev.ua, URL:http://www.niisk.com

© "Наука та будівництво" 2016

Підписано до друку: 15.04.2016

Друк: ТОВ «СКАЙ-ПРІНТ»

Наклад 100 примірників

ЗМІСТ

4

Бамбура А.М., Болотов О.Ю.

Розрахунок плоских залізобетонних рам
з урахуванням фактору часу

10

Шишкина А.А., Шишкин А.А.

Влияние коллоидных поверхностно-активных
веществ на прочность мелкозернистых бетонов

14

Приймаченко А.С.

Високоміцні сульфатостійкі бетони,
модифіковані алюмосилікатними добавками

18

Климов Ю.А., Андрюкевич А.И.

Теоретические основы применения
неметаллической композитной арматуры
во внецентренно сжатых бетонных элементах

22

**Мар'єнков М.Г., Домбровський Я.І.,
Панчик О.В.**

Оцінка сейсмічності дамб на основі робіт із
сейсморайонування майданчика будівництва

28

Гладишев Д.Г., Гладишев Г.М., Дац А.Я.

Аналіз методів пошуку взаємовпливу
проектованих та існуючих споруд в
умовах щільної забудови

35

Литвиненко А.С.

Про найважливіший недолік чинного методу
статичного зондування як польового методу
випробування ґрунтів (на англійській мові)

38

Ткачук О.А., Шевчук О.В.

Конструктивні особливості інфільтраційних
майданчиків із водопроникними покриттями

42

**Тарасюк В.Г., Жарко Л.О., Овчар В.П.,
Цимбал С.П., Белоконь А.М.**

Випробування навантаженням конструкційного
профнастилу виробництва фірми ТОВ «Балекс-
метал» типу ВТR 160.250.750 для покриттів



Science & Construction

1(7)'2016

FOUNDER

State enterprise «State Research Institute of Building Constructions»

Certificate of state registration
KV № 20575-10375 R dated on 24.02.2014

Editorial Board:

Head of Editorial Board:

Dr G.Farenjuk

Editor-in-chief:

PhD V.Tarasyuk

Chief editor deputy:

P. Kozeletskiy

Executive secretary:

PhD S.Glazkova

Designer:

K. Chorha

Dr A.Bambura
Prof. K.Yegupov
Prof. G.Ivanchenko
Prof. Yu.Kaliukh
Prof. P.Kryvosheiev
Dr S.Lapovska
PhD I.Matveev
PhD Yu.Slyusarenko
Prof. L.Sheinich
PhD V.Shokarev

Prof. V.Dorofeev
PhD L.Zharko
PhD N.Ivleva
Prof. O.Kashchenko
PhD V.Kritov
Dr M.Maryenkov
Prof. Iu.Nemchynov
PhD J.Chervynskiy
PhD P.Shiliuk

Issue is approved for print by Scientific and technical Council of SE NIISK (Protocol №2 dated on 30.03.2016)

Journal is included in List of the scientific professional issues, where the dissertation works results may be published (It is approved by order of Ministry of education and science of Ukraine, dd. 06.03.2015, № 261).

The referencing on "Science & Construction" is obligatory when reprinting. The advertiser is responsible for content of advertisement. The Editorial Board may be not agreed with authors' opinion

Address of Editorial Board:

5/2 Preobrazhenska str., Kyiv -37, 03037,
Tel. 044-249-37-85 E-mail:adm-inst@ndibk.kiev.ua
URL:http://www.niisk.com

© "Science & Construction, 2016

Signed for printing: 15.04.2016

Printing: TOV «SKY-PRINT»

Drawing: 100 copy

CONTENT

- | | |
|----|--|
| 4 | A.Bambura, O.Bolotov
Calculation of plane reinforced concrete frames with an allowance for time effect |
| 10 | A.Shyshkina, A.Shyshkin
Influence of colloidal surface-active substances on the strength of fine grained concretes |
| 14 | A.Pryimachenko
High-strength sulfate resistant concretes modified with aluminum silicate admixtures |
| 18 | Yu.Klimov, A.Andriukevych
Theoretical foundation for application of fiber reinforced polymer bars in eccentrically compressed concrete members |
| 22 | M.Maryenkov, Ya.Dombrovskiy, O.Panchyk
Embankments seismicity assessment based on the works on construction site seismic zoning |
| 28 | D.Hladyshev, G.Hladyshev, A.Dats
Analysis of methods for searching the interactions of designed and existing buildings in the densely built-up conditions |
| 35 | A. Lytvynenko
About most important fault of valid method of static probing as field method or soil test |
| 38 | O.Tkachuk, O.Shevchuk
Design features of infiltration sites with water-permeable coatings |
| 42 | V.Tarasyuk, L.Zharko, V.Ovchar, S.Tsymbal, A.Belokon
Load test of the structural profiled sheeting of BTR 160.250.750 type produced by Balex Metal LLC for coverings |



РОЗРАХУНОК ПЛОСКИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ РАМ З УРАХУВАННЯМ ФАКТОРУ ЧАСУ

УДК 624.012:624.046

АВТОРИ

БАМБУРА А.М., д-р техн. наук, завідувач відділу
Державного підприємства «Державний науково-
дослідний інститут будівельних конструкцій»

БОЛОТОВ О.Ю., мол. наук. співроб. Державного
підприємства «Державний науково-дослідний
інститут будівельних конструкцій»

АНОТАЦІЯ

Наведена методика розрахунку плоских залізобетонних рам деформаційним методом зі змінною жорсткістю перерізу з урахуванням фактору часу. Результати роботи можуть бути використані при розрахунку багатоповерхових рамних конструкцій з симетричним та косиметричним навантаженням.

The method of calculating flat reinforced concrete frames through a deformation method with variable stiffness section, taking into account the time factor is presented. The results can be used in the calculation of multistory frame structures with symmetrical and antisymmetrical load.

КЛЮЧОВІ СЛОВА

розрахунок залізобетонних рам, фактор часу, деформаційний метод, змінна жорсткість

На сучасному етапі розвитку методів розрахунку рамних залізобетонних конструкцій пріоритетним є розрахунок статично невизначених рамних систем з урахуванням тривалої дії навантаження на основі нелінійних діаграм деформування бетону.

Мета роботи - розробка методики розрахунку плоских залізобетонних рам деформаційним методом зі змінною жорсткістю перерізу з урахуванням фактору часу.

В задачі роботи входять: визначення значень приведених кутів повороту вузлів стержнів рами, функціональної залежності коефіцієнтів системи канонічних рівнянь методу переміщень від приведених кутів повороту вузлів стержнів рами та розширення алгоритму розв'язання системи нелінійних рівнянь рівноваги залізобетонного розрахункового перерізу за деформаційним методом для врахування фактору часу при розрахунку плоских рам зі змінною жорсткістю.

Метод розрахунку плоских залізобетонних рамних конструкцій з урахуванням тривалості дії навантаження можна розділити на три етапи. Перший етап - це безпосередній розрахунок статично невизначеної задачі методом переміщень і визначення зусиль в плоскій залізобетонній рамі. Другий - це розрахунок перерізу елемента за деформаційним методом з використанням повної діаграми деформування бетону "σ-ε" з урахуванням тривалої дії навантажень. Третій - вирішення задачі в нелінійній постановці ітераційним методом з коригуванням змінних жорсткостей в перерізах ригелів та стійок із забезпеченням заданої точності результату.

Визначення зусиль в рамних конструкціях за класичним методом переміщень передбачає собою визначення вузлових зусиль в окремих стержнях в незалежності один від одного. Існують різні методи розрахунку стержневих систем зі змінною жорсткістю по довжині [1, 4], що мають свої переваги та недоліки. Проте, подібні методи не реалізують принцип врахування чинника часу на основі повних діа-



грам деформації бетону в нелінійній постановці.

З теорії розрахунку балок [1, 4] відомо, що загальний інтеграл диференційного рівняння вигнутої осі стержня без урахування поперечних і поздовжніх деформацій, а також зміни довжин стержнів (зважаючи на їх малу величину) для рамних конструкцій, з достатньою для практики точністю може бути описаний рівнянням:

$$Y = Y_0 + Q_0 z - \int \int_0^z \frac{M_x(z)}{EI_x(z)} dz dz. \quad (1)$$

Якщо позначити символом EJ_x жорсткість будь-якого перерізу за довжиною стержня, наприклад, при $z=0$ і ввести позначення:

$$k(z) = \frac{EI_x^0}{EI_x(z)}, \quad (2)$$

тоді приведений момент в перерізі M_x^0 буде дорівнювати:

$$M_x^0 = M_x(z) \frac{EJ_x^0}{EJ_x(z)} = k(z) M_x(z). \quad (3)$$

Таким чином, балка змінної жорсткості приводиться до балки постійної жорсткості з деяким приведеним моментом M_x^0 . Проте, такий підхід до рішення задачі використовує усереднену кривизну балки і дає похибку в результатах в порівнянні з фактичними значеннями зусиль. Ця похибка збільшується при довготривалій дії навантаження.

Крім того, залежність (1) справедлива тільки в межах дії закону Гука. Тому розрахунок стержнів з урахуванням змінної жорсткості повинен виконуватись в малих проміжках часу Δt з подальшим виконанням ітераційного процесу з визначенням нових значень кривизни стержнів та жорсткостей окремих ділянок стержнів. Від кількості ділянок, на які розбиваються стержні, також залежить точність розрахунку.

Існує інший підхід вирішення вказаної задачі з досягненням високої точності результатів. Так, наприклад, в роботах Голишева О.Б., Бамбури А.М. і Жданова О.Е. [2, 3] розроблено аналітичне рішення нерозрізних статично невизначених балок із залежностями переміщень вузлів від кривизни кожної i -ї ділянки балки, а також встановлено, що мінімально необхідна кількість ділянок балки повинна бути не менш п'яти.

В роботах [2, 3] приведено аналітичні залежності переміщень вузлів від кривизни кожної i -ї ділянки статично невизначеної нерозрізної балки (4) - (5), що можемо поширити на варіант розрахунку плоских рам з жорстким сполученням стержнів (рис.1) і жорстким з'єднанням на опорних вузлах:

■ при врахуванні впливу деформацій правого крайнього вузла :

$$\frac{Y_k - Y_{n+1}}{l} + \frac{1}{6n^2} \{ l(3n-1)\chi_{n+1} + \chi_k l + 6 \sum_{j=2}^n [(n+1)-j] \chi_j l \} = 0; \quad (4)$$

■ при врахуванні впливу деформацій лівого крайнього вузла :

$$\frac{Y_{n+1} - Y_k}{l} + \frac{1}{6n^2} \{ l(3n-1)\chi_k + \chi_{n+1} l + 6 \sum_{j=2}^n (n+1-j) \chi_j l \} = 0; \quad (5)$$

де: i - номер вузла ділянки стержня; y_k - переміщення k -го (лівого) вузла ділянки стержня; y_{n+1} - перемі-

щення $n+1$ -го (крайнього, правого) вузла ділянки стержня; n - кількість ділянок, на які розбивається стержень; χ_i - кривизна i -ї ділянки стержня.

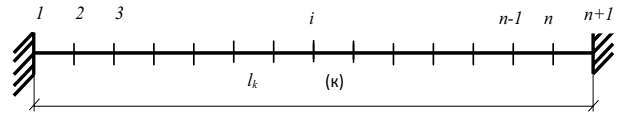


Рис.1. Схема розбивки стержня з індексацією вузлів.

Зусилля в кожному i -у перерізі стержня відповідно до [3] визначаються за формулою:

$$M_i = \frac{M_1[(n+1)-i] + M_{n+1}(i-1)}{n} + M_i^0, \quad (6)$$

де M_i^0 - додаткові завантаження на опорах стержня.

Враховуючи, що $M_i = \chi_i B_i$, отримаємо варіанти рішення відносно впливу правого та лівого крайнього вузла стержня відповідно:

$$\chi_i = \frac{M_1[(n+1)-i] + M_{n+1}(i-1)}{nB_i} + \frac{M_i^0}{B_i}; \quad (7)$$

$$\chi_i = \frac{M_{n+1}[(n+1)-i] + M_1(i-1)}{nB_i} + \frac{M_i^0}{B_i}; \quad (8)$$

Підставивши вирази (7) та (8) в рівняння (4) та (5), отримаємо значення кривизни у будь-якому проміжному вузлі стержня.

В основній системі нерозрізної балки під дією заданого навантаження і опорних моментів кожний проліт балки деформується незалежно один від одного. Оскільки, в початковій статично невизначеній системі кожна пара перерізів балок ділянок n і $n+1$ являє собою єдиний переріз, то при спільній роботі суміжних ділянок балок повинна виконуватись умова спільності деформацій, тобто на опорі n кут повороту перерізу ділянки n від навантаження на цій ділянці дорівнює куту повороту перерізу на ділянці $n+1$ від завантаження ділянки $n+1$ (рис. 2) [4].

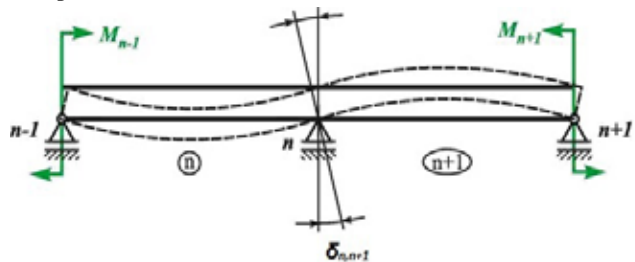


Рис.2. Схема деформації суміжних пролітів нерозрізної балки від дії опорних моментів.

Визначення кутів повороту перерізу виконують за методом Мора:

$$\delta_{aa} = \sum \int \frac{\overline{M_a} M_a}{EI} dx, \quad (9)$$

$$\delta_{bb} = \sum \int \frac{\overline{M_b} M_b}{EI} dx, \quad (10)$$



НАУКА ТА БУДІВНИЦТВО 1(7)'2016



Використовуючи отримані результати для рамних стержнів змінної жорсткості з розв'язком по методу сил (15-17), що для розрахунку рам слід визначати окремо для стійок і ригеля, маємо відомими одиничні зміщення вузлів стержнів.

Визначення реактивних зусиль r_{ik} і R_{ip} виконуємо з умов статичності по епіюрах внутрішніх зусиль в основній системі методу сил від одиничних переміщень додаткових зв'язків і від дії зовнішніх навантажень.

Розглядаючи стержні рами із завантаженнями опорних вузлів одиничними моментами, ми можемо скласти систему 2-х рівнянь за методом сил, з якої за методом Крамера знайдемо невідомі - внутрішні зусилля в затиснених вузлах стержня від одиничних зміщень δ_{aa} , δ_{bb} , δ_{ab} :

$$Z_a = \frac{\delta_{aa}}{(\delta_{aa}\delta_{bb} - \delta_{ab}^2)}, \quad (19)$$

$$Z_b = -\frac{\delta_{ab}}{(\delta_{aa}\delta_{bb} - \delta_{ab}^2)}. \quad (20)$$

Розглядаючи цю ж задачу методом переміщень, можемо записати:

$$r_{aa} = \frac{4EI}{l}, \quad (21)$$

$$r_{ab} = \frac{2EI}{l}, \quad (22)$$

Порівнюючи значення внутрішніх зусиль від одиничних зміщень у вузлових перерізах стержнів рами в рівняннях (19 - 22), отримуємо:

$$\frac{4EI}{l} = \frac{\delta_{aa}}{(\delta_{aa}\delta_{bb} - \delta_{ab}^2)}; \quad (23)$$

$$\frac{2EI}{l} = -\frac{\delta_{ab}}{(\delta_{aa}\delta_{bb} - \delta_{ab}^2)}. \quad (24)$$

З рівняння рівноваги лівого верхнього вузла рами:

$$M_{стійка}^{верх} + M_{ригель}^{лів} = 0. \quad (25)$$

Оскільки завдання розрахунку плоскої рами методом переміщень з урахуванням її симетрії і симетричного навантаження на ригель двічі статично невизначене, можемо записати:

$$X_1 = -X_2. \quad (26)$$

Вузові моменти в рамі з урахуванням (23) визначаються з виразів:

$$M_{стійка}^{верх} = \frac{X_1\delta_{aa}^{стійка}}{(\delta_{aa}^{стійка}\delta_{bb}^{стійка} - \delta_{ab}^{стійка}\delta_{ab}^{стійка})} + M_{стійка}^P; \quad (27)$$

$$M_{стійка}^{ниж} = \frac{X_1\delta_{ab}^{стійка}}{(\delta_{aa}^{стійка}\delta_{bb}^{стійка} - \delta_{ab}^{стійка}\delta_{ab}^{стійка})} + M_{стійка}^P; \quad (28)$$

$$M_{ригель}^{лів.вузл} = \frac{X_1\delta_{ab}^{ригель} - X_2\delta_{ab}^{ригель}}{1/(\delta_{aa}^{ригель}\delta_{bb}^{ригель} - \delta_{ab}^{ригель}\delta_{ab}^{ригель})} + M_{ригель}^P; \quad (29)$$

$$M_{ригель}^{прав.вузл} = \frac{X_2\delta_{bb}^{ригель} - X_1\delta_{ab}^{ригель}}{1/(\delta_{aa}^{ригель}\delta_{bb}^{ригель} - \delta_{ab}^{ригель}\delta_{ab}^{ригель})} + M_{ригель}^P. \quad (30)$$

де невідомі X_1 і X_2 визначаються з системи двох рівнянь (18) з урахуванням залежностей (23) і (24).

Визначення внутрішніх зусиль в проміжних перерізах стержнів рами здійснюватиметься за загально прийнятими правилами рішення задачі методом переміщень.

При розробці аналітичних залежностей плоскої рами були введені наступні граничні умови:

- нехтують поперечними і поздовжніми деформаціями елементів системи при її деформації;
- вважається, що величина кутів в жорстких вузлах в процесі деформації системи не змінюється;
- значення кутів повороту вузлів і перерізів стержнів при деформаціях системи дорівнюють тангенсам цих кутів;

Аналізуючи хід рішення і результати розрахунку плоскої залізобетонної рами зі змінними жорсткостями стержнів методом переміщень на різні види навантажень слід зазначити, що різні варіанти розрахункових параметрів методу переміщень можуть бути визначені простими математичними залежностями, наприклад:

$$\frac{6EI}{l^2} = \frac{3}{l} \left| \frac{\delta_{ab}}{\delta_{aa}\delta_{bb} - \delta_{ab}^2} \right|. \quad (31)$$

Визначивши всі невідомі величини зусиль в рамній конструкції при розрахунку методом переміщень з врахуванням перемінної жорсткості стержнів в момент часу $\Delta t = 1$, переходимо до розрахунку перерізу, коли визначимо нові значення кривизни в розрахункових перерізах та величини жорсткості на проміжних ділянках стержнів рами.

Для розрахунку плоскої рами в нелінійній постановці ітераційним методом з коригуванням змінних жорсткостей в перерізах ригеля та стійок використаємо алгоритм розв'язання системи нелінійних рівнянь рівноваги залізобетонного розрахункового перерізу за деформаційним методом, наведеним в роботі Бамбури А.М., Гурківського О.Б., Безбожної М.С. та Дорогової О.В. [6], але внесемо зміни для можливості врахування фактору часу. Для цього використаємо методику [5], в якій були задані передумови для модифікованого аналітичного моделювання діаграми деформування бетону з метою врахування довготривалої дії навантаження на основі даних експериментальних та аналітичних досліджень ДП НДІБК. Крім того, враховуємо передумови, що закладені в [2].

Згідно цього діаграма деформування бетону має наступний вигляд. На рис. 3 наведено діаграми деформування бетону при короткочасній та тривалій дії навантаження.

На основі аналізу результатів роботи [5], для інших параметрів діаграми (рис. 3) автор запропонував наступні залежності:

$$\varepsilon_{cl}(t) = \varepsilon_{cl}[1 + \eta(0.18 + 0.2734 \ln(t))]; \quad (32)$$

$$\varepsilon_{cu}(t) = \varepsilon_{cu}[1 + n(0.206 + 0.239 \ln(t))]; \quad (33)$$

$$\beta(t) = \beta + \left(\frac{\varepsilon_{cu}(t) - \varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu}} \right) \left(\frac{0.93 - \beta}{2} \right); \quad (34)$$

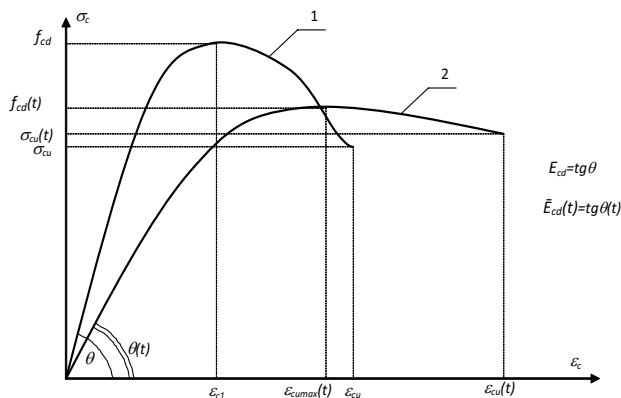


Рис.3. Діаграми деформування бетону при короткочасній (1) та тривалій (2) дії навантаження.

$$f_{cd}(t) = f_{cd} [0.9488 - 0.0166 \ln(t)] \cdot k(\eta, t); \quad (35)$$

$$k(\eta, t) = 1 - 0.152 \ln(t) [1 - 1.4\eta + 0.491\eta^2]. \quad (36)$$

За допомогою залежностей, що описані вище, з'явилась можливість трансформувати алгоритм розв'язання системи нелінійних рівнянь рівноваги залізобетонного розрахункового перерізу за деформаційним методом з урахуванням фактору часу. У відповідності з прийнятими залежностями, рівняння рівноваги внутрішніх та зовнішніх зусиль у нормальному перерізі згинального залізобетонного елемента при довготривалій дії навантаження в загальному виді матимуть вигляд:

$$F(\chi, \varepsilon_{cl}(t)) - N = 0; \quad (37)$$

$$\phi(\chi, \varepsilon_{cl}(t)) - M = 0. \quad (38)$$

де: $\chi = \frac{\varepsilon_{cl}(t) - \varepsilon_{c2}(t)}{h}$ - кривизна осі перерізу, що згинається при тривалій дії навантаження; $\varepsilon_{cl}(t)$ - деформація бетону стиснутої фібри; N та M - зовнішня нормальна сила та згинальний момент.

Функції $F(\chi, \varepsilon_{cl}(t))$ та $\phi(\chi, \varepsilon_{cl}(t))$ для довільного моносиметричного перерізу мають вигляд:

$$F(\chi, \varepsilon_{cl}(t)) = \int_F \sigma_c(t)(x) dF + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si}; \quad (39)$$

$$\phi(\chi, \varepsilon_{cl}(t)) = \int_F \sigma_c(t)(x) x dF + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} z_{si}. \quad (40)$$

При цьому можуть виникнути дві форми рівноваги перерізу, коли напруження розтягу в перерізі не досягають величини f_{cd} , або весь перерізу стиснутий, та коли в перерізі є зона "пластичних деформацій" розтягу.

Провівши інтегрування та заміни змінних, функції $F(\chi, \varepsilon_{cl}(t))$ та $\phi(\chi, \varepsilon_{cl}(t))$ для першої форми рівноваги приймають вигляд:

$$\frac{bf_{cd}(t)}{\chi} \sum_{i=1}^5 \frac{a_i}{i+1} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^{i+1}(t) + \varepsilon_{c(2)}^{i+1}(t)}{\varepsilon_{c(1)}^{i+1}(t)} \right) + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} - N = 0; \quad (41)$$

$$\frac{bf_{cd}(t)}{\chi^2} \sum_{i=1}^5 \frac{a_i}{i+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^{i+2}(t) + \varepsilon_{c(2)}^{i+2}(t)}{\varepsilon_{c(1)}^{i+2}(t)} \right) + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} (x_1 - z_{si}) - M = 0. \quad (42)$$

Для другої форми рівноваги викладки матимуть наступний вигляд:

$$\frac{bf_{cd}(t)}{\chi} \sum_{i=1}^5 \frac{a_i}{i+1} \gamma^{i+1} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} - N = 0; \quad (43)$$

$$\frac{bf_{cd}(t)}{\chi^2} \sum_{i=1}^5 \frac{a_i}{i+2} \gamma^{i+2} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} (x_1 - z_{si}) - M = 0. \quad (44)$$

де: $\varepsilon_{c(2)}(t)$ - осереднені деформації у розтягнутій фібрі бетону;

$$\gamma = \frac{\varepsilon_{c(1)}(t)}{\varepsilon_{cl}(t)};$$

$$x_1 = \frac{\varepsilon_{c(1)}(t)}{\chi} - \text{висота стиснутої зони};$$

$$\bar{\chi} = \frac{\chi}{\varepsilon_{cl}(t)} - \text{відносна кривизна};$$

z_{si} - відстань i -го стержня або прошарку арматури від найбільш стиснутої грані перерізу.

Інші позначення наведено на рис. 4.

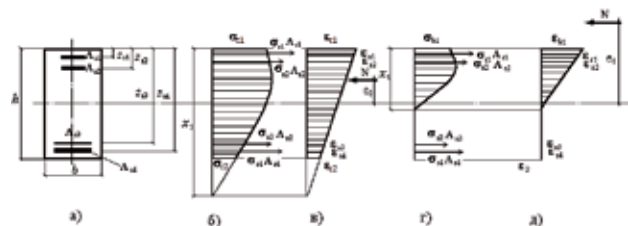


Рис.4. Напружено-деформований стан позакентровано стиснутого елемента:

а - поперечний переріз елемента;

б - еюра напружень при 1-й формі рівноваги;

в - еюра деформацій при 1-й формі рівноваги;

г - еюра напружень при 2-й формі рівноваги;

д - еюра деформацій при 2-й формі рівноваги.

Вирішуючи цей алгоритм методом підбору, ми набуваємо значень точок деформацій, за якими будується діаграма деформування бетону з урахуванням чинника часу.

Вирішивши задачу і отримавши необхідні значення кривизни по діаграмі $M-\chi$, можемо визначити значення жорсткостей $B_i = M_i / \chi_i$ в кожному перерізі, що у свою чергу дає можливість перейти до фінального етапу розрахунків.

Використовуючи цю методику, знаходимо нові значення жорсткостей в усіх перерізах стержневих елементів рами з урахуванням чинника часу. Далі проводимо другий цикл розрахунку рами методом переміщень, використовуючи нові значення жорсткостей.

Процес послідовних наближень носить плавний збіжний характер та ітераційний процес закінчується на кроці $d+1$, на якому різниця між результатами розрахунку на цьому і попередньому d -м кро-



кам виявиться менше заданої величини ξ , що характеризує точність розрахунку :

$$\frac{\chi_i^{(d+1)} - \chi_i^{(d)}}{\chi_i^{(d)}} \leq \xi. \quad (45)$$

Зазвичай цю величину приймають рівною 0,001. Подібний підхід дозволяє уникнути зайвих перерахунків.

Розроблена методика розрахунку плоских рам з урахуванням фактору часу деформаційним методом зі змінною жорсткістю перерізу дозволила:

- визначити значення приведених кутів повороту вузлів стержнів рами, як функцію від кількості ділянок, на які розбивається стержень рами, кількості ділянок або номера додатку і номера ділянки у формулах (15)-(17);
- встановити функціональну залежність коефіцієнтів системи канонічних рівнянь методу переміщень від приведених кутів повороту вузлів стержнів рами (23)-(24);
- розширити алгоритм розв'язання системи нелінійних рівнянь рівноваги залізобетонного розрахункового перерізу за деформаційним методом для врахування фактору часу при розрахунку плоских рам зі змінною жорсткістю.

ЛІТЕРАТУРА

1. Уманский А.А. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Расчетно-теоретический / Уманский А.А., 1960 г.
2. Голышев О.Б. Железобетонные конструкции. Том II / Голышев О.Б., Бачинский В.Я., Полищук В.П. – К.: Логос, 2003.
3. Бамбура А.М. Метод «трёх кривизн» для расчёта неразрезных железобетонных балок / Бамбура А.М., Жданов О.С. // Механика і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій: збірник наукових праць. - Львів, 2007. - Вип. 7.
4. Гребенников М.Н. Расчёт многопролётных неразрезных балок. Уравнение трёх моментов / Гребенников М.Н., Дибир А.Г., Пекельный Н.И. // Министерство образования и науки. Национальный аэрокосмический университет им. Жуковского (ХАИ), 2010.
5. Бамбура А.Н. К построению деформационной теории железобетона стержневых систем на экспериментальной основе / Бамбура А.Н., Гурковский А.Б. // Будівельні конструкції: зб. наук. праць. - К.: ДП НДІБК, 2003. - №59. – С. 121-130.
6. Деформаційна модель та алгоритм визначення напружено-деформованого стану розрахункового перерізу залізобетонних елементів / [Бамбура А.М., Гурківський О.Б., Безбожна М.С., Дорогова О.В.] // Строительство, материаловедение, машиностроение: сб. научн. трудов. - Вып. №50. - Днепропетровск: ПГАСА, 2009.

REFERENCES

1. Umanskyy A.A. Spravochnik proektirovshhika promyshlennyh, zhilyh i obshchestvennyh zdaniy i sooruzhenij. Raschetno-teoreticheskij. [Projector's guidebook of industrial, residential and public buildings. Calculative and theoretical], 1960.
2. Golyshev O.B., Bachynskyy V.Ya., Polischuk V.P. Zhelezobetonnye konstrukcii. Tom II. [Reinforced concrete structures. Volume II]. – Kiev: Logos, 2003.
3. Babmura A.M., Zhdanov O.S. Metod «tr'oh krivizn» dlja rozrahunku nerozriznih zalizobetonnih balok. Mehanika i fizika rujnuvannja budivel'nih materialiv ta konstrukcij: zbirnik naukovih prac'. [Method of «Three curvatures» for calculation of continuous reinforced concrete beams. Mechanics and physics of fracture of building materials and structures: a collection of scientific studies]. - Lviv, 2007. - Issue 7.
4. Grebennikov M.N., Dibir A.G., Pekelnny N.I. Raschjot mnogoproljotnyh nerazreznyh balok. Uravnenie trjoh momentov. [Calculation of multispans beams. The equation of three moments]. The Ministry of Education and Science. National Aerospace University named after Zhukovsky (KHAI), 2010.
5. Babmura A.M., Gurkivskyy O.B. K postroeniju deformacionnoj teorii zhelezobetona sterzhnevyyh sistem na jeksperimental'noj osnove. [Regarding the design of deformation theory of reinforced concrete beam systems on an experimental basis]. Mizhvid. Science and Tech. collection. Building constructions. - K.: NDIBK, 2003. - №59. –pp. 121-130.
6. Babmura A.M., Gurkivskyy O.B., Bezbozhna M.S., Dorogova O.V. Deformacijna model' ta algoritm viznachennja napruzhenodeformovanogo stanu rozrahunkovogo pererizu zalizobetonnih elementiv. [Deformation model and algorithm for determining the stress-strain state of calculation section of reinforced concrete elements]. Construction, materials science, mechanical engineering: Collection of scientific works. Issue №50. – Dnepropetrovsk: PGASA, 2009.



ВЛИЯНИЕ КОЛЛОИДНЫХ ПОВЕРХНОСТНО-АКТИВНЫХ ВЕЩЕСТВ НА ПРОЧНОСТЬ МЕЛКОЗЕРНИСТЫХ БЕТОНОВ

УДК 691.32

АВТОРЫ

ШИШКИНА А.А., канд. техн. наук, доцент,
Криворожский национальный университет

ШИШКИН А.А., д-р техн. наук, профессор,
Криворожский национальный университет

АННОТАЦИЯ

Приведены результаты экспериментальных исследований реакционных порошковых бетонов, при изготовлении которых применены методы мицеллярного катализа, что привело к существенному увеличению прочности бетонов.

The results of experimental studies of recreational powdered concrete, which is used in the manufacture of the micellar catalysis methods that led to a substantial increase in the strength of concrete.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА

мицеллы, катализ, бетон, прочность

ВВЕДЕНИЕ

С каждым годом в мировой практике производства бетона и железобетона стремительными темпами возрастает выпуск высококачественных, высоко и особо высокопрочных бетонов, и этот прогресс стал объективной реальностью, обусловленной значительной экономией материальных и энергетических ресурсов. Значительные научные достижения в области создания суперпластифицированных вяжущих низкой водопотребности, микродисперсных смесей с

микрокремнезёмами, с реакционно-активными порошками из высокопрочных горных пород позволили довести водоредуцирующее действие до 60% с использованием суперпластификаторов олигомерного состава и гиперпластификаторов полимерного состава. Эти достижения не стали основой для создания высокопрочных тонкозернистых порошковых бетонов из литых самоуплотняющихся смесей. Между тем, передовые страны активно развивают новые поколения реакционно-порошковых бетонов, в том числе с ускоренными сроками твердения и набора прочности, особенно в монолитном строительстве. Традиционно, для решения указанной задачи применяются добавки-ускорители твердения. Однако их недостатком является «вмешательство» в химические процессы твердения вяжущих, в частности, изменения их направленности и образования новых «нестандартных» минералов. Поэтому, применение вместо добавок-ускорителей определенных катализаторов (в частности на основе наноматериалов), по нашему мнению, достаточно актуально.

АНАЛИЗ ИЗВЕСТНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ

Наиболее полно современные возможности технологии бетона отразились в создании и производстве высококачественных, высокотехнологичных, высокофункциональных бетонов (High Performance Concrete, НРС). Под этим термином, принятым в 1993 г. совместной рабочей группой ЕКБ/ФИП, объединены многокомпонентные бетоны с высокими эксплуатационными свойствами, прочностью, долговечностью, адсорбционной способностью, низким коэффициентом диффузии и истираемостью, надежными защитными свойствами по отношению к стальной арматуре, высокой химической стойкостью, бактерицидностью и стабильностью объема. Концепция НРС была достаточно подробно разработана П.-К. Айчином [1]. П.-К. Айчин описывает НРС как «инженерный» бе-



тон, в котором одно или несколько из его специфических свойств улучшены путем обоснованного отбора компонентов, проектирования состава, а также тщательных укладки и ухода [1]. Особенно перспективны полученные в конце 80-х годов двадцатого столетия во Франции так называемые реакционные порошковые бетоны — Reactive powder concretes (RPC). Это новое поколение бетонов с прочностью при сжатии от 200 до 800 МПа и прочностью при растяжении 25...150 МПа, энергией разрушения 3000 Дж/м³ и средней плотностью 2500...3000 кг/м³. Компонентами такого бетона являются портландцемент, тонкозернистый порошок типа микрокремнезема (25...30% массы цемента), мелкозернистый песок с максимальной крупностью зерен 0,3...0,4 мм, стальная микрофибра и суперпластификатор (2,0...3,0 % массы цемента) при водотвердом отношении в диапазоне 0,12...0,15. Бетон назван реакционным порошковым вследствие высокой дисперсности компонентов и повышенного количества гидравлически активных материалов. Концепция RPC заключается в получении материала, обладающего минимумом дефектов структуры — микротрещин и пор.

Оптимизация гранулометрического состава частиц портландцемента, песка, молотого минерального порошка (микрокремнезема), которая основывается на предложенной F. De Larrard [2] линейной модели плотной упаковки (LPDM — linear packing density model), обеспечивает очень высокую плотность композита. В связи с этим в высокопрочных бетонах предусматривается использование тонкомолотых наполнителей.

В Криворожском национальном университете получены некоторые виды данного бетона [3, 4]. Исследованию возможности использования мицеллярного катализа при производстве данных бетонов и посвящена настоящая работа.

В последние годы отмечается резкое увеличение интереса к многокомпонентным реакциям (МКР). Причём многокомпонентный синтез гетероциклических соединений выделился в отдельное направление исследований.

В настоящее время устойчивой тенденцией стало применение различных видов катализа практически ко всем реакциям, используемым в химии, в том числе и к МКР. Даже те превращения, которые раньше проводились без использования каких-либо катализаторов, сейчас вовлечены в круг каталитических процессов, что отражает общее генеральное направление [5].

Следует отметить, что применение каталитических методов для повышения эффективности МКР имеет особую специфику. Подобные превращения представляют собой сложные системы, состоящие из сети субреакций, поэтому традиционные методы ускорения химических процессов (использование высоких температур, кислот или оснований) зачастую не дают желаемого результата. Обычно

они действуют неселективно, ускоряя побочные двухкомпонентные реакции, приводя к появлению нежелательных продуктов в системе.

С другой стороны, одним из недостатков многих МКР является их низкая скорость. Так, для реакции гидратации цементных минералов обычным временем превращения являются несколько недель или даже месяцев, поэтому поиск эффективных методов ускорения этих реакций является актуальной задачей.

Так, использование границы раздела фаз в эмульсиях и суспензиях для ускорения химических реакций, а также проведение синтезов в тонких плёнках на поверхности неорганических материалов позволило развить новые подходы к получению самых разнообразных веществ, включая гетероциклические соединения. К подобным методам, повышающим эффективность химического синтеза, можно отнести применение мицеллярных растворов.

В последние годы всё большую популярность приобретает применение в синтезе молекулярных организованных сред, таких как мицеллярные растворы [6,7]. Связь между структурой поверхностно активного соединения и морфологией агрегата, так же как и различные молекулярные взаимодействия, определяющие свойства агрегата, сейчас становятся более понятными. В организованных средах реакции могут быть, как ускорены, так и ингибированы по сравнению с реакциями в чистой воде. Интерес к мицеллярным растворам возникает из-за их общей способности сольубизировать химические вещества в водных системах и выполнять роль катализатора в химических реакциях. Катализ мицеллами включает, по крайней мере, три стадии. Сначала происходит связывание субстратов с мицеллой, а затем в этой мицелле или на её поверхности идёт химическая реакция. На третьей стадии выделяется целевой продукт. Мицеллярный ускоряющий эффект вызывается сочетанием нековалентных взаимодействий между мицеллами с одной стороны и реагентами и активированным комплексом с другой стороны. Так как мицеллярный раствор можно рассматривать как микрогетерогенную систему, на реакцию, катализируемую мицеллами, оказывает влияние также локальный эффект среды.

Однако применение мицеллярного катализа для многокомпонентных реакций имеет и свои ограничения. Для появления выраженного эффекта ускорения все исходные реагенты должны хорошо растворяться в полярной части мицеллы, в противном случае они будут находиться в разных фазах и скорость реакции резко упадет. Многие ПАВ, образующие мицеллы (МПАВ) обладают также специфической каталитической активностью [8].

Целью настоящей работы является определение возможности применения мицеллярного катализа в процессах гидратации цементного камня



при получении высокопрочных тонкозернистых реакционно-порошковых бетонов.

Для достижения поставленной цели необходимо было решить такие задачи: выявить экспериментальные предпосылки и мотивации создания многокомпонентных тонкозернистых порошковых бетонов с очень плотной, высокопрочной матрицей, получаемой с использованием катализаторов мицеллярного типа, обеспечивающих получение бетонов с высокой прочностью.

МЕТОДИКА ИССЛЕДОВАНИЙ

Исследования производили в соответствии со стандартными методиками. Определение прочности при сжатии производили на универсальной машине УММ-100 испытанием стандартных образцов (образцы-кубы 150 x 150 x 150 мм). Для изготовления образцов использовали стандартный портландцемент М400 производства ПАО «Хайдельберг цемент» (г. Кривой Рог). В качестве минерального порошка использовали отходы обогащения железных руд и их тонкодисперсную часть, а также доменный гранулированный шлак.

Результаты исследований. В процессе выполненных экспериментов установлено, что введение в исследуемую систему «портландцемент - минеральный порошок» мицеллообразующего ПАВ (МПАВ) приводит к резкому увеличению прочности получаемого бетона в возрасте 7 суток (рис.1). При этом отмечается наличие оптимального содержания МПАВ в количестве 0,004% от массы цемента, которое обеспечивает формирование максимальной прочности системы. Увеличение прочности бетона, как показателя степени протекания реакций гидратации минералов цемента, при указанном незначительном содержании МПАВ, свидетельствует о каталитическом характере их влияния на процессы формирования структуры бетона и, как следствие, его прочности.

Учитывая общие положения мицеллярного катализа [9, 10], на следующем этапе эксперимента в систему вводили вещества, способствующие растворению минералов цемента (ГЛ). В результате экспериментов установлено, что введение этих веществ, способствует увеличению прочности бетона в возрасте 7 суток (рис. 1). Однако при этом не наблюдается оптимума в содержании МПАВ.

В возрасте 28 суток характер влияния МПАВ на прочность исследуемого бетона несколько отличается от установленного в возрасте 7 суток. В возрасте 28 суток практически не заметно влияние МПАВ на прочность бетона (рис. 2), что еще раз подтверждает его каталитический характер. В это же время вещества, способствующие растворению минералов цемента (ГЛ) обеспечивают повышение прочности бетона и явно обнаруживают оптимум своего содержания.

Относительная прочность при сжатии, %

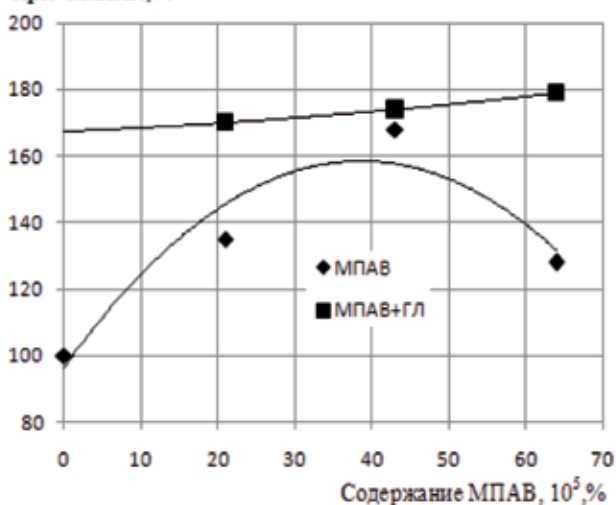


Рис.1. Влияние содержания МПАВ на прочность бетона при сжатии в возрасте 7 суток.

Относительная прочность при сжатии, %

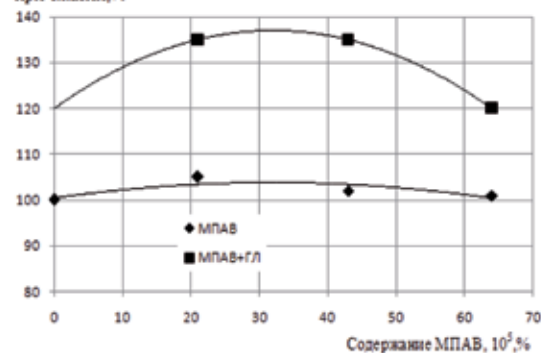


Рис.2. Влияние содержания МПАВ на прочность бетона при сжатии в возрасте 28 суток.

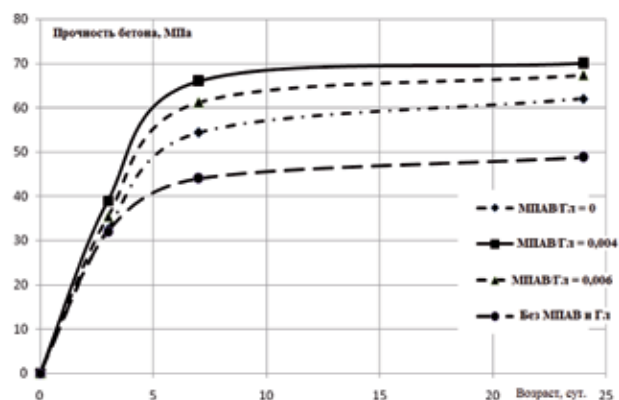


Рис.3. Изменение прочности бетона во времени.

Общий характер формирования прочности исследуемых бетонов, представленный на рис. 3, показал, что наибольший прирост прочности наблюдается к возрасту 7 суток.



ВЫВОДЫ

Проведенными исследованиями научно обоснована и экспериментально подтверждена возможность увеличения скорости формирования прочности и ее величины тонкозернистыми цементными порошковыми бетонами, изготовленными из бетонных смесей без щебня с тонкими фракциями реакционно-активных порошков горных пород за счет применения мицеллообразующих ПАВ в качестве катализаторов реакций твердения.

ЛИТЕРАТУРА

1. Aitcin P.-C. High Performance Concrete. E&FN Spon, 2004. 140 p.
2. De Larrard F. Ultrafine particles for making of very high strength concrete. Cement Concrete Research. - 1988. - Vol. 19. - No 2. - pp. 161-172.
3. Шишкин А.А. Щелочные реакционные порошковые бетоны / А.А. Шишкин // Строительство уникальных зданий и сооружений, 2014.- № 2 (17).- С. 56-65.
4. Шишкина А.А. Пористые реакционные порошковые бетоны / А.А. Шишкина // Строительство уникальных зданий и сооружений, 2014.- № 8 (23).- С. 128-135.
5. Стрижак П.Є. Сучасні проблеми нанокаталізу / П.Є. Стрижак // Вісн. НАН України, 2014. - № 7. - С. 16-24.
6. Березин И.В. Физико-химические основы мицеллярного катализа / И.В. Березин, К. Мартинек, А. К. Яцимирский // Успехи химии. - 10. Том XLU. - Октябрь, 1973 г. - С. 1729 - 1756.
7. Мицеллообразование, солюбилизация и микроэмульсии / под ред. Н. Миттел. - М.: Мир, 1980. - 598 с.
8. Паничева Л.П. Влияние структуры эмульсионных и мицеллярных систем на кинетику каталитического окисления алкил-ароматических углеводородов: автореф. дис. на соиск. учен. степени докт. хим. наук : спец. 02.00.11 «Коллоидная химия» / Л.П. Паничева. — М., 1998. — 44 с.
9. Стрижак П.Е. Наноразмерные эффекты в гетерогенном катализе / П.Е. Стрижак // Теоретическая и экспериментальная химия, 2013. - Т. 49.- № 1. - С. 1-19.
10. Иванцова М.Р. Многокомпонентный синтез гетероциклических соединений на границе раздела фаз / М.Н. Иванцова, М.И. Токарева, М.А. Миронов // Химия гетероциклических соединений. — 2012. — № 4. — С. 626—645.

REFERENCES

1. Aitcin P.-C. High Performance Concrete. E&FN Spon, 2004. — 140 p.
2. De Larrard F. Ultrafine particles for making of very high strength concrete. Cement Concrete Research. - 1988. - Vol. 19. - No 2. — pp. 161-172.
3. Shishkin A.A. Schelochnyie reaktsyonnyie poroshkovyie betony [Alkaline reactive powder concrete] / A.A. Shishkin // Stroitelstvo unikalnyh zdaniy i sooruzheniy [Construction of unique buildings and structures], 2014. No. 2 (17). — pp. 56-65.
4. Shishkina A.A. Poristyie reaktsionnyie poroshkovyie betony [Porous reactive powder concrete] / A.A. Shishkina // Stroitelstvo unikalnyh zdaniy i sooruzheniy [Construction of unique buildings and structures], 2014. No. 8 (23). — pp. 128-135.
5. Stryzhak P.Ie. Suchasni problemynanokatalizmu [Modern problems of nanocatalysis] / P.Ie. Stryzhak // Bulletin of NAS of Ukraine, 2014. No. 7. —pp. 16-24.
6. Berezin I.V. Fiziko-himicheskie osnovy mitselliarnogo kataliza [Physical and chemical bases of micellar catalysis] / I.V. Berezin, K. Martinek, A.K. Iatsemirskiy // Uspehi himii. [Success of Chemistry]. 10. Vol. XLU. October, 1973. — pp. 1729 - 1756.
7. Mitselloobrazovaniie, soliubilizatsiia i mikroemulsii [Micelle formation, solubilisation and microemulsion] / edited by N. Mittel. — M.: World, 1980. - 598 p.
8. Panicheva L.P. Vliianiie struktury emulsionnyh i mitselliarnykh sistem na kinetiku kataliticheskogo okisleniia alkil-aromaticheskikh uglevodorodov: avtoref. dis. na soisk. uchen. stepeni dokt. chim. nauk: spets. 02.00.11 "Kolloidnaia himiia" [Influence of the emulsion and micellar structure systems on the kinetics of catalytic oxidation of alkyl-aromatic hydrocarbons: thesis for degree of Doctor of Chemistry: specialty 02.00.11 "Colloid Chemistry"] / L.P. Panicheva. M., 1998. — P. 44.
9. Stryzhak P.E. Nanorazmernyie efekty v geterogennom katalize [Nanoscale effects in heterogeneous catalysis] / P.E. Stryzhak // Teoreticheskaiia i eksperimentalnaiia himiia [Theoretical and experimental chemistry], 2013. — V. 49. No.1. — pp. 1-19.
10. Ivantsova M.R. Mnogokomponentnyy sintez geterotsiklicheskih soedineniy na granitse razdela faz [Multi-component synthesis of heterocyclic compounds at the phase interface] / M.N. Ivantsova, M.I. Tokareva, M.A. Mironov // Himiia geterotsiklicheskih soedineniy [Chemistry of heterocyclic compounds], 2012. — No. 4. — pp. 626—645.



ВИСОКОМІЦНІ СУЛЬФАТОСТІЙКИ БЕТОНИ, МОДИФІКОВАНІ АЛЮМОСИЛІКАТНИМИ ДОБАВКАМИ

УДК 666.97(075.8)

АВТОР

ПРИЙМАЧЕНКО А.С. Директор МЦ Баухемі, аспірант Державного підприємства «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»

АНОТАЦІЯ

Наведено результати досліджень бетонів з комплексною активною мінеральною добавкою. Показана ефективність її застосування для отримання бетонів із спеціальними властивостями: корозійна стійкість, висока міцність, низькі деформації усадки та тепловиділення.

The research results of concretes with complex active mineral admixture are presented in paper. It performance for production of the concretes with special behavior (corrosion resistance, high strength, low shrinkage deformations and heat release) is shown there.

КЛЮЧОВІ СЛОВА

сульфатостійкі бетони, комплексна активна мінеральна добавка, деформації

Введення активних мінеральних добавок до складу бетону дозволяє зекономити портландцемент та отримувати спеціальні бетони, що мають незначне тепловиділення і застосовуються для масивних конструкцій, спеціальних корозійно- та жаростійких бетонів тощо. Крім того, такі активні мінеральні добавки широко використовуються при отриманні багатофункціональних бетонів, високоміцних та самоущільнюючих. Добавки також входять до складу ремонтних композицій, сухих будівельних сумішей тощо. Насьогодні проведено багато робіт українськими та закордонними вченими, що показали доцільність введення до складу бетону мінеральних наповнювачів, таких як мікрокремнезем [1], зола виносення [2, 3], метаксолін [4, 5]. В той же час сумісна дія цих добавок та пріоритетність їх вибору в складі комплексних активних мінеральних добавок (КАМД) багато в чому визначають ефективність виробництва і застосування матеріалів, але на жаль це питання вивчено не достатньо.

В роботі [6] були наведені результати досліджень по оптимізації складу активної мінеральної добавки в потрійній системі – кисла зола-виносу – метаксолін - мікрокремнезем. Встановлено, що застосування такої комплексної добавки дозволяє значно покращити не тільки міцнісні характеристики, але й значно підвищити корозійну стійкість бетону. Серед бінарних систем найбільшою ефективністю характеризується система, що містить 70...80% золи і 20...30% метаксоліну. Бетони з такою комплексною добавкою мають міцність на стиск до 60 МПа, водонепроникність до W10, F200. Після тверднення протягом року в розчині сіркової кислоти з рН=3,5 бетони підвищили міцність на 20...30%.

В табл. 1 наведено вихідний склад та склади бетону, модифіковані КАМД, фізико-механічні властивості яких були досліджені і порівняні між собою. В табл.2 наведено результати досліджень впливу КАМД на властивості бетонних сумішей.

Аналізуючи наведені дані в табл. 2, можна відмітити, що наявність суперпластифікатора в бетонних сумішах значно подовжила термін збереження рухли-



Таблиця 1.

вості, що відповідає відомим залежностям [2, 3]. Наявність суперпластифікатору з піногасником в бетонній суміші зменшує не тільки витрату води, але й кількість втягнутого повітря, що також сприяє підвищенню міцності бетону. Збільшення витрати суперпластифікатору найбільш ефективно для збереження життєздатності бетонної суміші при незначному вмісту КАМД. Із збільшенням вмісту КАМД або суперпластифікатору життєздатність суміші також збільшується. Це пояснюється тим, що КАМД менш активний компонент ніж цемент, а суперпластифікаторам притаманне збільшення життєздатності бетонних сумішей. В той же час сукупність КАМД з суперпластифікатором дуже ефективна для підвищення життєздатності бетонної суміші.

В табл. 3 наведено результати визначення міцності бетону з добавкою КАМД. Аналізуючи наведені дані в табл. 3, можна відмітити, що наявність суперпластифікатору в бетонній суміші спричинило не тільки значне підвищення міцності бетону, але й заміщення до 15% цементу. КАМД практично не призводить до зменшення міцності бетону. Це можна пояснити тим, що зменшення витрати води зближає частки цементу та КАМД між собою, і в результаті цього інтенсифікуються процеси взаємодії між цементом та КАМД.

Підвищення витрати суперпластифікатору в складах з однаковою кількістю КАМД незначно впливає на міцність бетону. Це свідчить про те, що оптимальна кількість витрати суперпластифікатору знаходиться в межах 1,8% від маси цементу. Введення КАМД в склад бетону з суперпластифікатором дещо уповільнює набір міцності бетону в ранні терміни. Такий темп набору міцності бетону доцільний при бетоннуванні масивних конструкцій.

Тепловиділення бетонів визначали на бетонних зразках розміром 100x100x100 мм. Відразу після приготування бетонних сумішей складів, наведених в таблиці 4, починалися дослідження тепловиділення бетонів

№ п/п	Витрата компонентів на 1 м ³ бетону, кг									во да	В/Ц	В/В
	це- мент СЕМ П/В- S, кг	пісок, кг		щебінь, фр.		КАМД		суперпластифі катор в перерахунку, %/кг, на				
		дніпров - ський	возне- сен- ський	5-10	10- 20	зо ла	мета - као- лін	це- ме- нт	цемент+ КАМД (В)			
1	360	286	358	269	896	30	10	1,8/ 6,48	1,62/6,48	137	0,38	0,34
2	360	286	358	269	896	30	10	2/7,2	1,8/7,2	130	0,36	0,33
3	340	286	358	269	896	45	15	1,8/ 6,12	1,53/6,12	135	0,4	0,34
4	340	286	358	269	896	45	15	2/7,2	1,8/7,2	117	0,34	0,29
5	300	286	358	269	896	75	25	1,8/ 5,4	1,35/5,4	135	0,45	0,34
6	300	286	358	269	896	75	25	2/7,2	1,8/7,2	116	0,39	0,29
7	270	286	358	282	941	75	25	1,8/ 4,86	1,22/4,86	132	0,49	0,36
8	260	286	358	269	896	105	35	1,8/4, 68	1,17/4,68	139	0,53	0,35
9	260	286	358	269	896	105	35	2/7,2	1,8/7,2	98	0,38	0,25
10	220	286	358	269	896	135	45	1,8/ 3,96	1,0/3,96	145	0,66	0,36
11	220	286	358	269	896	135	45	2/7,2	1,8/7,2	109	0,5	0,27
12	400	269	358	269	896	-	-	0,9/3, 6	-	139	0,35	-

Таблиця 2. Фізико-механічні властивості бетонних сумішей з КАМД із суперпластифікатором.

№ складу	Кількість втягнутого повітря, %	Осідання конуса, см, через, хв.			Середня густина бетонної суміші, т/м ³	
		10	60	120	теоретична	фактична
1	1,5	16	16	5	2,369	2,315
2	1,3	20	20	18	2,351	2,45
3	2,4	19	19	19	2,344	2,33
4	1,1	19	18	18	2,342	2,47
5	1,9	17	17	7	2,344	2,345
6	0,7	20	20	18	2,325	2,49
7	2,8	18	18	18	2,369	2,315
8	1,9	17	17	7	2,344	2,345
9	1,0	18	18	17	2,307	2,46
10	4,4	20	20	19	2,354	2,19
11	1,0	20	19	19	2,318	2,46
12	1,3	18	18	4	2,331	2,40

Таблиця 3. Міцність при стиску бетонів сумішей з КАМД із суперпластифікатором

№ складу	Міцність при стиску бетону, МПа, при твердненні у воді, через, діб			
	3	7	14	28
1	26	39	42	75
2	50	63	69	76
3	37	54	61	75
4	39	61	70	75
5	45	57	65	70
6	43	56	69	70
7	26	40	45	55
8	45	57	65	50
9	27	42	51	53
10	27	29	32	47
11	33	37	47	50
12	52	63	72	76



Таблиця 4. Склади 1м³ бетонів для визначення тепловиділення

№ п.п.	Цемент, кг	Вода, л	Зола, кг	Метакаолін, кг	PCE FK 63.30, %	Пісок Дніпр., кг	Пісок Вознес., кг	Щебінь, кг, фр.	
								5/10	10/20
Контр.	400	160	0	0	0,9	269	358	269	896
№1	270	132	80	20	2,2	286	358	282	941
№2	270	138	80	20	1,8	286	358	282	941
№3	340	135	45	15	1,8	286	358	269	896

напівдіабатичним методом по методиці [7].

Результати досліджень наведено на рис. 1. Аналізуючи дані, наведені на рис. 1, можна відмітити значно меншу температуру екзотермії бетонної суміші з комплексною алюмосилікатною добавкою (КАМД), ніж суміші контрольного складу. Так, при введенні 15% КАМД до складу бетону при витраті суперпластифікатору 1,8% (склад №3 таблиці 4), значення тепловиділення розробленої бетонної суміші майже на 10% менше, ніж тепловиділення контрольної.

При збільшенні кількості КАМД до 27% (склади 2 та 1 таблиці 4) і суперпластифікатору (склад 1 таблиці 4), зменшення тепловиділення відповідно складає 7 та 15%. Аналіз цих даних показує, що найбільший вклад в зниження інтенсивності тепловиділення вносить витрата суперпластифікатору.

Такий позитивний ефект щодо зменшення тепловиділення у часі дозволяє рекомендувати склади бетонів для експлуатації не тільки в агресивних середовищах, але й для бетонування масивних конструкцій.

Отримані позитивні результати щодо низького тепловиділення розробленого складу бетонної суміші були доповнені дослідженнями деформацій усадки бетону в часі.

Деформації усадки визначали за методикою [8] на зразках розміром 40x40x160мм з дрібнозернистого бетону із суміші однакової рухливості. Дрібнозернисті бетони мали наступні склади: №1= 1ч. цементу:3ч. піску, В/Ц=0,41; №2 = (0,75ч. цементу + 0,25КАМД):3ч. піску, 1,8% PCE FK 63.30, В/Ц= 0,43

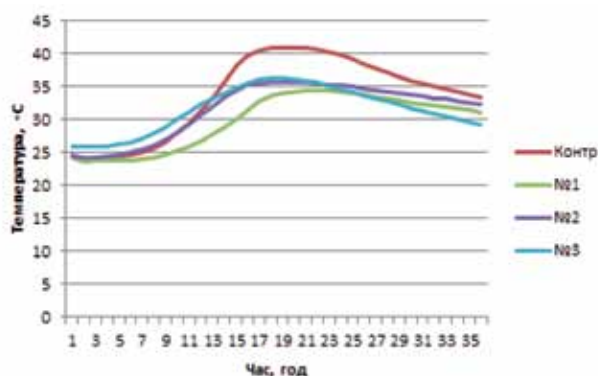


Рис. 1. Тепловиділення бетонів в ранні терміни тверднення кр.1 – бетон складу №1 (табл. 4), кр.2- бетон складу №2 (табл. 4), кр.3 – бетон складу №3 (табл.3.10) контр. – бетон без КАМД (табл.4).

(В/В=0,33); №3= 1ч. цементу + 3ч. піску, 1,8% PCE FK 63.30, В/Ц=0,33. Тривалість випробувань – 3міс. Умови зберігання волого-сухі, при вологості повітря 75% і температурі 20 °С. Результати досліджень наведені на рис. 2.

Аналізуючи отримані дані можна відмітити, що наявність запропонованої комплексної добавки КАМД разом із суперпластифікатором позитивно впливає на зменшення деформативних характеристик дослідженого бетону по відношенню до бетону контрольного складу. Склади дрібнозернист-

тих бетонів з КАМД можна віднести до мало усадкових. Це пояснюється особливостями структуроутворення таких композицій. В роботі [9] за допомогою комплексу фізико-хімічних досліджень було встановлено, що при твердінні цементного каменю з добавкою КАМД утворюється значна кількість гідратних сполук, що може бути віднесена до ряду твердих розчинів гідроалюмосилікатного складу: $C_2ASH-CAS_2H$, а саме можливо утворення: $2CaO \cdot Al_2O_3 \cdot SiO_2 \cdot H_2O$; $CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 2SiO_2 \cdot 4H_2O$; $CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 2SiO_2 \cdot 2H_2O$. Такі сполуки кристалізуються у вигляді витягнутих призм. Така їх форма дозволяє сприймати усадкові деформації цементного каменю та зменшувати їх.

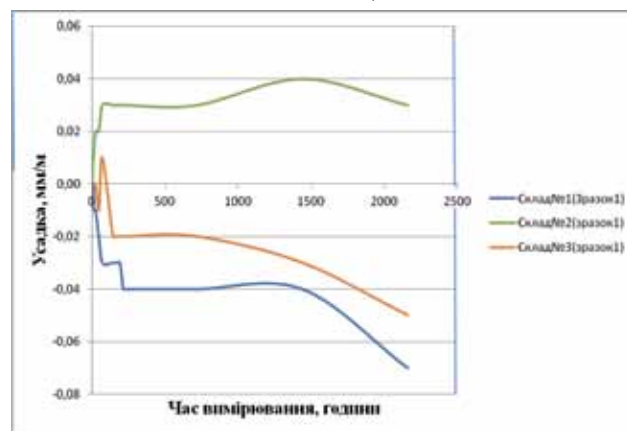


Рис. 2. Розвиток деформацій усадки дрібнозернистого бетону з добавкою і без КАМД.

ВИСНОВКИ

- Для підвищення корозійної стійкості бетону в розчині сульфатної кислоти розроблена комплексна активна мінеральна добавка, що складається з 75% золи та 25% метакаоліну. Застосування такої добавки дозволяє отримувати на цементі типу СЕМ ІІ/В-С (ПЦІІ/А-Ш-400 ДСТУ Б В. 2.7-46) бетони з міцністю на стиск до 60 МПа, після тверднення протягом року в розчині кислоти з рН=3,5 бетони підвищили міцність на 20...30%.
- Комплексом фізико-хімічних методів досліджень встановлено, що наявність в складі бетону комплексної активної мінеральної добавки призводить до особливостей структуроутворення це-



менту – утворенням в твердіючому цементному камені з добавкою КАМД значної кількості новоутворень ряду твердих розчинів гідроалюмосилікатного складу, що представлені твердими розчинами $C_2ASH-CAS_2H$ (гідрогеленіту –гідроанортиту), а саме можливо утворення: $2CaO \cdot Al_2O_3 \cdot SiO_2 \cdot H_2O$; $CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 2 \cdot SiO_2 \cdot 4H_2O$; $CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 2SiO_2 \cdot 2 \cdot H_2O$. Наявність таких новоутворень пояснює високу корозійну стійкість бетонів.

3. Особливості фазового складу твердіючого цементу в бетоні з добавкою КАМД призводять до отримання бетонів з пониженим тепловиділенням на 7...15% по відношенню до еталонних складів та формуванням малоусадних бетонів, що дозволяє їх рекомендувати для застосування не тільки в конструкціях, що експлуатуються в агресивних середовищах, але й в масивних із незначними деформаціями усадки.

рення корозійностійких цементних композицій / Приймаченко А.С., Шейніч Л.О., Пушкарьова К.К. // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Одеса. - Вип. 60, 2015. - С. 209-211.

REFERENCES

ЛІТЕРАТУРА

1. Будівельні матеріали. Суміші бетонні та бетон. Загальні технічні умови (EN 206-1:2000, NEQ): ДСТУ Б В.2.7-176:2008. – [Чинний від 2010-04-01]. – К.: Укрархбудінформ, 2010. – VIII, - 64 с. – (Національний стандарт України).
2. Шейніч Л.А. Высокопрочные бетоны для монолитного домостроения / Шейніч Л.А., Попруга П.В. // Будівельні конструкції: зб. наук. праць. - К.: ДП НДІБК. - Вип. 63, 2005. - С.95-99.
3. Пушкарьова К.К. Эффективность модификации золонаполненных композиционных цементов пластифицирующими добавками различного механизма дѣи / Пушкарьова К.К., Гончар О.А., Павлюк В.В. // Производство и применение композиционных материалов строительной химии: IV Межд. научно-техн. конф. - К., 2007. - С. 63-68.
4. Композиційні цементні на основі золацементно-сульфатних сумішей, модифікованих добавкою метакаоліну / [Пушкарьова К.К., Гончар О.А., Павлюк В.В., Павлюк І.М.] // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. - Одеса: МПП "Евент", 2004. - С. 238-243.
5. Метакаолін в будівельних розчинах і бетонах / [Дворкін Л.Й., Лушнікова Н.В., Рунова Р.Ф., Троян В.В.]. - К.: КНУБА, 2007. - 216 с.
6. Вплив комплексної активної мінеральної добавки різного складу на міцність бетону / [Приймаченко А.С., Шейніч Л.О., Пушкарьова К.К., Гедулян С.І.] // Ресурсоекономічні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. - Рівне. - Вип. 26, 2013. - С.126-128.
7. Цементи. Методи визначення теплоти гідратації (EN 196-9:2010, MOD): ДСТУ Б В.2.7-289:2011. – [Чинний від 2013-01-01]. – К.: Укрархбудінформ, 2012. – V, 26 с. – (Національний стандарт України).
8. Волконский Б.В. Технологические физико-механические и физико-химические исследования цементных минералов / Волконский Б.В., Макашев С.Д., Штейерт Н.П. – Л.: Изд-во литературы по строительству, 1972. – 305 с.
9. Приймаченко А.С. Вплив комплексної алюмосилікатної добавки на процеси структуроутворення корозійностійких цементних композицій / Приймаченко А.С., Шейніч Л.О., Пушкарьова К.К. // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Одеса. - Вип. 60, 2015. - С. 209-211.
1. Construction materials. Concrete mixtures and concrete. General technical specification (EN 206-1:2000, NEQ): DSTU B V.2.7-176:2008. – [Valid from 2010-04-01]. - Kyiv, Ukrarkhbudinform, 2010, VIII, 64 p. - (National Standard of Ukraine, in Ukrainian).
2. Sheinich, L.A., Popruga, P.V. High performance concretes for monolithic house building. Budivelni konstruktсии [Building structures]: Collection of the scient. papers. - Kyiv, SE NIISK, 2005, no 63, p. 95-99 (in Ukrainian).
3. Pushkarjova, K.K., Gonchar, O.A., Pavlyuk, V.V. Effective modifications of ash-filled composite cements with plasticizing additions with different action mechanism. Trudy IV Mezhdunarodnoy nauchno-tehnicheskoy konf. "Proizvodstvo i primenenie kompozitsionnyh materialov stroitelnoy himii" [Proc. of 4-th International conference "Production and application of the composite materials of construction chemistry"]. - Kyiv, 2007, p. 63-68. (In Russian).
4. Pushkarjova, K.K., Gonchar, O.A., Pavlyuk, V.V., Pavlyuk, I.M. Composite cements on base of ash-cement-sulphate mixtures modified by meta-kaolin admixture. Visnyk Odesky derzhavnoy akademii budivnytstva i arhitektury [Herald of Odessa State Academy of Construction and Architecture]. – Odessa: Even, 2004, p. 238-243. (In Ukrainian).
5. Dvorkin, L.J., Lushnikova, N.V., Runova, R.F. etc. Metakaolin v budivelnih rozchynah i betonah [Metakaolin in construction solutions and concretes]. - Kyiv, KNUBA, 2007, 216 p.
6. Prymachenko, A.S., Sheinich, L.A., Pushkarjova, K.K. etc. Influence of complex active mineral admixture with different mix on concrete strength. Resursoekonomni materialy, konstruktсии ta sporudy [Resources economy materials, buildings and constructions]. - Rivne, v. 26, 2013, p. 126-128. (In Ukrainian).
7. Cements. Methods for determination of hydration heat (EN 196-9:2010, MOD): DSTU B V.2.7-289:2011. - [Valid from 2013-01-01]. - Kyiv, Ukrarkhbudinform, 2012, V, 26 p. - (National Standard of Ukraine, in Ukrainian).
8. Volkonskiy, B.V., Makashev, S.D., Shteyert, N.P. Tehnologicheskie fiziko-mekhanicheskie i fiziko-himicheskie issledovaniya tsementnyh mineralov [Technological physical-mechanical and physical-chemical researches of cement minerals]. Leningrad, Izd. Literatury po stroitelstvu, 1972, 305 p. (In Russia).
9. Prymachenko, A.S., Sheinich, L.A., Pushkarjova, K.K. Influence of complex aluminum-silicate admixture on processes of cement compositions corrosion resistance. Visnyk Odesky derzhavnoy akademii budivnytstva i arhitektury [Herald of Odessa State Academy of Construction and Architecture]. - Odessa, v. 60, 2015, p. 209-211. (In Ukrainian).



ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ ПРИМЕНЕНИЯ НЕМЕТАЛЛИЧЕСКОЙ КОМПОЗИТНОЙ АРМАТУРЫ ВО ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫХ БЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТАХ

УДК 624.072.4

АВТОР

КЛИМОВ Ю.А., д.т.н., проф., Киевский национальный университет строительства и архитектуры;

АНДРЮКЕВИЧ А.И., аспирант, Киевский национальный университет строительства и архитектуры

АННОТАЦИЯ

В данной работе на основании сравнительного анализа графиков несущей способности произведена оценка эффективности применения неметаллической композитной арматуры во внецентренно сжатых бетонных элементах, исходя из различных вариантов учета ее прочности на сжатие.

In this study the effectiveness of application of a fiber reinforced polymer bars in eccentrically compressed concrete members based on comparison of charts of bearing capacity for different cases of its compressive strength is evaluated.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА

бетон, неметаллическая композитная арматура, внецентренное сжатие

ВВЕДЕНИЕ

В современной мировой строительной практике для армирования бетонных конструкций все чаще применяется неметаллическая композитная арматура. Одним из основных преимуществ данной арматуры является высокая коррозионная стойкость, позволяющая увеличить срок эксплуатации бетонных конструкций. Кроме того, композитная арматура радиопрозрачна, магнитно-инертна, является диэлектриком и обладает низким коэффициентом теплопроводности.

Перечисленные выше свойства определяют наиболее рациональные области применения неметаллической арматуры, а именно: в условиях агрессивной среды (конструкции зданий химической промышленности, морские, припортовые и подземные сооружения, фундаменты), при не-

обходимости обеспечения антимагнитных и диэлектрических свойств конструкций (лаборатории с чувствительным электромагнитным оборудованием, электроизолирующие элементы опор ЛЭП), в теплосберегающих ограждающих конструкциях, и т.п.

В последние годы в Украине освоено производство стеклопластиковой и базальтопластиковой композитной арматуры, регламентированное соответствующими техническими условиями [1, 2] и разработан нормативный документ по применению данной арматуры в бетонных конструкциях [3].

АНАЛИЗ ПОСЛЕДНИХ ИССЛЕДОВАНИЙ

На сегодняшний день достаточно хорошо изучены свойства самой неметаллической арматуры и ее применение в изгибаемых бетонных элементах. Во многих странах мира, в том числе и в Украине, уже действует соответствующая нормативная документация [3 - 8]. Однако в этих нормативах не учитывается работа арматуры на сжатие, что продиктовано недостаточной изученностью данного вопроса. В связи с этим последние экспериментально-теоретические исследования ведутся в направлении изучения применения неметаллической композитной арматуры для армирования сжатых бетонных элементов, к таковым относятся работы М. Afifi, В. Benmokrane, С. Choo, А. De Luca, А. Farghaly, М. Lotfy, F. Matta, Н. Mohamed, А. Nanni, А. Tavassoli, Н. Tobbi, Н. Zadeh и др. В результате исследований [9-11] установлено, что в целом работа образцов подобна аналогичным образцам с металлической арматурой, разрушение носит хрупкий характер.

В Украине в соответствии с [1-3] выпускается композитная арматура четырех классов: стеклопластиковая АКС600, АКС800 и базальтопластиковая АКБ600, АКБ800. Модуль упругости стеклопластиковой арматуры составляет 50000 МПа, базальтопластиковой – 45000 МПа. Временное сопротивление разрыву для арматуры классов АКС600 и АКБ 600 составляет 600 МПа, для классов АКС800 и АКБ800 – 800 МПа. Временное сопротивление сжатию принимается 20% от временного сопротивления разрыву, что составляет 120 МПа для арматуры классов АКС600 и АКБ600 и 160 МПа для классов АКС800 и АКБ800.

Значительно меньшее значение временного сопротивления сжатию по сравнению с временным сопротивлением растяжению отдельного стержня композитной арматуры обусловлено неоднородностью его структуры и, как следствие, поперечным расслоением



под действием продольной сжимающей силы. В то же время, в результате экспериментально-теоретических исследований [11] установлено, что в бетонном массиве временное сопротивление композитной арматуры сжатию может повышаться за счет стесненности поперечных деформаций, достигая 35% от временно-го сопротивления растяжению.

Целью настоящей работы являлась теоретическая оценка эффективности применения неметаллической композитной арматуры во внецентренно сжатых бетонных элементах. Для достижения поставленной цели предусматривалось проведение сравнительного анализа графиков несущей способности внецентренно сжатых элементов при различных значениях расчетного сопротивления композитной арматуры на сжатие.

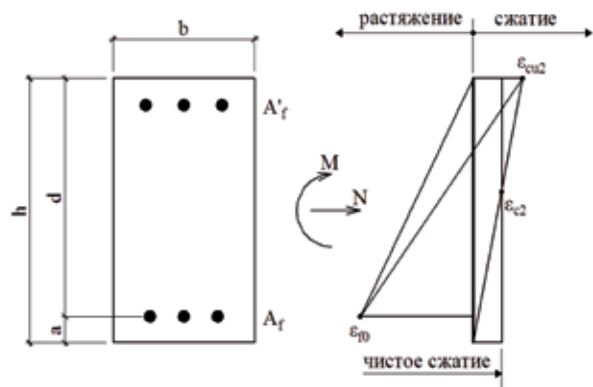


Рис.1. Возможное распределение деформаций в предельном состоянии.

МЕТОДИКА ИССЛЕДОВАНИЙ

Для определения несущей способности внецентренно сжатых элементов применяется методика ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010 [12], в рамках которой приняты следующие условия: плоские сечения остаются плоскими, деформации арматуры одинаковы с деформациями окружающего бетона, прочность бетона на растяжение не учитывается, напряжения в бетоне и арматуре определяются на основании соответствующих зависимостей «напряжения - деформации». Критерием разрушения сечения считается достижение относительными деформациями бетона или (и) арматуры предельных значений.

Зависимость «напряжения - деформации» для бетона принимается параболично-прямоугольной в соответствии с [12], для неметаллической композитной арматуры – прямолинейной на основании [3]. При этом для композитной арматуры реализовано два варианта учета прочности на сжатие: как для отдельного стержня по [3] так и для стержня в бетонном массиве по [11].

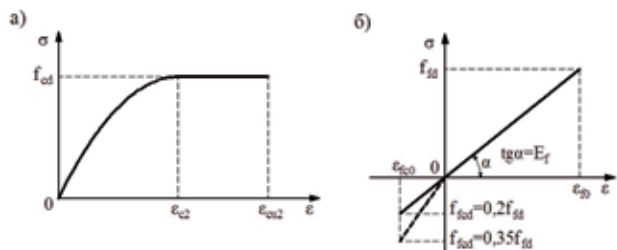


Рис.2. Зависимости «напряжения - деформации» для материалов
(а – бетона, б – композитной арматуры).

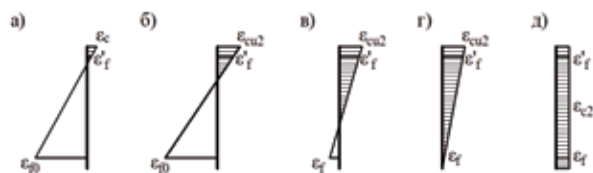


Рис.3. Эпюры распределения деформаций при различных формах разрушения.

- одновременное достижение предельных деформаций и в растянутой арматуре и в бетоне сжатой зоны (рис. 3, а);
- разрушение в результате достижения предельных деформаций в бетоне сжатой зоны до достижения предельных деформаций в растянутой арматуре (рис. 3, в);
- разрушение по бетону, когда все сечение сжато. Рассматривается два случая, при неравномерном распределении в сечении деформаций сжатия (рис. 3, г) и при центральном сжатии (рис. 3, д).

В качестве расчетного для построения графиков несущей способности принимается прямоугольное сечение с симметричным армированием, с заданными значениями геометрических характеристик сечения, свойств материалов, площади арматуры и ее привязки. Внешние нагрузки задаются в виде нормальной силы, приложенной с заданным эксцентриситетом (отношение изгибающего момента к продольной силе). Расчетная схема в общем виде представлена на рис. 4.

В систему расчетных уравнений для определения предельной несущей способности элемента входят: уравнение равновесия внешних и внутренних продольных сил (1), уравнение равновесия изгибающих моментов относительно центра тяжести рас-

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЙ

На основании выше изложенных предпосылок приведена общая схема возможного распределения относительных деформаций в предельном состоянии при совместном действии на сечение изгибающего момента и нормальной силы (рис. 1).

Зависимость «напряжения - деформации» для бетона представлена на рис. 2,а, для неметаллической композитной арматуры - на рис. 2,б. Для композитной арматуры отображено два варианта учета прочности на сжатие: сплошной линией как для отдельного стержня и пунктирной - как для стержня в бетонном массиве.

График несущей способности внецентренно сжатых элементов строится на всем диапазоне изменения M и N от чистого изгиба до центрального сжатия. В данном диапазоне выделяются четыре возможные формы разрушения и соответствующие эпюры распределения деформаций в нормальном сечении:

- разрушение в результате достижения предельных деформаций в растянутой арматуре до достижения предельных деформаций в бетоне сжатой зоны (рис. 3, а);

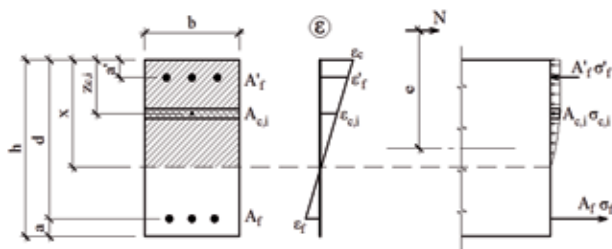


Рис.4. Расчетная схема сечения в общем виде.

тянутой арматуры (2), условие гипотезы плоских сечений (3), зависимости «напряжения - деформации» для бетона (4) и композитной арматуры (5). Напряжения в сжатой арматуре определяются из условия совместности деформаций с окружающим бетоном и не превышения предельной прочности. Решение производится относительно предельной внутренней нормальной силы при заданном эксцентриситете.

$$N = \sum \sigma_{c,i} \cdot A_{c,i} + \sigma'_f \cdot A'_f - \sigma_f \cdot A_f. \quad (1)$$

$$N \cdot e = \sum \sigma_{c,i} \cdot A_{c,i} \cdot (d - z_{c,i}) + \sigma'_f \cdot A'_f \cdot (d - a'). \quad (2)$$

$$\varepsilon_c \cdot x = \varepsilon_f \cdot (d - x). \quad (3)$$

$$\sigma_c = f_{cd} \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^2 \right] \quad (4)$$

$$\text{для } 0 \leq \varepsilon_c < \varepsilon_{c2},$$

$$\sigma_c = f_{cd} \text{ для } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2}.$$

$$\sigma_f = \varepsilon_f \cdot E_f \leq f_{fd}, \quad \sigma'_f = \varepsilon'_f \cdot E_f \leq f_{fcd}. \quad (5)$$

где: $\sigma_{c,i}$, σ'_f , σ_f - напряжения в i-том участке сжатого бетона, сжатой и растянутой арматуры; $\varepsilon_{c,i}$, ε'_f , ε_f - деформации в i-том участке сжатого бетона, сжатой и растянутой арматуры; $A_{c,i}$, A'_f , A_f - площадь i-го участка сжатого бетона, сжатой и растянутой арматуры; h - высота сечения; a' , a - защитный слой сжатой и растянутой арматуры; d - рабочая высота сечения; x - высота сжа-

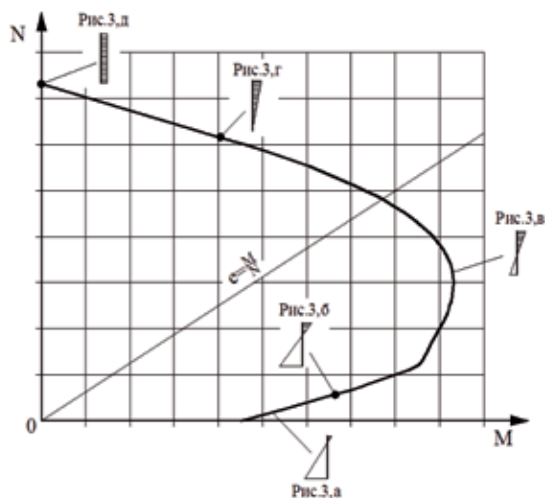


Рис.5. Общий вид графика несущей способности по нормальной силе и моменту с возможными формами разрушения.

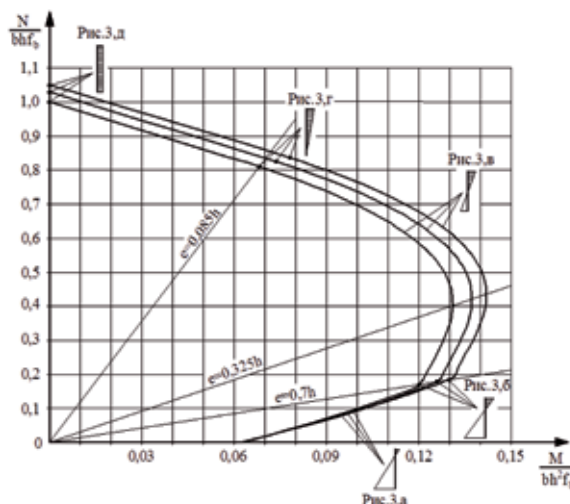


Рис.6. Графики несущей способности внецентренно сжатых элементов с композитной арматурой (а – прочность арматуры на сжатие не учитывается, б – прочность арматуры на сжатие принята как для отдельного стержня, в – прочность арматуры на сжатие принята как для стержня в бетонном массиве).

той зоны бетона; $z_{c,i}$ - расстояние от верхней грани сечения до центра тяжести i-го участка сжатого бетона; N - внешняя продольная сила; e - эксцентриситет приложения силы N относительно центра тяжести сечения элемента.

Результаты расчета представляются в виде графика несущей способности по нормальной силе и моменту на всем диапазоне их изменения от чистого изгиба до центрального сжатия. Общий вид графика с возможными формами разрушения показан на рис. 5.

Для сравнительного анализа выполнен расчет несущей способности прямоугольного элемента размерами $h=600$ мм, $b=300$ мм из бетона кл. С20/25 ($f_{cd}=14,5$ МПа), симметрично армированного неметаллической композитной арматурой кл. АКС600 ($f_{fd}=400$ МПа, $E_f=50000$ МПа) по 4 стержня $\varnothing 12$ (процент армирования 0,5%), защитный слой арматуры 30 мм. Варьируемым фактором является прочность композитной арматуры на сжатие, рассматривается три случая: в первом случае прочность композитной арматуры на сжатие не учитывается, во втором принимается как для отдельного стержня ($f_{fcd}=0,2 \cdot f_{fd}$), в третьем - как для стержня в бетонном массиве ($f_{fcd}=0,35 \cdot f_{fd}$). Полученные графики представлены на рис. 6.

Анализ графиков (рис. 6) показывает, что при одновременном достижении предельных деформаций в растянутой арматуре и сжатом бетоне ($e=0,7h$) учет прочности арматуры на сжатие как для отдельного стержня вносит 4,4% в несущую способность элемента, а учет прочности на сжатие как для стержня в бетоне - 7,2%, для случая максимального момента при достижении предельных деформаций только в бетоне сжатой зоны ($e=0,325h$) вклад составляет соответственно 4,7% и 8%, при переходе к полностью сжатому сечению ($e=0,085h$) - 3% и 5,3%, и при центральном сжатии - 2,8% и 4,8%.

ВЫВОДЫ

В результате проделанной работы установлено, что при расчете внецентренно сжатых бетонных



элементов с неметаллической композитной арматурой учет ее прочности на сжатие как для отдельного стержня вносит вклад в несущую способность элемента, размер этого вклада зависит от процента армирования и эксцентриситета приложения продольной силы. Для процента армирования 0,5% при так называемых больших эксцентриситетах вклад составляет около 5% а при так называемых малых эксцентриситетах – около 3%. Учет прочности арматуры на сжатие как для стержня в бетонном массиве позволяет увеличить эти показатели более чем в полтора раза.

ЛИТЕРАТУРА

1. Арматура неметаллическая композитная базальтовая периодического профиля. Технические условия : ТУ У В.2.7-25.2-34323267-001:2009. – Хмельницкий, 2009.
2. Арматура композитная «Экибар» для армирования конструкций из бетона. Технические условия : ТУ У В.2.7-25.2-21191464-024:2011. – Харьков, 2011.
3. Настанова з проектування та виготовлення бетонних конструкцій з неметалевою композитною арматурою на основі базальто- і склоровінгу : ДСТУ Н Б В.2.6-185:2012. – [Чинний від 2013-04-01]. – К. : Мінрегіон України, 2012. – IV, 28 с. – (Національний стандарт України).
4. Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars : ACI 440.1R-06. – American Concrete Institute, ACI Committee 440, 2006. – 44 p.
5. Design and Construction of Building Components with Fiber-Reinforced Polymers : CAN/CSA-S806-02. – Canada, Ontario, Toronto, Canadian Standards Association, 2007. – 218 p.
6. Guide for the Design and Construction of Concrete Structures Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer Bars : CNR-DT 203/2006. – Italia, Rome, Advisory Committee on Technical Recommendations for Construction, 2007. – 39 p.
7. FRP reinforcement in RC structures : FIB Bulletin 40. – International Federation for Structural Concrete 2007. – 160 p.
8. Recommendation for Design and Construction of Concrete Structures Using Continuous Fiber Reinforced Materials : Concrete Engineering Series 23, JSCE 1997. – Japan, Tokyo, Research Committee on Continuous Fiber Reinforcing Materials, 1997. – 325 p.
9. Tavassoli A. Behaviour of GFRP-reinforced concrete columns under combined axial load and flexure: дис. магістра прикладних наук / Arjang Tavassoli. – Toronto, 2013. – 198 p.
10. De Luca, A., Matta, F., Nanni, A. Behavior of Full-Scale Glass Fiber-Reinforced Polymer Reinforced Concrete Columns under Axial Load // ACI Structural Journal. – 2010. – №107(5). – P. 589-596.
11. Tobbi, H. Farghaly, A.S., Benmokrane, B. Concrete Columns Reinforced Longitudinally and Transversally with Glass Fiber-Reinforced Polymer Bars // ACI Structural Journal. – 2012. – №109(4). – P. 551-558.

12. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1992-1-1:2004, IDT) : ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010. Єврокод 2. – [Чинний від 2013-07-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2012. – VIII, 312 с. – (Національний стандарт України).

REFERENCES

1. Technical specifications: TU U V.2.7-25.2-34323267-001:2009 Basalt fiber reinforced polymer bars with periodic profile. - Khmelnytsky, 2009 (In Ukrainian).
2. Technical specifications: TU U V.2.7-25.2-21191464-024:2011 Fiber reinforced polymer bars "Ekibar" for reinforcing of concrete constructions. - Kharkiv, 2011 (In Ukrainian).
3. State standard DSTU N B V.2.6-185:2012 Instruction of application and production of concrete construction with nonmetallic composite reinforcement based on basalt and glass roving. – [Valid from 2013-04-01]. - Kyiv, Minregionbud of Ukraine, 2012. - 28p. (in Ukrainian).
4. Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars : ACI 440.1R-06. – American Concrete Institute, ACI Committee 440, 2006. – 44 p.
5. Design and Construction of Building Components with Fiber-Reinforced Polymers : CAN/CSA-S806-02. – Canada, Ontario, Toronto, Canadian Standards Association, 2007. – 218 p.
6. Guide for the Design and Construction of Concrete Structures Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer Bars : CNR-DT 203/2006. – Italia, Rome, Advisory Committee on Technical Recommendations for Construction, 2007. – 39 p.
7. FRP reinforcement in RC structures : FIB Bulletin 40. – International Federation for Structural Concrete 2007. – 160 p.
8. Recommendation for Design and Construction of Concrete Structures Using Continuous Fiber Reinforced Materials : Concrete Engineering Series 23, JSCE 1997. - Japan, Tokyo, Research Committee on Continuous Fiber Reinforcing Materials, 1997. - 325 p.
9. Tavassoli A. Behaviour of GFRP-reinforced concrete columns under combined axial load and flexure: дис. магістра прикладних наук / Arjang Tavassoli. – Toronto, 2013. – 198 p.
10. De Luca, A., Matta, F., Nanni, A. Behavior of Full-Scale Glass Fiber-Reinforced Polymer Reinforced Concrete Columns under Axial Load // ACI Structural Journal. – 2010. – №107(5). – P. 589-596.
11. Tobbi, H. Farghaly, A.S., Benmokrane, B. Concrete Columns Reinforced Longitudinally and Transversally with Glass Fiber-Reinforced Polymer Bars // ACI Structural Journal. – 2012. – №109(4). – P. 551-558.
12. State standard DSTU-N B EN 1992-1-1:2010. Eurocode 2. Design of concrete structures part 1-1. General rules and rules for buildings (EN 1992-1-1:2004, IDT). – [Valid from 2013-07-01]. - Kyiv, Minregionbud of Ukraine, 2012. – 312 p. (in Ukrainian).



ОЦІНКА СЕЙСМОСТІЙКОСТІ ДАМБ НА ОСНОВІ РОБІТ ІЗ СЕЙСМОРАЙОНУВАННЯ МАЙДАНЧИКА БУДІВНИЦТВА

УДК 699.841

АВТОРИ

МАР'ЄНКОВ М.Г., д.т.н., завідувач відділу, ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»

ДОМБРОВСЬКИЙ Я.І., завідувач лабораторії, ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»

ПАНЧИК О.В., інженер, ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»

АННОТАЦІЯ

В статті розглядаються методика та результати чисельних досліджень напружено-деформованого стану (НДС) ґрунту та стійкості дамби при дії статичних навантажень та сейсмічних впливів, заданих акселерограмами майданчику будівництва.

The method and the results of numerous studies stress-strain state (SSS) of soil and stability of the dam under the action of static loads and seismic effects that are given by accelerograms of construction site are considered in the article.

КЛЮЧОВІ СЛОВА

гідротехнічна споруда, лінійна та нелінійна динамічна модель, сейсмічні впливи, акселерограми, сейсмостійкість

Відповідно до вимог [5], гідротехнічні споруди класу СС-3 розраховуються на сейсмічні впливи по прямому динамічному методу з врахуванням сейсмічного впливу у вигляді набору записів сейсмічного руху основи як функції часу. Для перевірки стійкості дамб розроблена методика, що дозволяє оцінити НДС дамб і їх коефіцієнта стійкості з врахуванням сейсмічних впливів, заданих акселерограмами.

Характерною особливістю поведінки ґрунтових дамб є те, що практично у всій області зміни напруг спостерігаються пластичні деформації [1 - 4]. В умовах сейсмічних впливів у водонасичених укосах виникають значні зсувні зусилля, що приводять до перерозподілу зусиль між скелетом ґрунту та водою у порах, росту порового тиску, що сприяє до переходу ґрунту в граничний стан.

Необхідно відзначити, що локальне руйнування ґрунту на окремих ділянках дамби не призводить до руйнування споруди в цілому. Руйнування дамби можливе лише за умови, коли зона, що починається від вільної поверхні на одній ділянці та виходить на вільну поверхню на іншій ділянці, перейде у граничний стан, тобто пластичні деформації будуть накопичуватись безмежно [9, 10].

Під локальною міцністю ґрунту розуміють таку комбінацію значень напруг, після досягнення якої ґрунт втрачає свою суцільність, у ньому утворюються тріщини розриву або поверхні зрушення і він розпадається на окремі частини.

У глинистих ґрунтах граничні навантаження, що характеризують втрату міцності, викликають необмежене пластичне деформування матеріалу без видимого порушення суцільності, що переходить у текучий стан. Стосовно піщаних ґрунтів встановлено, що їх руйнування відбувається за рахунок зрушення однієї частини ґрунту по іншій. Опір зсуву піщаних і великоуламкових ґрунтів виникає в основному в результаті тертя між частками, що переміщуються та зачеплення між ними. Опір розтягу в цих ґрунтах практично відсутній.



В пилувато-глинистих ґрунтах процес руйнування відбувається значно складніше. Наявні в них водно-колоїдні та цементаційні зв'язки забезпечують пилувато-глинистим ґрунтам деякий опір розтягу.

Опір зсуву ґрунтів дуже сильно залежить від їхньої щільності, вологості, гранулометричного та мінерального складу, напруженого стану. Характеристики опору зсуву ґрунтів розглядаються як показники міцності і завжди визначаються експериментально.

ПРЯМИЙ ДИНАМІЧНИЙ МЕТОД ВРАХУВАННЯ СЕЙСМІЧНИХ ВПЛИВІВ

Сейсмічне прискорення ґрунтів задається розрахунковою акселерограмою землетрусу, що у загальному випадку являє собою трикомпонентну ($j = 1, 2, 3$) функцію прискорення коливань у часі $\ddot{U}_0(t)$. При цьому зміщення (деформації, напруження і зусилля) визначаються на всьому часовому інтервалі сейсмічного впливу на споруду.

Розрахункові акселерограми, на додаток до параметру a_H , повинні також відповідати всім іншим параметрам, що характеризують розрахункову сейсмічну дію. Якщо наявних сейсмологічних даних недостатньо для установлення пікових значень розрахункових прискорень a_H , то на попередній стадії проектування допускається приймати, що значення a_H визначається відповідно до табл. 6.5 [5].

Розрахунок на проектний землетрус (ПЗ) здійснюється, як правило, із застосуванням лінійного спектрального методу або часового динамічного аналізу, а на дію максимального розрахункового землетрусу (МРЗ) – нелінійного або лінійного часового динамічного аналізу.

Часовий динамічний аналіз (лінійний і нелінійний) здійснюється із застосуванням покрокового інтегрування диференціальних рівнянь, лінійний динамічний аналіз також допускається виконувати методом розкладення рішення в ряд за формами власних коливань.

Значення максимального пікового прискорення в ґрунтах схилу визначаємо за формулою 9.2 [5]:

$$a_H = \max |\ddot{U}_0(t)|,$$

що повинно бути не менше прискорень, які визначаються при відповідній розрахунковій сейсмічності за картами сейсмічного зонування території країни або з використанням карт загального сейсмічного районування.

Розрахунок зсувонебезпечних масивів виконується на спільну дію трьох компонент акселерограми. Результати розрахунку (зміщення, деформації, напруження, зусилля) визначаються для всіх моментів часу періоду дії акселерограми і з них вибираються екстремальні значення. При цьому отримані величини, що характеризують стан схилу при коливаннях за напрямками осей X, Y, Z, підсумовуються за формулою 6.8 [5].

Число форм власних коливань n , що врахову-

ються у розрахунках із застосуванням розкладення рішення за вказаними формами, вибирається таким чином, щоб виконувались умови:

$$\omega_n \geq 3\omega_1,$$

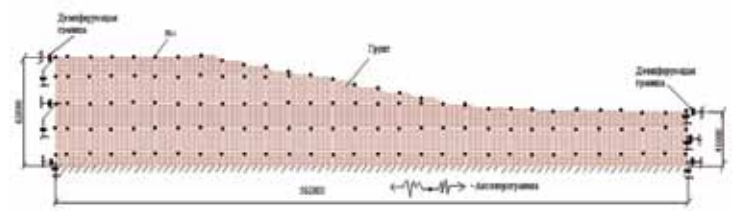
$$\omega_n \geq 2\omega_c,$$

де ω_n – частота останньої форми власних коливань, що враховуються;

ω_1 – мінімальна частота власних коливань;

ω_c – частота, що відповідає піковому значенню на спектрі відгуку розрахункової акселерограми. При цьому число використаних форм коливань повинно складати не менше трьох.

На рис. 1 наведено розрахункову модель для виконання розрахунків по визначенню коефіцієнта запасу стійкості при прямому динамічному методі врахування сейсмічних впливів.



m_i – маса ґрунту, зосереджена у кожному вузлі розрахункової схеми

Рис. 1. Динамічна модель по розрахунковому перерізу схилу.

Диференціальні рівняння руху ґрунту в матричному вигляді за наявності сил в'язкого тертя (гіпотеза Фойгта) мають вигляд:

$$[M]\{\ddot{q}(t)\} + [C]\{\dot{q}(t)\} + [K]\{q(t)\} = \{P(t)\}, \quad (1)$$

де $[M]$, $[C]$, $[K]$ – відповідно матриця мас, затування й жорсткості ґрунтового масиву;

$\{\dot{q}(t)\}$, $\{\ddot{q}(t)\}$ і $\{q(t)\}$ – відповідно вектор швидкості й прискорення переміщення ґрунту;

$\{P(t)\}$ – вектор сейсмічних сил (кінематичний вплив на схил).

Слід зазначити, що матриця затування обчислюється з урахуванням в'язкої границі. З цієї метою на нижній і бічних границях розрахункової області встановлюються демпфери, що дозволяють поглинати енергію відбитих хвиль у межах до 96%.

Матриця жорсткості при нелінійному динамічному розрахунках обчислюється на кожному кроці розрахунків, що відповідає кроку дискретизації акселерограми.

Коефіцієнти в'язкості демпферів визначалися по наступних формулах:

$$C_{P(S)} = V_{P(S)} * a * b * \rho, \quad (2)$$

де $C_{P(S)}$ – коефіцієнт в'язкості демпфера, що відповідає поздовжньої (поперечної) хвилі в ґрунті;

$V_{P(S)}$ – швидкість поздовжньої (поперечної) хвилі в ґрунті м/с;

a – довжина сторони прямокутного або трикутного кінцевого елемента розрахункової схеми, м;



b – товщина кінцевого елемента, м;

ρ – щільність ґрунту т/м³.

При розв'язку диференціальних рівнянь руху (1) у програмних комплексах застосований метод прямого крокового інтегрування.

Програмний комплекс «ЛІРА-САПР» [8] має розвинену бібліотеку скінченних елементів (СЕ), включаючи нелінійні СЕ ґрунту, сучасні швидкодіючі алгоритми розв'язку рівнянь руху й визначення власних чисел при виконанні динамічних розрахунків ґрунту й конструкцій.

При розв'язку плоскої задачі методом скінченних елементів в ґрунтовому півпросторі виділяється обмежена розрахункова область. Для моделювання області призначені граничні умови, що дозволяють проходити хвилям межі без відбиття. Реакція відкинутої частини півплощини замінюється введенням в'язких демпферів у вузлах сітки на границі.

Установлені демпфери (у горизонтальному й вертикальному напрямку) поглинають енергію поперечних і поздовжніх хвиль і тим самим інтерпретують її проходження через границю.

Для моделювання поведінки ґрунту використовувалися СЕ фізично нелінійної балки стінки для моделювання односторонньої роботи ґрунту на стиск із урахуванням зсуву за схемою плоскої деформації. Під фізично-нелінійною поведінкою ґрунту мається на увазі не прямо пропорційна залежність між напруженнями й деформаціями.

У якості вихідних даних для фізично нелінійного СЕ 281-284 (ПК ЛІРА) входять наступні параметри: E – модуль деформації ґрунту по області первинного навантаження; ν – коефіцієнт Пуассона; k_e – коефіцієнт переходу до модуля деформації ґрунту по гілці вторинного навантаження $E_e = k_e E$; C – зчеплення; R_t – гранична на-

пруга при розтяганні; φ – кут внутрішнього тертя в градусах, при цьому $\varphi < 90^\circ$; $C \geq R_t \cdot \operatorname{tg}(\varphi)$; σ_p – гранична напруга стиску.

Опір зсуву ґрунтів сильно залежить від їхньої щільності, вологості, гранулометричного й мінерального складу, напруженого стану. Характеристики опору зсуву ґрунтів розглядаються як показники міцності і завжди визначаються експериментально.

У процесі аналізу стану ґрунту необхідно розглянути міцність ґрунту в умовах складного напруженого стану. Для цього використовується теорія міцності Кулона-Мора.

Для практичного проведення прямих динамічних розрахунків моделей ґрунту ділянки схилу згенеровано розрахункові акселерограми, відповідно до землетрусів із зони Вранча. У таблицях позначене: T , R і Z – відповідно, тангенційна, радіальна (обидві горизонтальні компоненти) і вер-

тикальна компонента.

Основні параметри пакетів з п'яти трикомпонентних розрахункових акселерограм, що моделюють 8-ми бальний максимальний розрахунковий землетрус (МРЗ) із зони Вранча, наведені в табл. 1. При їхній генерації (виконувались в Інституті геофізики НАН України [7]) використовувалися різні комбінації теоретичних огинаючих спектрів розрахункових акселерограм, нормованих частотних характеристик середовища й фазових спектрів, отриманих по різних записах реальних землетрусів із зони Вранча.

РОЗРАХУНОК НА СЕЙСМІЧНІ НАВАНТАЖЕННЯ, ВИЗНАЧЕНІ ЗА СПЕКТРАЛЬНИМ МЕТОДОМ [5] ТА НА ВПЛИВ АКСЕЛЕРОГРАМ МАЙДАНЧИКА БУДІВНИЦТВА

Сейсмічні горизонтальні та вертикальні навантаження, що діють на зосереджені у вузлах маси розрахункової динамічної моделі дамби визначено згідно вимог [5].

Таблиця 1. Дані про розрахункові акселерограми, якими моделюється МРЗ на прикладі споруди м. Кривого Рогу

№ п/п	Ім'я файлу	Компонента	a_m , см/с ²	Переважаючі частоти Гц	Тривалість коливань в сек $a > 0.9a_m$	Тривалість коливань в сек $a > 0.5a_m$	К-сть точок в аксел.	Крок Δt в сек
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	AAM10C_T	T	154.9	0.5- 4.8	8.3	49.6	16384	0.025
	AAM10C_R	R	137.9	3.0- 4.8	4.1	20.7	16384	0.025
	AAM10C_Z	Z	113.1	3.0- 5.2	4.1	33.1	16384	0.025
2	AAM11C_T	T	153.7	0.7- 5.2	1.7	21.5	16384	0.01
	AAM11C_R	R	136.8	2.6- 5.2	1.7	8.3	16384	0.01
	AAM11C_Z	Z	113.7	1.0- 8.1	3.3	8.3	16384	0.01
3	AAM12C_T	T	147.1	0.8- 4.8	4.1	29	16384	0.025
	AAM12C_R	R	130.9	0.8- 4.8	8.3	70.3	16384	0.025
	AAM12C_Z	Z	101.5	0.8- 5.2	4.1	86.9	16384	0.025
4	AAM13C_T	T	144.8	0.7- 4.8	3.3	9.9	16384	0.01
	AAM13C_R	R	120.2	0.7- 4.8	3.3	11.6	16384	0.01
	AAM13C_Z	Z	92.7	1.0- 5.2	1.7	13.2	16384	0.01
5	AAM14C_T	T	151.8	0.8- 1.3	4.1	8.3	16384	0.025
	AAM14C_R	R	124.5	0.8- 4.1	4.1	8.3	16384	0.025
	AAM14C_Z	Z	94.1	1.0- 4.8	4.1	41.4	16384	0.025

Розрахункова сейсмічність будівельного майданчика визначена за результатами виконаних робіт з сейсмічного мікрорайонування і прийнята рівною 8 балів за шкалою сейсмічної інтенсивності [6]. Ґрунти в основі дамби II-ї категорії за сейсмічними властивостями.

Згідно спектрального методу розрахункові сейсмічні навантаження S_{ik} у k -й точці дамби за прийнятим напрямком сейсмічного впливу та і-му тону власних коливань споруди визначались за формулою:

$$S_{ki} = k_1 k_2 k_3 S_{0ki}, \quad S_{0ki} = Q_k a_0 k_{rp} \beta_i \eta_{ki},$$

де k_1 – коефіцієнт, що враховує непружні деформації і локальні пошкодження елементів споруди, прийнято рівним 0,5;

k_2 – коефіцієнт відповідальності споруди, прийнято рівним 1,0;



- k_3 – коефіцієнт, що враховує поверховість споруди, прийнято рівним 1,0;
- a_0 – відносне прискорення ґрунту, прийнято рівним 0,2 для сейсмічності 8 балів;
- k_{zp} – коефіцієнт, що враховує нелінійне деформування ґрунту основи споруди, прийнято рівним 1,0 для ґрунту II-ї категорії за сейсмічними властивостями;
- Q_k – вага ділянки дамби, зосереджений в точці k , що визначається з врахуванням щільності матеріалу дамби;
- β_i – коефіцієнт динамічності, що відповідає i -му тону власних коливань споруди і приймається згідно графікам, приведеним у [5];
- η_{ik} – коефіцієнт, що залежить від форми деформації дамби при власних коливаннях за i -м тоном та від місця розташування навантаження (маси ділянки дамби).

При виконанні розрахунків у програмних комплексах (ПК ЛІРА та ін.) маси формуються автоматично з вертикальних навантажень з врахуванням коефіцієнтів: 0,9 – для постійних навантажень; 0,5 – для короткочасних.

Сейсмічні навантаження прикладалися до усіх мас споруди за напрямком осей X та Z.

Порівняння значень переміщень та прискорень для одного вертикального перерізу дамби з абсцисою 145,08 м та трьох відміток для варіантів лінійного та нелінійного розрахунків у ПК ЛІРА приведено у табл. 2. Аналіз розрахункових даних показав, що при впливах акселерограм майданчику будівництва переміщення більше до 2,4 рази у порівнянні з розрахунком за спектральним методом. Напруження також перевищують до трьох разів при лінійних розрахунках при впливах акселерограм у порівнянні зі спектральним методом (табл. 3).

Графіки горизонтальних прискорень мас дамби на різних відмітках при впливах акселерограм показано на рис. 2 та 3. Ізополі динамічних нормальних та дотичних напружень у масиві дамби при розрахунках лінійної моделі приведено на рис. 4 та 5.

Отримані дані підтверджують вимогу ДБН [5] щодо розрахунків відповідальних гідротехнічних споруд на вплив акселерограм майданчику будівництва, що сгенеровані за результатами робіт з сейсмічного мікрорайонування.

Таблиця 2. Розрахункові значення максимальних переміщень та прискорень мас дамби при розрахунках на вплив акселерограм та за спектральним методом [5]

№ вузла	Координата X, м	Координата Z, м	Розрахунок на вплив акселерограм		Розрахунок за спектральним методом	
			Переміщення динам. по осі X (Z), мм	Прискорення по осі X (Z), м/с ²	Переміщення динам. по осі X (Z), мм	Прискорення по осі X (Z), м/с ²
6740	145,08	2,85	103,0 та 94 (нелінійні) (24 нел.)	3,3 та 4,1 (нел.) (4,5 нел.)	58,6 (12,4)	0,6 (0,3)
6764	145,08	26,85	241,0 и 305 (нел.) (88,0 нел.)	4,2 и 6,4 (нел.) (6,2 нел.)	149,9 (33,2)	1,5 (0,9)
6782	145,08	44,85	241,2 и 424 (нел.) (190 нел.)	4,6 и 6,9 (нел.) (8,8 нел.)	180,0 (39,1)	1,9 (0,8)

Таблиця 3. Розрахункові значення максимальних динамічних напружень в масиві дамби при розрахунках на вплив акселерограм та за спектральним методом [5]

№ скінченного елемента	Координата X, м	Координата Z, м	Розрахунок на вплив акселерограм			Розрахунок за спектральним методом		
			Напруження σ_x МПа (нел.)	Напруження σ_z МПа (нел.)	Напруження τ_{xz} МПа (нел.)	Напруження σ_x МПа	Напруження σ_z МПа	Напруження τ_{xz} МПа
6789	145,08	2,85	0,14 (0,2)	0,06 (0,19)	0,14 (0,15)	0,05	0,021	0,083
6813	145,08	26,85	0,11 (0,24)	0,08 (0,19)	0,07 (0,14)	0,034	0,038	0,053
6831	145,08	44,85	0,03 (0,07)	0,05 (0,07)	0,03 (0,04)	0,007	0,041	0,009

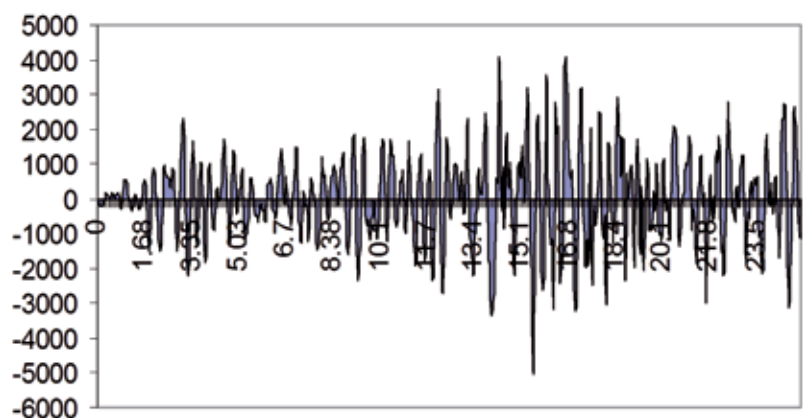


Рис. 2. Горизонтальні прискорення мас дамби на відмітці +2.850 (вузол № 6740) при впливах акселерограми землетрусу із зони Вранча інтенсивністю 8 балів (по осі ординат прискорення в мм/с², по осі абсцис час в секундах).

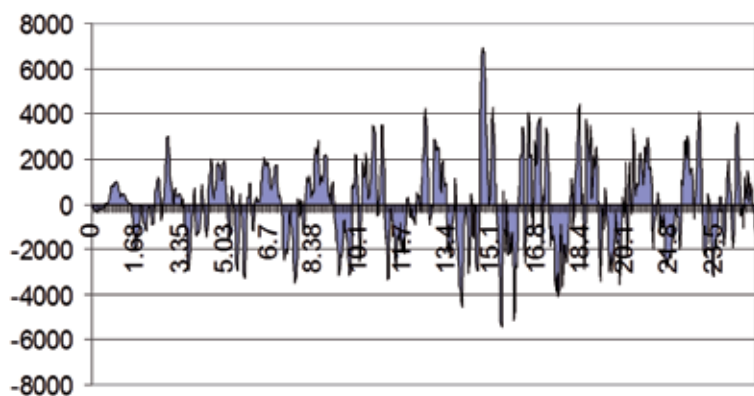


Рис. 3. Горизонтальні прискорення мас дамби на відмітці +44.850 (вузол № 6782) при впливах акселерограми землетрусу із зони Вранча інтенсивністю 8 балів (по осі ординат прискорення в мм/с², по осі абсцис час в секундах).

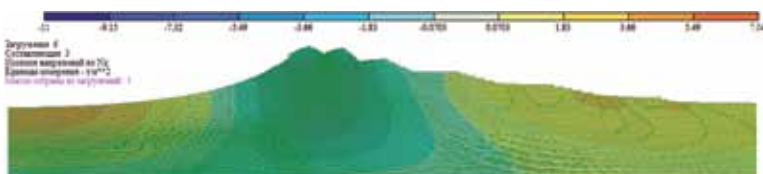


Рис. 4. Динамічні вертикальні напруження σ_z при розрахунку дамби за спектральним методом [5] (третя форма коливань).

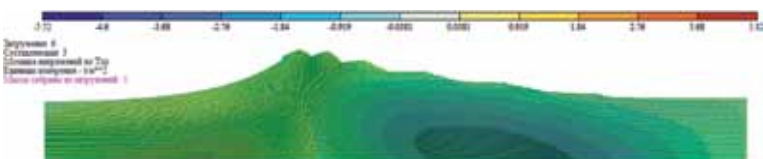


Рис. 5. Динамічні дотичні напруження τ_{xz} при розрахунку дамби за спектральним методом [5] (третя форма коливань).

ОЦІНКА НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ МАСИВУ ҐРУНТУ ПРИ СТАТИЧНИХ І СЕЙСМІЧНИХ ВПЛИВАХ

Граничний напружений стан ґрунту характеризується такою комбінацією напруг, при якому у випадку малого збільшення їх значень відбувається руйнування ґрунту. Зазвичай, руйнування ґрунту відбувається у вигляді втрати стійкості, утворення необоротних зсувів по сформованим при цьому поверхням ковзання.

Для аналізу зусиль у точці ґрунтового масиву використовується умова, по якій на ділянках можливого початку ковзання дотичні напруження τ пов'язані з нормальними напруженнями σ лінійною залежністю

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c,$$

де φ і c – кут внутрішнього тертя й питоме зчеплення.

Умова граничної рівноваги, виражена через параметри φ і c та компоненти напруг σ_x , σ_z і σ_{xz} у плоскій задачі можна записати в наступній формі

$$(\sigma_x - \sigma_z)^2 + 4\tau_{xz}^2 = (\sigma_x + \sigma_z + 2\sigma_c)^2 \sin^2 \varphi,$$

де σ_x , σ_z , τ_{xz} – відповідно, нормальні, паралельні осям x і z , та дотичні напруги в точці аналізу; $\sigma_c = c/\operatorname{tg} \varphi$ – напруга всебічного стиску; φ і c – кут внутрішнього тертя й питоме зчеплення.

Головні напруги визначають за формулою

$$\sigma_{\max/\min} = \sigma_{1/3} = \frac{\sigma_x + \sigma_z \pm \sqrt{(\sigma_x - \sigma_z)^2 + 4\tau_{xz}^2}}{2}.$$

Площини, по яких діють головні напруги, визначаються кутом нахилу нормалей до головних площадок

$$\operatorname{tg} 2\alpha_0 = -\frac{2\tau_{xz}}{(\sigma_x - \sigma_z)}.$$

Алгоритм визначення коефіцієнту запасу при аналізі міцності методом СЕ.

1. Визначається положення площадки ковзання – ділянки, по якій діє максимальна дотична напруга

$$\psi = \alpha + \alpha_0.$$

1.1. Максимальні дотичні напруги діють по площадках, нахилених до площадки з максимальною головною напругою φ_1 під кутом

$$\alpha = 45^\circ \pm \varphi/2.$$

1.2. Ділянки, по яких діють головні напруги, визначаються кутом нахилу нормалей до головних площадок

$$\operatorname{tg} 2\alpha_0 = -\frac{2\tau_{xz}}{(\sigma_x - \sigma_z)}, \quad \alpha_0 = \frac{\arctg\left(-\frac{2\tau_{xz}}{(\sigma_x - \sigma_z)}\right)}{2}.$$

2. Визначається значення максимальної дотичної напруги, що діє по площадці ковзання

$$\tau_\psi = \frac{(\sigma_x - \sigma_z) \sin 2\psi}{2} - \tau_{xz} \cos 2\psi.$$

3. Визначається значення нормальної напруги, що діє перпендикулярно площадці ковзання

$$\sigma_\psi = \frac{\sigma_x + \sigma_z}{2} + \frac{(\sigma_x - \sigma_z) \cos 2\psi}{2} + \tau_{xz} \sin 2\psi.$$

4. Визначається граничне значення напруги, що зсуває, по цій площадці

$$\tau_{\psi \max} = \sigma_\psi \operatorname{tg} \varphi + c.$$

5. Визначається коефіцієнт запасу

$$k = \frac{\tau_{\psi \max}}{\tau_\psi}.$$

6. Для визначення коефіцієнту стійкості призначаються розрахункові вертикалі, по яких виконується аналіз напружено-деформованого стану. По кожній вертикалі визначаються зони, у яких коефіцієнт стійкості має мінімальне значення (визначається положення кривої ковзання). За коефіцієнт стійкості приймається мінімальне значення на

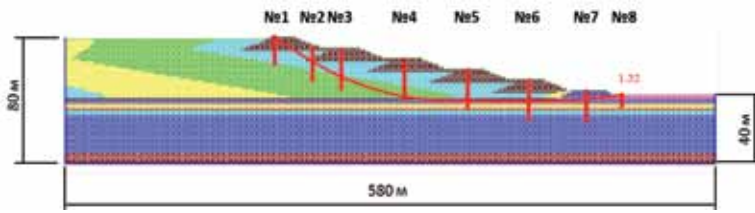


Рис. 6. Результати розрахунку по визначенню коефіцієнта стійкості $K^{3-3}_{st} = 1,32 > [K_{st}] = 1,13$ - нормативна стійкість забезпечена.

останній вертикалі кривої ковзання.

На рис. 6 наведено розрахункові вертикалі та положення кривої ковзання з мінімальним коефіцієнтом запасу.

ВИСНОВКИ

1. За результатами виконаних розрахунків можна зробити висновок про те, що розроблена методика дозволяє виконувати оцінку стійкості дамб і гребель при сейсмічних впливах по прямому динамічному методу.
2. Розрахункові переміщення верху дамби, отримані за прямим динамічним методом, більші до 2,4 рази у порівнянні з розрахунком за спектральним методом. Напруження також перевищують до трьох разів при лінійних розрахунках при впливах акселерограм у порівнянні зі спектральним методом.
3. Отримані дані чисельних досліджень підтверджують вимогу [5] щодо необхідності розрахунків гідротехнічних споруд за прямим динамічним методом.

ЛІТЕРАТУРА

1. Хуан Я.Х. Устойчивость земляных откосов / Хуан Я.Х.; пер. с англ. под ред. докт. техн. наук В.Г. Мельника. – М.: Стройиздат, 1988.
2. Рекомендации по выбору методов расчета коэффициента устойчивости склона и оползневого давления. – М.: Министерство монтажных и специальных строительных работ УССР, 1986.
3. Ш. Окамото. Сейсмостойкость инженерных сооружений / Ш. Окамото. – М.: Стройиздат, 1980.
4. Динамический расчет сооружений на специальные воздействия. Справочник проектировщика. – М.: Стройиздат, 1981. – 215 с.
5. Будівництво у сейсмічних районах України: ДБН В.1.1 – 14:2014 / науковий керівник Ю.І. Немчинов. - [Чинні від 2014-10-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2014. - VI, 110 с. – (Будівельні норми України).
6. Шкала сейсмічної інтенсивності: ДСТУ Б В.1.1 -28:2010. - [Чинний від 2011-10-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – III, 47 с. – (Національний стандарт України).
7. Получение расчетных акселерограмм и спектров реакции для расчета устойчивости

ограждающих сооружений хвостохранилища ПАО «АрселорМиттал Кривой Рог» при максимальных расчетных землетрясениях (МРЗ): научно-технический отчет ИГФ НАНУ по теме. - Киев-Львов, 2014.

8. Программный комплекс «ЛИРА – САПР» для расчета конструкций на прочность. Руководство пользователя. – Киев: НИИАСС, 1996. - Том 1-7.
9. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ: ДБН В.1.2-14:2009. - [Чинні від 2009-12-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 37 с. – (Будівельні норми України).
10. Рекомендации по комплексным мерам защиты зданий и сооружений на оползнеопасных склонах. - К.: НИИСК, 1989.

REFERENCES

1. Huang J.H. The stability of earth slopes (translated from the English edited by doctor of technical sciences V. G. Melnik). - Moscow: Stroyizdat, 1988.
2. Recommendations for choosing factor calculation methods of slope stability and landslide pressure. - Moscow: Ministry of installation and special construction works of the Ukrainian SSR, 1986.
3. Sh. Okamoto. Earthquake engineering structures. - M.: Stroyizdat, 1980.
4. Dynamic calculation of structures for special effects. Designer Directory. - M.: Stroyizdat, 1981. - 215 p.
5. DBN V.1.1-12: 2014. Construction in seismic regions of Ukraine. - [Valid from 2014-10-01]. – K.: Minregion of Ukraine, 2014. - VI, 110 p. – (Building norms of Ukraine).
6. DSTU V V.1.1 -28: 2010. The scale of seismic intensity. - [Valid from 2011-10-01]. – K.: Minregionbud of Ukraine, 2011. - III, 47 p. – (National standard of Ukraine).
7. Scientific and Technical Report The Institutes of Geofisics of the National Academy of Sciences of Ukraine on the topic: "Getting calculated accelerograms and response spectras for calculation of the stability of protecting facilities tailings pond PAO" ArcelorMittal Krivoy Rog "at the at the max design earthquake (MDE)". - Kiev-Lvov, 2014.
8. The software package "LIRA - CAD" for the calculation of the structures strength. User guide. - Kiev: NIASS, 1996, part 1-7.
9. DBN V.1.2-14: 2009. General principles of reliability and structural safety of buildings, structures and foundations. - [Valid from 2009-12-01]. – K.: Minregionbud of Ukraine, 2009. - 37 p. – (Building norms of Ukraine).
10. Recommendations on integrated measures to protect buildings and structures on landslide-prone slopes. - Kiev, NIISK, 1989.



АНАЛІЗ МЕТОДІВ ПОШУКУ ВЗАЄМОВПЛИВУ ПРОЕКТОВАНИХ ТА ІСНУЮЧИХ СПОРУД В УМОВАХ ЩІЛЬНОЇ ЗАБУДОВИ

УДК 624.04

АВТОРИ

ГЛАДИШЕВ Д.Г., канд. техн. наук, доцент,
Національний університет „Львівська політехніка”

ГЛАДИШЕВ Г.М., канд. техн. наук, доцент,
Національний університет „Львівська політехніка”

ДАЦ А.Я., ТзОВ „Карпатська ВЕС”

АНОТАЦІЯ

У зв'язку зі складною конфігурацією в плані будівель старої забудови запропоноване спрощене рішення оцінки взаємовпливу існуючих та проєктованих споруд в старій забудові у порівнянні з методикою, наведеною у нормативних документах.

In connection with complex configuration in terms of buildings of old housing system the simplified solution of mutual interference evaluation of existing and planned facilities in old housing system in comparison with the methodology of normative documents is proposed.

КЛЮЧОВІ СЛОВА

розподіл напружень, оцінка взаємовпливу, фундаменти проєктованих будівель, існуючі будівлі, щільна стара забудова, осадки, деформації

ВСТУП

За п.11.3.5 [1] в першу чергу слід виконати фіксацію дефектів існуючих об'єктів у зоні впливу нового будівництва з метою: виключення можливості віднесення дефектів, що існували до початку будівництва, до таких, що виникли в результаті несприятливого впливу нового будівництва; вибору типу фундаментів та розроблення проєкту і способу виконання робіт для забезпечення нормальної експлуатації існуючих об'єктів, а в необхідних випадках розроблення проєкту їх підсилення; розроблення заходів захисту від негативних впливів нового будівництва.

У зв'язку з цим, в другу чергу виникають питання і з оцінкою прогнозованих нерівномірних осадок фундаментів нового будівництва на стадії проєктних рішень від існуючих споруд залежно від їх технічного стану та рівня складності інженерно-геологічних умов майданчика будівництва, включаючи його сейсмічну інтенсивність.

Метою розрахунку основ за деформаціями є обмеження абсолютних чи відносних їх переміщень такими границями, при яких гарантується нормальна експлуатація споруди. При тому, не знижується її довговічність за рахунок появи недопустимих та нерівномірних осадок, підйомів, кренів, що призводить до зміни проєктних рівнів розташувань конструкцій та розладу їх з'єднань та ін. Мається на увазі, що міцність і тріщиностійкість фундаментів і надфундаментних конструкцій повинні бути перевірені розрахунком, враховуючим зусилля, що виникають при взаємодії споруди з основою. При проєктуванні споруд, розташованих у безпосередній близькості від існуючих, необхідно враховувати додаткові деформації основ від взаємовпливів існуючих і проєктованих споруд.

Вертикальні напруження $\sigma_{zp,nf}$ у точці А, яка знаходиться на глибині z від центру підшви фундаменту споруди, з врахуванням впливу сусідніх фун-



даментів чи навантажень на прилеглі площі, слід визначати за формулою (Д.7а) [1]:

$$\sigma_{zp,nf} = \sigma_{zp} + \sum_{i=1}^k \sigma_{zp,ai},$$

де:

σ_{zp} – вертикальне нормальне напруження від тиску фундаменту (або зовнішнього навантаження) на глибині z основи від підшови фундаменту визначається за формулою (Д.2) [1]; α – коефіцієнт, що приймають за таблицею Д. 1 [1]; $\sigma_{zp} = \alpha p$; $p = \sigma_{zp,0}$ – середній тиск на рівні підшови фундаменту, кПа;

$\sigma_{zp,ai}$ – додаткові напруження від сусідніх фундаментів;

k – число ділянок (елементів) фундаментів чи навантажень, що впливають.

При суцільному рівномірно розподіленому навантаженні на поверхні землі інтенсивністю q (наприклад, від ваги планувального насипу) значення $\sigma_{zp,nf}$ можна визначити за формулою:

$$\sigma_{zp,nf} = \sigma_{zp} + q.$$

Спільна деформація основ і споруд характеризується:

- абсолютним осіданням (підйомом) s основи окремого фундаменту;
- середнім s і максимальним s_{max} осіданням споруди;
- відносною нерівномірністю осідань (підйомів) двох фундаментів ($\Delta s/L$), (L – відстань між фундаментами);
- креном фундаменту (споруди) i ;
- відносним прогином чи вигином f/L , L – довжина ділянки;
- кривизною ділянки споруди, що згинається, ρ ;
- відносним кутом прогину; закручування споруди θ ;
- горизонтальним переміщенням фундаменту (споруди) u_h .

Розрахунок основ за деформаціями виконують за умовою (7.3) [1],

$$S \leq S_u,$$

де:

S – сумісна деформація основи і споруди;

S_u – граничне значення сумісної деформації основи і споруди.

У необхідних випадках для оцінки напружено-деформованого стану конструкцій споруди з врахуванням довготривалих процесів і прогнозів консолідації основи, слід проводити розрахунок осадок в часі, але для цього необхідно в межах інженерно-геологічних вишукувань мати усі дані.

Метою роботи є дослідити та спростити розрахунки розподілу вертикальних додаткових напружень $\sigma_{zp,ai}$ в довільній точці A півпростору від дії тиску p під фундаментами споруд у старій забудові міста Львова. Запропонувати спрощене рішення визначення взаємовпливу існуючих та проєктованих споруд у порівнянні з методикою ДБН В.2.1-10-2009 [1] у зв'язку зі складною конфігурацією в плані будівель старої забудови.

Задачею досліджень є пошук більш простої методики, за якою за показниками отриманими під час їх обстеження, можна скоріше, за меншою кількістю розрахунків, отримати сумарні додаткові напруження $\sigma_{zp,ai}$, що можуть дати суттєвий вклад у деформований стан будівель в межах щільної старої забудови.

Окрім цього, можна розглянути і вплив напружень в основі під фундаментами старої забудови на проєктні рішення з улаштування фундаментів новобудов залежно від розподілу вертикальних напружень $\sigma_{zp,nf}$ на площі нової забудови.

З врахуванням цього, можна оцінити порядок у послідовності будівництва нових будинків через врахування впливу на них групи будівель та взаємовпливу будівель в межах розглянутої групи. Для прикладу, автори виконали дослідження на будинку по вул. Джерельній, 69 старої щільної забудови міста Львова [2] (рис.1), та новобудов, одна з яких нанесена на фрагмент ситуаційного генплану (рис. 2).

РЕЗУЛЬТАТИ ДОСЛІДЖЕНЬ

Для дослідження розподілу додаткових напружень проведено розрахунок на вплив існуючого будинку №69 старої забудови по вул. Джерельній у м. Львові на проєктований будинок №9 по цій самій вулиці.



Рис.1. Головний фасад будинку по вул. Джерельній, 69.

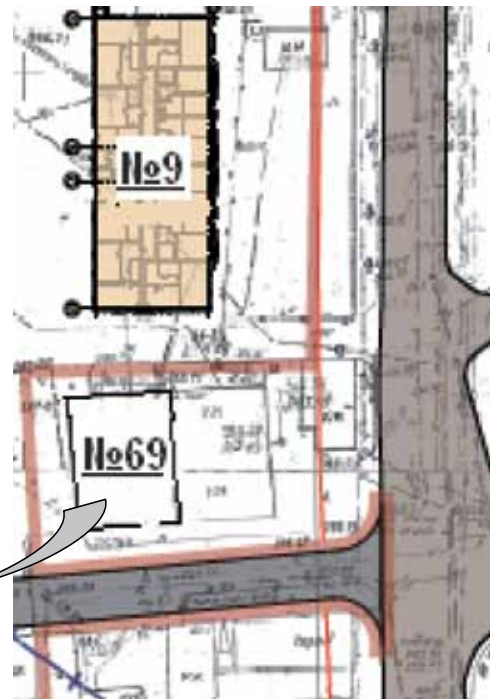


Рис.2. Ситуаційний план: №69-існуючий, №9-проєктований, будинки по вул. Джерельній.

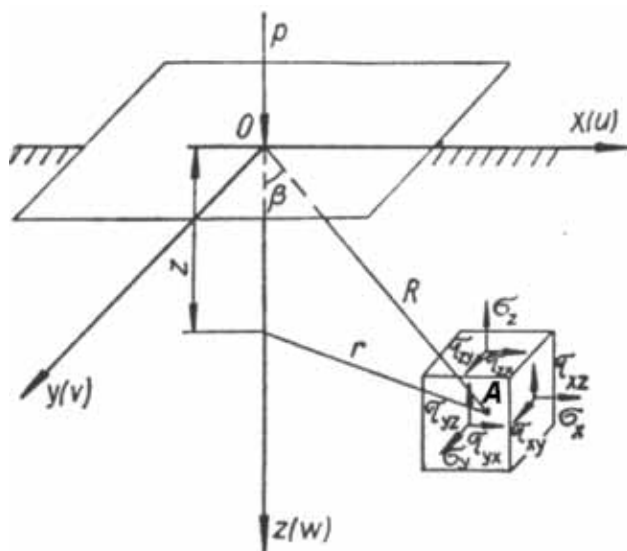


Рис.3. Схема прикладання зосередженої сили при просторовій задачі [3].

Розрахунок вертикальних додаткових напружень $\sigma_{zp,a,i}$ у довільній точці А основи (рис. 3), на глибині z від підшови, де діє зовнішнє навантаження p_i (середній тиск під i -тими ділянками підшов фундаменту будинку старої забудови, наведений на рис. 4), спочатку виконали за досить об'ємною формулою Д5 [1]. В цій формулі точка А, що проходить через центр підшови проєктованого будинку, фіксується у декартових координатах

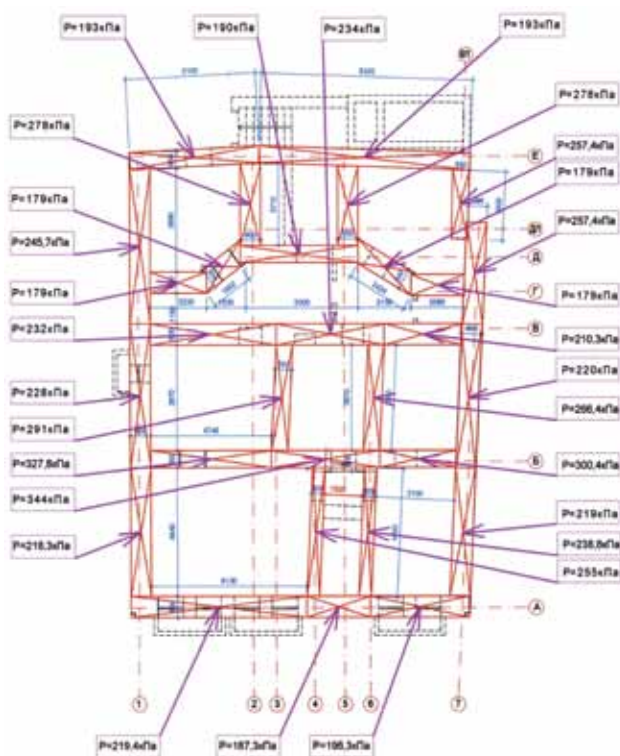


Рис.4. Результати розрахунків напружень p_i під підшовами фундаментів будинку по вул. Джерельній, 69.

значеннями: x, y, z до центру кожної ділянки фундаменту старої будівлі; для старої будівлі півдовжина і півширина фундаменту на контакті з основою, де діє середній тиск p .

Віддалі: x, y, z - від центрів ділянок фундаментів існуючого будинку до центру фундаменту на куті проєктованого будинку наведені на кресленні (рис. 5).

Знайдені за формулою Д.5 сумарні напруження $\Sigma \sigma_{zp,a,i}$ на вертикалі, що проходить через точку А по центру нового фундаменту, від впливу середніх напружень p_i під всіма ділянками підшов фундаменту сусідньої старої забудови, наведено в табл. 1.

Для визначення додаткових вертикальних напружень $\Sigma \sigma_{zp,a,i}$ в одній точці А основи проєктованої споруди на фіксованій глибині z від підшови її фундаменту, слід виконати значну кількість розрахунків за досить об'ємною формулою (Д.5) [1] з врахуванням напружень p та розмірів усіх ділянок підшови фундаменту сусідньої старої будівлі, або декількох будівель, для повного урахування впливу фундаментів сусідньої забудови.

Виконане порівняння ефективності розрахунку додаткових напружень $\sigma_{zp,a,i}$ за формулою (Д.5) [1]



Рис.5. Прив'язка елементів підшов фундаментів існуючого будинку по вул. Джерельній, 69 до найближчого кута проєктованого будинку №9.

Таблиця 1.

Поздовжня вісь в стіні будинку в осях	Довжина фундаменту	Ширина фундаменту	Пів-довжина фундаменту	Пів-ширина фундаменту	Напруження під фундаментом	Віддалі від кута буд. №9 до елемента ф-ту буд. №69	Напруження які виникають, кПа										
							На глибині z від підлоги фундаменту, м										
							0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	L	B	m	n	p	X	Y	м	м	м	м	м	м	м	м	м	м
A, 1-4	6,93	0,8	3,465	0,400	219,37	-1,14	-28,11	0	3E-05	3E-04	0,0009	0,002	0,004	0,006	0,01	0,014	0,019
A, 4-6	2,50	0,8	1,250	0,400	187,02	3,579	-28,11	0	1E-05	8E-05	0,0003	6E-04	0,001	0,002	0,003	0,004	0,006
A, 6-7	3,91	0,8	1,955	0,400	196,33	6,79	-28,11	0	1E-05	1E-04	0,0004	9E-04	0,002	0,003	0,004	0,006	0,008
7, А-Б	4,85	0,8	2,423	0,400	219,92	8,49	-25,36	0	3E-05	2E-04	0,0008	0,002	0,003	0,006	0,009	0,012	0,017
7, Б-В	5,43	0,8	2,714	0,400	219,96	8,73	-20,26	0	9E-05	7E-04	0,0023	0,005	0,01	0,016	0,024	0,033	0,043
7, В-Д/1	3,84	0,8	1,918	0,400	257,37	8,97	-15,55	0	2E-04	0,002	0,0051	0,012	0,021	0,034	0,049	0,066	0,084
7, Д/1-Е	2,60	0,65	1,300	0,325	316,76	8,42	-12,96	0	3E-04	0,002	0,0072	0,016	0,028	0,044	0,063	0,082	0,102
Е, 1-2	4,84	0,65	2,420	0,325	193,43	-2,05	-11,19	0	0,001	0,011	0,0339	0,071	0,12	0,174	0,229	0,28	0,323
Е, 2-7	8,32	0,65	4,160	0,325	193,43	4,64	-11,20	0	0,002	0,014	0,0439	0,093	0,158	0,234	0,312	0,387	0,453
1, Е-В	5,80	0,8	2,900	0,400	245,69	-4,20	-14,53	0	7E-04	0,005	0,0166	0,037	0,065	0,102	0,143	0,188	0,232
1, В-Б	5,42	0,8	2,710	0,400	228,32	-4,20	-20,26	0	1E-04	1E-03	0,0032	0,007	0,013	0,022	0,032	0,045	0,058
1, Б-А	4,84	0,8	2,420	0,400	218,38	-4,20	-25,36	0	4E-05	3E-04	0,0009	0,002	0,004	0,007	0,01	0,015	0,02
4, А-Б	4,84	0,5	2,420	0,250	255,01	2,70	-25,36	0	3E-05	2E-04	0,0007	0,002	0,003	0,005	0,008	0,011	0,015
6, А-Б	4,84	0,5	2,420	0,250	238,78	4,74	-25,36	0	2E-05	2E-04	0,0006	0,001	0,003	0,005	0,007	0,01	0,013
Б, 1-3	4,75	0,65	2,373	0,325	327,82	-1,43	-22,55	0	8E-05	6E-04	0,0021	0,005	0,009	0,015	0,022	0,031	0,041
Б, 3-6	4,31	0,65	2,157	0,325	344,22	3,08	-22,55	0	7E-05	6E-04	0,0019	0,004	0,008	0,014	0,021	0,029	0,038
Б, 6-7	2,98	0,65	1,491	0,325	300,45	6,75	-22,55	0	4E-05	3E-04	0,001	0,002	0,004	0,007	0,011	0,015	0,02
В, 1-3	4,94	0,8	2,471	0,400	231,90	-1,33	-17,85	0	2E-04	0,002	0,0059	0,013	0,024	0,039	0,057	0,076	0,098
В, 3-6	4,27	0,8	2,136	0,400	234,33	3,28	-17,85	0	2E-04	0,001	0,0049	0,011	0,02	0,032	0,047	0,063	0,081
В, 6-7	3,03	0,8	1,513	0,400	210,34	6,95	-17,85	0	9E-05	7E-04	0,0024	0,005	0,01	0,016	0,024	0,032	0,042
Г, 1-1/2	2,22	0,8	1,110	0,400	179,11	-2,69	-16,00	0	1E-04	0,001	0,0033	0,007	0,013	0,021	0,03	0,04	0,05
Г, 1/2-2	1,54	0,8	0,768	0,400	190,18	-0,92	-15,32	0	1E-04	0,001	0,0032	0,007	0,013	0,02	0,028	0,037	0,046
Г, 2-5	4,43	0,8	2,213	0,400	179,11	2,07	-14,82	0	4E-04	0,003	0,0097	0,021	0,038	0,059	0,083	0,109	0,134
Г, 5-6/7	2,13	0,8	1,065	0,400	190,18	5,43	-15,32	0	1E-04	0,001	0,0034	0,008	0,014	0,021	0,031	0,041	0,051
Г, 6/7-7	2,06	0,8	1,030	0,400	179,11	7,52	-16,00	0	8E-05	6E-04	0,0021	0,005	0,008	0,013	0,019	0,026	0,033
2, Д-Е	3,71	0,8	1,855	0,400	278,23	0,15	-12,96	0	0,001	0,008	0,0252	0,054	0,094	0,142	0,193	0,243	0,291
5, Д-Е	3,71	0,8	1,855	0,400	278,23	3,98	-13,01	0	8E-04	0,006	0,0202	0,044	0,077	0,117	0,16	0,205	0,247
3-Б-В	3,97	0,65	1,985	0,325	291,04	1,37	-20,26	0	1E-04	8E-04	0,0026	0,006	0,011	0,018	0,027	0,037	0,048
6 Б-В	3,97	0,65	1,985	0,325	266,38	4,99	-20,26	0	8E-05	6E-04	0,0021	0,005	0,009	0,015	0,022	0,03	0,039
За формулою (Д.5) [1]				$\Sigma \sigma_{гр.а.1}$	Сумарні напруження		0	0,009	0,065	0,2068	0,449	0,789	1,207	1,675	2,166	2,652	3,114

Таблиця 2.

Поздовжня вісь стіни будинку в осях	Ширина фундаменту B=2n м	Довжина фундаменту L=2m м	Площа фундаменту S кв.м	Напруження p _i під i-тою ділянкою фундаментом		Сумарне навантаження P _i на ділянку підстави фундаменту		Відхилення від кута буд.№69		R ₂₀	R ₂₁	R ₂₂	R ₂₃	R ₂₄	R ₂₅	R ₂₆	R ₂₇
				γ _i 1 кПа	γ _i 2 кПа	γ _i 1 кН	γ _i 2 кН	X	Y	0	1	2	3	4	5	6	7
I	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	11	12	13	14	15	16	17
A, 1-4	0,8	6,93	5,54	219,37	244,28	1216,2	1354,3	-1,14	-28,11	28,13	28,15	28,20	28,29	28,42	28,57	28,77	28,99
A, 4-6	0,8	2,50	2,00	187,02	202,42	374,0	404,8	3,579	-28,11	28,34	28,35	28,41	28,50	28,62	28,77	28,97	29,19
A, 6-7	0,8	3,91	3,13	196,33	215,25	614,1	673,3	6,79	-28,11	28,92	28,93	28,99	29,07	29,19	29,35	29,53	29,75
7, A-B	0,8	4,85	3,88	219,92	235,08	852,6	911,4	8,49	-25,36	26,74	26,76	26,82	26,91	27,04	27,20	27,41	27,64
7, B-B	0,8	5,43	4,34	219,96	235,13	955,0	1020,9	8,73	-20,26	22,06	22,08	22,15	22,26	22,42	22,62	22,86	23,14
7, B-D/1	0,8	3,84	3,07	257,37	281,14	789,6	862,5	8,97	-15,55	17,95	17,98	18,06	18,20	18,39	18,64	18,93	19,27
7, D/1-E	0,65	2,60	1,69	316,76	346,02	535,3	584,8	8,42	-12,96	15,45	15,49	15,58	15,74	15,96	16,24	16,58	16,96
E, 1-2	0,65	4,84	3,15	193,43	203,84	608,5	641,3	-2,05	-11,19	11,38	11,42	11,55	11,77	12,06	12,43	12,86	13,36
E, 2-7	0,65	8,32	5,41	193,43	203,84	1046,1	1102,4	4,64	-11,20	12,13	12,17	12,29	12,49	12,77	13,12	13,53	14,00
1, E-B	0,8	5,80	4,64	245,69	269,03	1140,0	1248,3	-4,20	-14,53	15,12	15,16	15,26	15,42	15,64	15,93	16,27	16,67
1, B-B	0,8	5,42	4,34	228,32	248,02	990,0	1075,4	-4,20	-20,26	20,69	20,71	20,78	20,90	21,07	21,28	21,54	21,84
1, B-A	0,8	4,84	3,87	218,38	235,63	845,6	912,3	-4,20	-25,36	25,70	25,72	25,78	25,88	26,01	26,19	26,39	26,64
4, A-B	0,5	4,84	2,42	255,01	282,53	617,1	683,7	2,70	-25,36	25,50	25,52	25,58	25,68	25,81	25,99	26,20	26,44
6, A-B	0,5	4,84	2,42	238,78	262,28	577,9	634,7	4,74	-25,36	25,80	25,82	25,87	25,97	26,11	26,28	26,49	26,73
B, 1-3	0,65	4,75	3,08	327,82	368,88	1011,1	1137,7	-1,43	-22,55	22,59	22,61	22,68	22,79	22,94	23,14	23,37	23,65
B, 3-6	0,65	4,31	2,80	344,22	381,67	965,2	1070,3	3,08	-22,55	22,75	22,78	22,84	22,95	23,10	23,30	23,53	23,81
B, 6-7	0,65	2,98	1,94	300,45	334,73	582,4	648,8	6,75	-22,55	23,53	23,56	23,62	23,72	23,87	24,06	24,29	24,55
B, 1-3	0,8	4,94	3,95	231,90	258,80	916,6	1023,0	-1,33	-17,85	17,90	17,93	18,01	18,15	18,34	18,58	18,88	19,22
B, 3-6	0,8	4,27	3,42	234,33	262,28	800,6	880,6	3,28	-17,85	18,15	18,18	18,26	18,39	18,58	18,82	19,11	19,45
B, 6-7	0,8	3,03	2,42	210,34	231,90	509,0	561,2	6,95	-17,85	19,15	19,18	19,26	19,39	19,57	19,80	20,07	20,39
Г, 1-1/2	0,8	2,22	1,78	179,11	191,43	318,1	340,0	-2,69	-16,00	16,22	16,26	16,35	16,50	16,71	16,98	17,30	17,67
Г, 1/2-2	0,8	1,54	1,23	190,18	207,35	233,5	254,6	-0,92	-15,32	15,35	15,38	15,48	15,64	15,86	16,14	16,48	16,87
Г, 2-5	0,8	4,43	3,54	179,11	193,93	634,2	686,7	2,07	-14,82	14,97	15,00	15,10	15,26	15,49	15,78	16,12	16,52
Г, 5-6/7	0,8	2,13	1,70	190,18	207,35	324,1	353,3	5,43	-15,32	16,26	16,29	16,38	16,53	16,74	17,01	17,33	17,70
Г, 6/7-7	0,8	2,06	1,65	179,11	191,43	295,2	315,5	7,52	-16,00	17,68	17,71	17,79	17,93	18,13	18,37	18,67	19,01
2, Д-Е	0,8	3,71	2,97	278,23	310,10	825,8	920,4	0,15	-12,96	12,96	13,00	13,12	13,30	13,57	13,89	14,28	14,73
5, Д-Е	0,8	3,71	2,97	278,23	310,10	825,8	920,4	3,98	-13,01	13,61	13,64	13,75	13,93	14,18	14,49	14,87	15,30
3, Б-В	0,65	3,97	2,58	291,04	341,10	751,0	880,2	1,37	-20,26	20,30	20,33	20,40	20,52	20,69	20,91	21,17	21,48
6 Б-В	0,65	3,97	2,58	266,38	287,65	687,4	742,3	4,99	-20,26	20,86	20,89	20,96	21,08	21,24	21,45	21,71	22,01
				Середнє p _i = 234	ΣP _i = 20842	22227											

R_{2i} - позначення згідно рис.4

та $\sigma_z = \sigma_{z p, a, i}$ - за формулою (5.3) [3],

Вертикальні сумарні напруження $\Sigma\sigma_{zp,a,i}$ на вертикалі, що проходить через точку А, і які знаходяться на фіксованій глибині z від центру підшви проєктованого фундаменту, з врахуванням сумарного (загального) впливу сусідніх фундаментів чи навантажень на прилеглі площі, визначені за формулою (5.3.а) [3] у табл. 2.

де:

$P = p \times (2m \times 2n)$ – рівнодіюча зосереджена сила по центру підшви кожної ділянки фундаменту старої будівлі (табл. 2), (ширина – $2n$ та довжина – $2m$ ділянки, (рис. 4);

$\sigma_{zp,ai}$ – вертикальні напруження на вертикалі, що проходить через точку A , і які знаходяться на фіксованій глибині z від центру підшви проєктованого фундаменту, від сили P , що діє на окремій ділянці фундаментів сусідніх будівель;

k – число ділянок фундаментів, що впливають; інші позначення наведені на рис. 3.



Були визначені рівні напружень у цих самих точках, що і за формулою (Д.5).

Визначені за формулою (5.3.а) [3] вертикальні напруження $\Sigma\sigma_{zp,ai}$ під кутом будинку №9 (точка А на рис. 5), який розташований найближче до існуючого будинку №69 по вул. Джерельній.

Посадка кута в осях «І/Е» існуючого будинку та проектованого будинку №9 прийнята за фрагментом ситуаційного генплану (рис. 1).

Збіг навантажень на фундаменти будинку виконаний у табличній формі (табл. 2), де наведені характеристичні і граничні рівномірно-розподілені p_i та зосереджені P_i навантажень на основи по ділянках фундаментів існуючого будинку.

Для порівняння ефективності розрахунку за формулою (Д.5) [1] (табл.1), були визначені рівні напружень у цих самих точках за формулою (5.3.а) [3] (табл. 2).

ВИСНОВКИ

Виконані порівняльні розрахунки ефективності визначення приросту додаткових вертикальних напружень $\sigma_{zp,ai}$ під кутом будинку №9, що розташований найближче до існуючого будинку, показали наступне.

Визначені для порівняння значення напружень $\Sigma\sigma_{zp,ai}$ під кутом будинку №9 (точка А на рис. 5), на декількох рівнях $z=0...10$ м (з кроком 1 м, (табл. 1 та 2)) від центру підосви проектованого фундаменту, за двома методиками показало практичне їх співпадіння.

Інтегральний вплив фактичних напружень в основі під підосвами фундаментів існуючого будинку не впливає на додаткові напруження, що виникають під фундаментами проектованих будинків №9 та інших, розташованих не ближче за розглянутий будинок, і цей вплив практично не залежить від типу прийнятих в них фундаментів.

Розрахунки показали, що за підходом, наведеним у довіднику [3], ще до початку будівництва, можна простіше, за меншою кількістю розрахунків, визначити загальний взаємовплив існуючих та проектованих споруд в старій забудові у порівнянні з методикою наведеною у нормативному документі [1].

У зв'язку зі складною конфігурацією в плані будівель щільної старої забудови, запропонований підхід дає можливість скоріше за показниками, отриманими під час їх обстеження, оцінити деформований стан будівель в межах щільної старої забудови.

Окрім цього, за формулами (5.1 – 5.15), наведеними у довіднику [3], можна додатково оцінити можливі рівні числових значень напружень, що характеризують просторовий напружено-деформований стан та переміщення в основі.

ЛІТЕРАТУРА

1. Об'єкти будівництва та промислова продукція будівельного призначення. Основи та фундаменти будинків і споруд: ДБН В.2.1-10:2009. – [Чинні від 2009-01-07]. – К.: Мінірегіонбуд України, 2009. – 82 с. – (Будівельні норми України).
2. Обстеження існуючого будинку по вул. Джерельна, 69 у м. Львові. Технічні висновки. Книга 1. ТЗОВ «НПФ «Реконстрпроект». – Львів, 2013 – 257 с.
3. Справочник по механике и динамике грунтов / [В.Б. Швеца, Л.К. Гинзбург, В.М. Гольштейн и др.]; ред. В.Б. Швеца. – К.: Будівельник, 1987. – 232 с.

REFERENCES

1. Building objects and industrial products of the building setting. Grounds and foundations of building and constructions: DBN B.2.1-10:2009. – [Valid from 2009-01-07]. – Kyiv: Minregion of Ukraine, 2009. – 82 p. – (State Building Norms, in Ukrainian).
2. The examination of existing building on Dzhherelna str. In Lviv. Technical conclusions. Book 1. LLC “SPF “Reconstrproject”. – Lviv, 2013 – 257 p.
3. V.B. Shvets, L.K. Ginzburg, V.M. Goldshtein and oth., rel. V.B. Shvets. Spravochnik po mehanike i dinamike gruntov [Reference book on mechanics and dynamics of soils]. – Kyiv: Budivelnik, 1987. – 232 p.



ABOUT MOST IMPORTANT FAULT OF VALID METHOD OF STATIC PROBING AS FIELD METHOD FOR SOIL TEST

UDK 624.131.385 : 006.354

AUTHOR

LYTVYNNENKO A.S., Laboratory Head,
SE "DerzhdorNDI"

ABSTRACT

У роботі доводиться, що незважаючи на велику технічну досконалість сучасного обладнання для статичного зондування і наявність сертифікатів придатності метод статичного зондування не забезпечує більшості задекларованих ДСТУ Б В.2.1-9-2002 випробувань, хіба що крім визначення глибини залягання покритті скельних, зрубоуламкових або щільних піщаних ґрунтів.

The paper proves that despite significant technical perfection of modern equipment for static sensing and availability of Certificates of Conformance, the method of static sensing does not provide the majority of the tests declared by the State Standard DSTU B V.2.1-9-2002, except for those designed for determining the occurrence depth of top of rock, coarse soils or dense sandy soils.

KEY WORDS

motor highway, field methods, static probing, test results, method faults

INTRODUCTION

Analysis of general situation on some construction sites as transport infrastructure well as separate construction objects testifies that the test data gotten by static probing method (that auxiliary method is applying for data extrapolation gotten by bore holes) is not meeting quite to real soil state and these test data are decreasing sufficiently their real bearing capacity often. As that analysis demands the involving of big scope of graphic documents, then in this paper we would be limited only examples for some experimental objects without their specific name. At the same time we should take into consideration that not only we but other interested specialists too are able to approve independently the reasonableness of our conclusion using approach which is described in this paper.

The presented in that paper graphic interpretation for static probing data and their analysis we recommend not only for implementation in new version of DSTU B V.2.1-9-2002 [1], but we propose to change a conception of that standard. The static and dynamic testing (as auxiliary methods of the geotechnical survey) should be the basic methods for determination of spatial changeability as soil layers and lenses well as its state. It is necessary for more purposeful change of the places for soil sampling for further laboratory researches and the places of research sites dislocation and depth of soil field tests by other methods, pressure meter tests, for example.

BASIC PART

For analysis we have used the passports of static probing gotten when survey of some transport infrastructure objects natural bases from bound soils and different kind sand soils. Although the passports are not presented in that paper for saving of print paper scope, there is well known for specialist that the graphs of static probing are represented as slightly wavy vertical line (fig. 1) or [2, p. 157, fig. 86, 87] for bound soils in plastic state ($IL = 0...1,0$). That line is very uneven from top to down (fig. 2a) or [2, p. 157, fig. 88] for sand soils. But that line is not informative too. And it is in spite of fact that graphs and schemes and pictures perceive everyone better than tables and formulas as rule. The numerical values of soil frontal resistance to penetrator (q_c , MPa) and friction of friction muff along side surface (f_s , kPa) are presented in the passports as rule.

Simultaneously, the values of such indexes of the mechanical soil behavior as internal friction angle φ , cohesion c (kPa), deformation module E_d (MPa) and soil name and its state (in values of liquidity index IL are printed in passports for every 20 cm of borehole depth under probing. But these values are very doubtful because of a procedure for determining of correlation to the test results of soil samples taken of previously bored adjacent boreholes is not prescribed. Now this correlation is carrying out in accordance with unknown dependences determined by producers of probing equipment and hidden in relevant computer programs. At the same time, there is not any information about such important indexes as soil humidity and density. It would be more natural. Such way, that approach to using of static probing data is not sufficiently grounded in spite of its wide application in European union countries and Ukraine where that



approach is adapted and harmonized with international and European standards of ISO and CEN series: DSTU ISO22476-2:2008 and DSTU ISO22476-3:2008 and that approach is valid in accordance with national standard DSTU B V.2.1-9. At the same time, these all standards are not obligatory for application and they are reference and their presence is not in contradiction with possibility for further work on improvement of the methods for analysis of static probing data with purpose to get new more objective results when analysis of engineering-geological sections structure.

At first, we deem it necessary to be concentrated on possibility to assess a changeability of geotechnical section but not on automated calculation of data for some correlation dependences for definite indexes of soil mechanical behavior when engineering-geological survey. The following indexes are sufficient for that purpose: soil frontal resistance to penetrator $q_c = f(H)$ (MPa) and friction of friction muff along side surface $f_s = f(H)$ (kPa) which are determining directly in process of the tests.

The same directly measured static probing values are represented in column diagram in figs. 1b and 2b (as we have mentioned about its in [3, p. 32; 4, p. 230]) and after that they are represented as specific intervals of depth of boreholes under probing with averaged values of static probing indexes in these intervals (see figs. 1c and 2c). And it is very important - for every interval we can calculate the following static indexes: dispersion – S^2 , mean square deviation – S ; variation index k_v ; index of assessment of sample calculation – ρ and number of measurements taken into consideration in every depth interval – n (see table) when static calculations. To my regret, a graphs scale in journal article does not permit to show clear a fact that some specific values of gotten indexes of some probing researches is rejecting in process of graphs analysis because of their significant deviation. I.e. they may be considered as mistaken due to some reasons but a graphs scale proposed in new standard version are satisfying these requirements. Such way, in further analysis of geotechnical section is requirement to operate not only with theoretical (single) static indexes of reliability (0,95; 0,85) accepted for parameters q_c and f_s , but with real (for every interval of depth) values of quadratic deviations – S for every point of probing or for determined soil layer.

Superposing continuous graphs of soils resistance to probing on geological section we can obtain more-less real imagination about changeability of this section structure and soils behavior of its structure; figs. 3 – 5.

From the first side, a grounding of choice of the places for boring of prospecting boreholes is increasing and from the second side, an analysis of the gotten geological sections permits to think seriously about adequacy of representation of real geotechnical section on base of soils static probing method.

On section (fig. 3, there are bound soils in main) is seen a big depth of weak soils (i.e. with small bearing capacity; $q_c \leq 1,1$ MPa) along depth of section. Deformation modulus of these soils is not exceeding 5 MPa in accordance with valid correlation

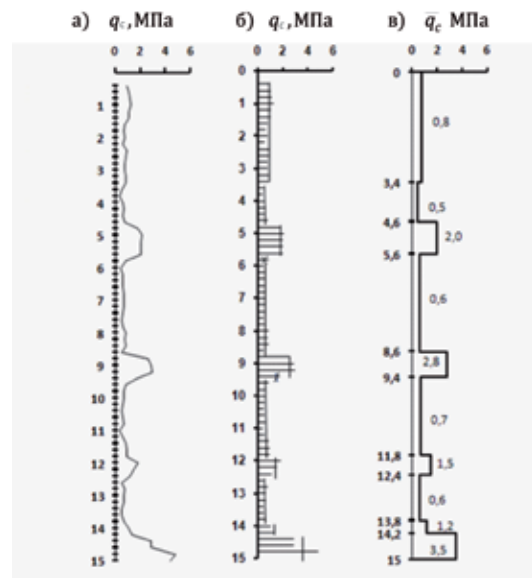


Рис. 2. Переріз профільованого металевого листа типу BTR 160.250.750 товщиною 0,75 мм виробництва фірми ТОВ «Балекс-Метал».

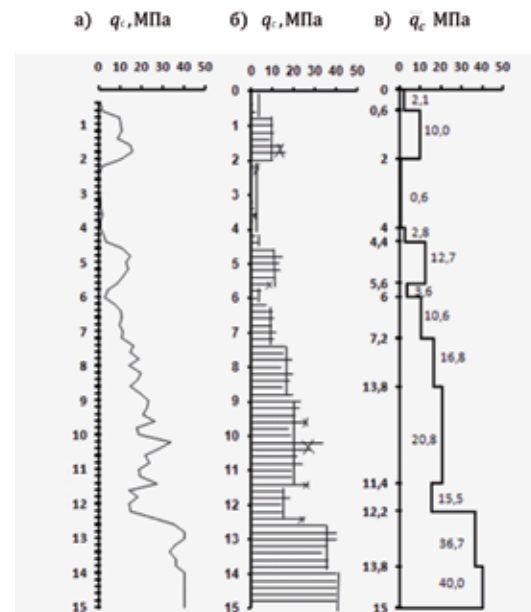


Рис. 2. Переріз профільованого металевого листа типу BTR 160.250.750 товщиною 0,75 мм виробництва фірми ТОВ «Балекс-Метал».

Table 1. Mean values of indexes q_c and parameters of their non-uniformity into determined intervals along depth of probing № 6 on geological section with prevalence of sand soils (fig. 2 c)

№ layer	q_c , MPa	S^2 , MPa	S , MPa	k_v , num.	ρ , num.	Number of measurements n	h , m	H_1 , m	$H = H_{\text{ср}} - H_1$, m
1	2,1	—	—	—	—	1	0,6	0,6	
2	10,0	0,850	0,76	0,08	0,034	5	1,4	2,0	
3	0,6	0,091	0,30	0,51	0,192	7	2,0	4,0	
4	2,8	0,320	0,56	0,20	0,143	2	0,4	4,4	
5	12,7	2,950	1,72	0,14	0,061	5	1,2	5,6	
6	3,6	1,550	1,24	0,34	0,244	2	0,4	6,0	
7	10,6	0,460	0,68	0,06	0,028	5	1,2	7,2	
8	16,8	4,910	2,22	0,13	0,050	7	1,4	8,6	
9	20,8	4,530	2,13	0,10	0,032	10	2,8	11,4	
10	15,5	3,400	1,84	0,12	0,060	4	0,8	12,2	
11	36,7	6,400	2,53	0,07	0,026	7	1,6	13,8	
12	40,0	—	—	—	—	8	1,6	15,4	

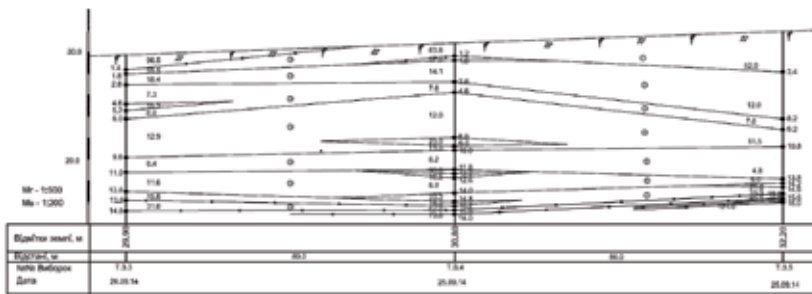


Рис. 2. Переріз профільованого металевго листа типу

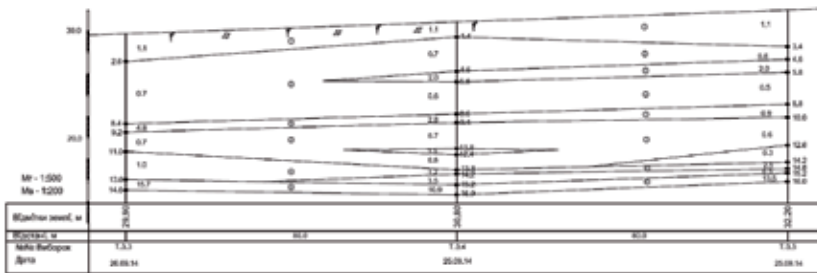


Рис. 2. Переріз профільованого металевго листа типу

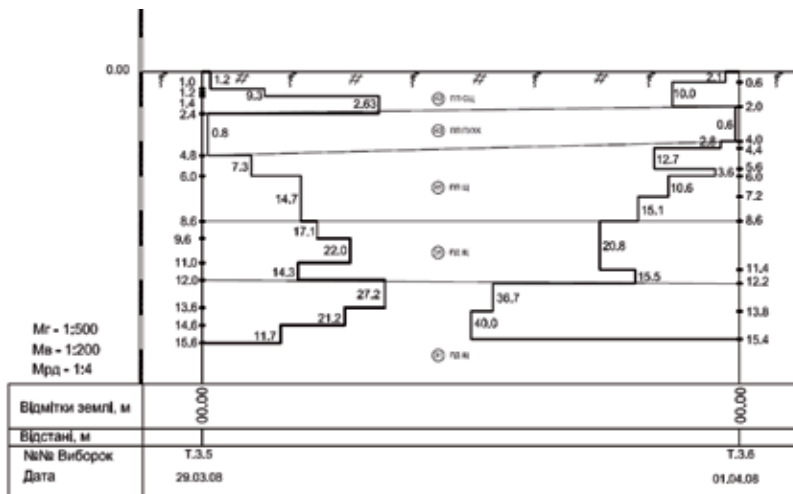


Рис. 2. Переріз профільованого металевго листа типу

dependences. As rule, it demands arrangement of pile foundation, and application of column-piles is preferable.

From the other side, there is some doubt: Whether have we a week base really? Whether is static probing data decreasing of soil bearing capacity? Because of there is very close (50...100 m) long ago built overpass over railway and embankment with height up to seven meters without deformations conditioned by insufficient strength of base. At the same time, it is scarcely probable that the foundations for that overpass were constructed earlier on column-piles with length 15 meters.

The engineer-geological sections formed on basis of analysis of index f_s values distribution along boreholes under probing (fig. 4) do not favor the trust to static probing method. At the first, there is paying attention (T.3.4) the quite frequent and quick change of mean values of index f SI on some depths. Therefore there is

arising issue of possible sufficient influence of the mechanical errors on measurement of that index. And is it really measuring the soil friction along friction muff or there is measuring something other? Such way,

A structure of engineer-geological sections according to data of direct measurements of soil resistance to cone or surface of friction muss gives impact for more precise research of this phenomenon.

1. There is better to use the column diagrams $q_c=f(H)$ but not traditional continual lines of graphs $q_c=f_s(H)$ for analysis of soil bases state by means of static probing method as auxiliary method to data of boring survey. Statistical analysis of some intervals of these diagrams permits to assess more effectively the spatial changeability of the soils behavior and accordingly to carry out the choice of the places for passing of boreholes and depth of sampling.

2. There is proposing to recommend that approach in new version of DSTU B V.2.1-9.

1. Грунти. Методи польових випробувань статичним і динамічним зондуванням: ДСТУ БВ.2.1-9-2002. – [Чинний від 2002-01-01]. – К.: Держбуд України, 2002. – III, 21 с. – (Національний стандарт України).
2. Санглера Г. Исследование грунтов методом зондирования (с применением пенетрометров). – М.: Стройиздат, 1971.
3. ИН 280 УССР 040-87. Инструкция. ЛІТЕРАТУРА

1. Soils. Field test methods by statik and dynamic sounding: DSTU B V.2.1-9-2002. – [Valid from 2002-01-01]. – Kyiv: Derzbud of Ukraine, 2002. – III, 21 p. – (National Standard of Ukraine, in Ukrainian).
2. Sanglera A.G. Soils investigation by probing. – М.: Stroizdat, 1971.
3. IN 218 USSR 040-87. Instruction. Increase of stability of high embankments of highways of Ukrainian SSR. – Kyiv: Mindorstroi of USSR, 1987.
4. Litvinenko A.S. Improving data processing method obtained by dynamic and static probing method // Building structures: collection of scientific works. –



КОНСТРУКТИВНІ ОСОБЛИВОСТІ ІНФІЛЬТРАЦІЙНИХ МАЙДАНЧИКІВ З ВОДОПРОНИКНИМИ ПОКРИТТЯМИ

УДК 628.212

АВТОРИ

ТКАЧУК О.А., д-р техн. наук, завідувач кафедри Національного університету водного господарства та природокористування;

ШЕВЧУК О.В., аспірант Національного університету водного господарства та природокористування

АНОТАЦІЯ

Наведено отримані авторами в результаті попередніх досліджень рекомендації щодо особливостей влаштування інфільтраційних майданчиків з водопроникними покриттями для регулювання дощового стоку на урбанізованих територіях з метою їх захисту від підтоплення.

recommendations for installation characteristics of infiltration areas with permeable pavements to stormwater management in urban areas for their protection from flooding obtained by the authors in previous studies are described.

КЛЮЧОВІ СЛОВА

інфільтраційні майданчики, затоплення, підтоплення

В останні роки на території міст не тільки в Україні, але й в усьому світі все частіше спостерігаються погіршення умов благоустрою міських територій внаслідок їх затоплення і підтоплення в результаті атмосферних опадів. В Україні у зоні потенційного підтоплення знаходиться понад 150 тис. га забудованих територій (11 % від загальної площі населених пунктів). У більш ніж 20 великих містах підтоплені території перевищують 1000 га [1].

Однією з основних проблем у відведенні атмосферних опадів з міських територій є збільшення витрат дощових вод, що поступають у системи дощової каналізації. Це відбувається внаслідок інтенсивних змін у благоустрої міських територій з постійним збільшенням часток територій із водонепроникними покриттями (дороги, тротуари, майданчики, дахи будинків тощо). Внаслідок цього мають місце збільшення об'єму дощового стоку, що формується у понижених місцях міських територій, їх затоплення, підтоплення та погіршення санітарного стану.

У світі, а в останні роки і в Україні у питанні захисту міських територій від підтоплення все більшої уваги приділяють різноманітним методам регулювання дощового стоку поряд з традиційним його збором у системі водовідведення. Важливого значення набувають ті методи, що дозволяють акумулювати дощові опади безпосередньо в місцях їх випадіння. Одним з таких методів є влаштування інфільтраційних майданчиків з водопроникними покриттями із наступним дренаванням затриманих дощових вод в споруди систем водовідведення. Це дозволяє зменшити максимальні навантаження на ці системи та затримувати забруднення, а застосування різноманітних видів водопроникних покриттів – використовувати такі міські території як стоянки для автомобілів, різного роду під'їзні шляхи, газони тощо.

Застосування інфільтраційних майданчиків в роботі систем дощового водовідведення дозволить ще на стадії проектування зменшити діаметри нових труб, а отже, і вартість мереж, запобігти підтопленню і затопленню територій в понижених місцях та покращи-



ти санітарний стан водойм в місцях випуску дощових вод. Крім того, водонепроникні покриття мають ряд інших переваг, таких як екологічність (не виділяє шкідливих випарів у спеку у порівнянні з асфальтовими покриттями), зростання привабливості територій тощо.

Дослідженню методів регулювання дощового стоку присвячені роботи багатьох вітчизняних і закордонних вчених (Жук В.М., Вовк Л.І., Бошота В.В., Акан О., Гуо Дж., Костяков А.Н., Фергюсон Б., та ін.) [2, 3]. Ці вчені зробили значний внесок у дослідження окремих методів і режимів роботи споруд для регулювання дощового стоку (зокрема збірників дощових вод, ексфільтраційних траншей тощо). Однак не вирішеними залишаються питання врахування сумісної роботи цих споруд у системах водовідведення, а також розроблення рекомендацій щодо їх влаштування.

У світовій практиці заходи з регулювання дощового стоку орієнтовані на пріоритетне використання водонепроникних покриттів над непроникними, якщо це не обмежується певними умовами. Однак в Україні на сьогодні вони ще не набули поширення. Крім того, різні виробники однакових видів покриттів надають різні рекомендації щодо технологій їх влаштування. Дуже часто не в повній мірі надаються або повністю відсутні рекомендації щодо об'єму стоку, який вони затримують, що в свою чергу ставить під сумнів ефективність їх застосування.

Тому метою статті є розроблення рекомендацій щодо конструктивних особливостей влаштування інфільтраційних майданчиків з водонепроникними покриттями для ефективного їх використання у благоустрої та захисті від підтоплення міських територій.

Атмосферні опади поступають на інфільтраційний майданчик у вигляді крапель дощу та додаткового притоку із прилеглих територій. Для цього по периметру майданчика, або вздовж його більшої сторони, влаштовують відкритий лоток, що забезпечує рівномірний розподіл дощових вод по всій площі майданчика. Верхній шар майданчика має покриття із газонних решіток, що влаштовано горизонтально або з невеликим ухилом від лотка (рис.1).

Дощові води, що акумулюються на інфільтраційних майданчиках, відводять (рис. 2):

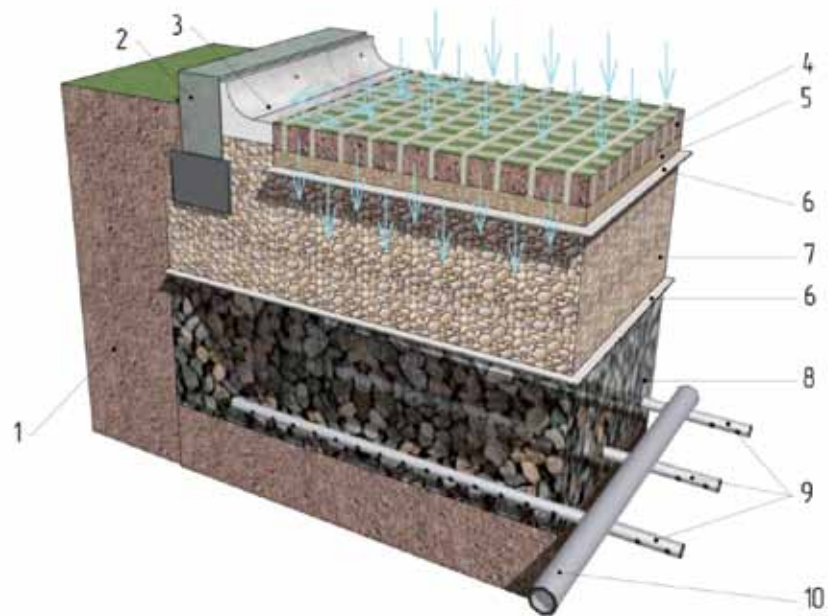


Рис.1 Фрагмент інфільтраційного майданчика:

- 1 – природний ґрунт; 2 – бордюр; 3 – лоток рівномірного розподілу вод притоку;
4 – газонна решітка; 5 – підготовчий шар; 6 – геотекстиль; 7 – основний фільтраційний шар; 8 – акумулюючий шар (щебінь); 9 – дренажні труби;
10 – трубопровід відведення дренажних вод у систему дощового водовідведення.

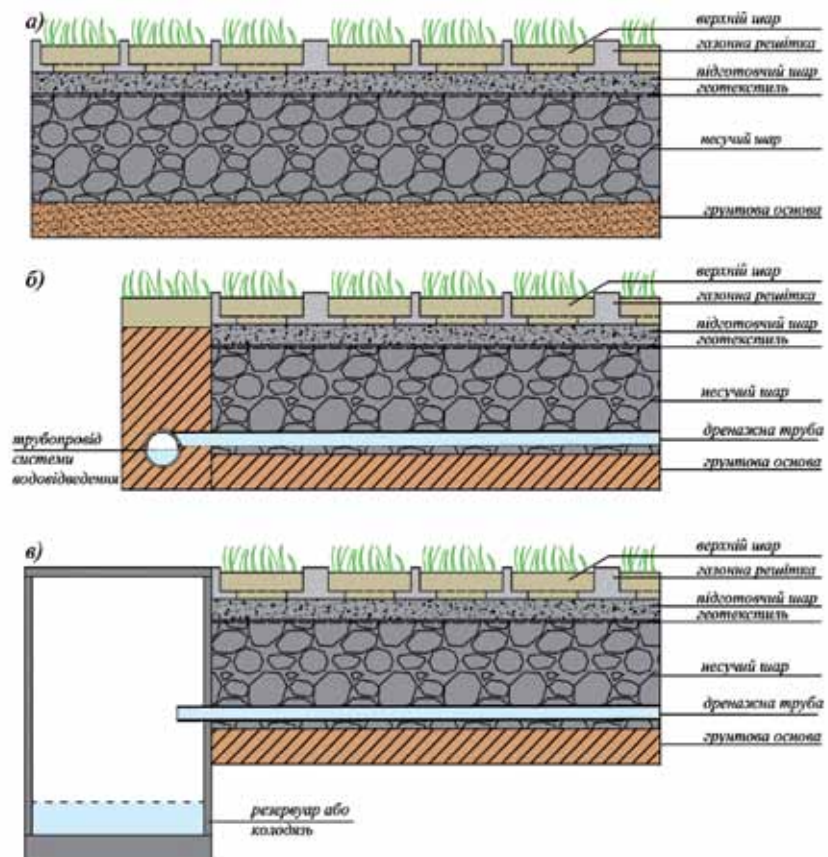


Рис.2 Конструктивні схеми інфільтраційних майданчиків за способом відведення дощового стоку:

- а – в існуючий ґрунт; б – у систему каналізації; в – у резервуар або колодязь.



- ексфільтрацією в існуючий ґрунт;
- у трубопроводі чи каналі системи дощового водовідведення;
- у резервуар чи колодязь для використання відфільтрованого стоку у господарських цілях.

Характеристики завантаження кожного з цих шарів, такі як зерновий склад, пористість, ступінь ущільнення, повинні забезпечувати необхідну водопроникність та несучу здатність відповідно до можливого навантаження. Для забезпечення інфільтрації дощового стоку необхідно, щоб не менше 40% площі модулів газонних решіток були водопроникними. Відповідно до цих вимог для стоянки автомобілів масою до 40 т, що потребує несучу здатність у 30 МПа, несучий шар завантаження формують із щебеню з розміром фракцій 2...30 мм висотою не менше $h_{oc} \geq 25$ см [4]. Інші характеристики матеріалів завантаження інфільтраційних майданчиків наведено у табл. 1.

Таблиця 1. Характеристики завантаження інфільтраційних майданчиків

Назва шару	Висота шару, см	Склад матеріалів завантаження
Верхній шар газонних решіток	За сертифікатами виробників залежно від типу газонної решітки	60% просіяний ґрунт 30% пісок фракції 0,1-2 мм 10% компост
Підготовчий шар	3-5	щебінь фракції 2-16 мм. пісок фракції 0,1-2 мм 70% пісок фракції 0,1-2 мм 30% просіяний ґрунт
Основний несучий шар	≥ 25	40% щебінь фракції 2-5 мм 30% просіяний ґрунт 20% пісок фракції 0,1-2 мм 10% компост
Акумуляуючий шар	≥ 10	Щебінь фракції 2-30 мм
		Щебінь фракції 8-40 мм

Ступінь ущільнення кожного із шарів повинен бути в межах 93...95%. Пористість кожного з шарів завантаження 20...40%. Для затримання додаткового об'єму опадів можна також влаштувати акумуляуючий шар зі щебеню крупністю 8...40 мм.

Для запобігання підтопленню територій при влаштуванні інфільтраційних майданчиків мінімальна відстань від низу завантаження до рівня ґрунтових вод повинна становити 1 м. Якщо рівень ґрунтових вод знаходиться вище, або якщо не передбачається ексфільтрація у навколишній ґрунт, то для відведення відфільтрованого дощового стоку влаштовують дренажну систему (рис.2б, 2в). Тривалість спорожнення інфільтраційного майданчика після заповнення його дощовими стоками має не перевищувати 48 год. [5].

Мінімальна відстань від інфільтраційних майданчиків до будинків та споруд 3 м, а до колодязів чи свердловин з питною водою 30 м.

Для забезпечення ефективного водовідведення дощових стоків потрібно регулярно проводи-

ти огляд стану інфільтраційного майданчика. Зокрема, щомісячно перевіряти, чи не погіршились водопроникні властивості через його засмічення, а після дощів перевіряти, чи не перевищений час спорожнення майданчика. Обов'язковою є регулярна перевірка стану забруднень у стоці з сусідніх водопроникних територій, стік з яких затримується інфільтраційними майданчиками. Для запобігання забруднень рекомендовано 3...4 рази на рік проводити механічну очистку вакуумними пилососами. Щороку проводити огляд стану модулів газонних решіток та стану газонного покриття, замінюючи пошкоджені елементи і поновлюючи газон [4, 5].

Методика розрахунку інфільтраційних майданчиків залежить від вибраної схеми відведення дощових стоків. Для кожної схеми відведення базовими розрахунковими величинами є визначення

висоти шару завантаження та площі інфільтраційного майданчика.

При відомих величинах об'ємів дощових вод W_p , m^3 , що повинні бути затримані на інфільтраційному майданчику, висота шару завантаження, м, становитиме

$$H = \frac{W_p}{F_m \cdot p}, \quad (1)$$

де p – середня пористість завантаження;

F_m – площа інфільтраційного майданчика, m^2 , що розраховують за формулою

$$F_m = \psi_{mid} \cdot k_{in} \cdot F_{cm}, \quad (2)$$

де

ψ_{mid} – середній коефіцієнт стоку дощових вод, що рекомендується визначати згідно [5];

F_{cm} – площа стоку, m^2 ;

k_{in} – коефіцієнт співвідношення інтенсивності дощу до інтенсивності дренажу дощових вод на майданчику, $k_{in} \leq 0,1$.

При відомих величинах розрахункового шару опадів для даної ділянки h_{on} , м, висота завантаження може також визначатись за формулою [6]:

$$H = \frac{(h_{on} \cdot \psi_{mid} \cdot \frac{F_{cm}}{F_m}) - (0,5 \cdot K_{\phi} \cdot t_n)}{p}, \quad (3)$$

де

K_{ϕ} – коефіцієнт фільтрації завантаження, м/год;

t_n – тривалість наповнення інфільтраційного майданчика, год, приймається рівним 2 год.

У табл. 2 наведено рекомендовані значення параметрів, що використовуються при влаштуванні та розрахунку інфільтраційних майданчиків.



Таблиця 2. Граничні значення параметрів при влаштуванні та розрахунку інфільтраційних майданчиків

№	Найменування параметра	Позначення	Од. вим.	Значення	
				min	max
1	Коефіцієнт фільтрації існуючого ґрунту	K_f	м/с	10^{-5}	–
2	Пористість завантаження	p	%	20	40
3	Ухил ділянки	I	%	0,5	2
4	Висота завантаження	H	м	0,25	2,4
5	Відношення площі майданчика до площі стоку	$F_m/F_{ст}$		1:1	1:3* 1:10**
7	Коефіцієнт відношення інтенсивності дощу до інтенсивності дренажу дощу на майданчику	k_{in}		0,1	1
8	Коефіцієнт стоку для водонепроникних ділянок	ψ_{mid}		0,8	1,0

* при відсутності підключення до системи дощового водовідведення

** при підключенні до системи дощового водовідведення

REFERENCES

ВИСНОВКИ

Інфільтраційні майданчики є одним з ефективних методів регулювання дощового стоку на урбанізованих територіях, що дозволяє збирати дощові води безпосередньо в місцях їх випадання. Наведені конструктивні особливості та вимоги щодо влаштування інфільтраційних майданчиків, а також базові формули щодо розрахунку висоти завантаження та площі інфільтраційних майданчиків сприятимуть ефективному використанню даних методів регулювання дощового стоку у захисті від підтоплень та покращенні благоустрою міських територій.

ЛІТЕРАТУРА

1. Ігнатенко О.П. Державна політика щодо систем поверхневого водовідведення в Україні / О.П. Ігнатенко, О.Ю. Зузанська // Проблеми водопостачання, водовідведення та гідравліки: науково-технічний збірник. – Вип. 19. – К.: КНУБА, 2012. – С. 7-12.
2. Ferguson, B. (2005) Porous Pavement: Integrative studies in water management and land development. Boca Raton: CRC Press, 600 p.
3. Ткачук С.Г. Регулювання дощового стоку в системах водовідведення: монографія / С.Г. Ткачук, В.М. Жук. – Львів: Видавництво Львівської політехніки, 2012. – 216 с.
4. Справочник для проектирования, строительства и эксплуатации водопроницаемых систем укрепления грунта из элементов TTE® производства компании HÜBNER-LEE. – М., 2013. – 27 с.

5. Georgia Stormwater Management Manual (2001). Technical Handbook. Atlanta: AMEC Earth and Environmental, Center for Watershed Protection, 2, 844 p.
6. Draft District of Columbia Stormwater Management Guidebook (2013), Washington D.C.: District Department of the Environment, 596 p.

1. Ihnatenko, O., Zuzanska, O. Derzhavna polityka shchodo system poverkhnevoho vodovidvedennia v Ukraini [State policy of runoff drainage system in Ukraine], Problems of water supply, wastewater removal and hydraulics: Scientific and technical collection, Kyiv, KNUBA, 2012, vol 19, pp. 7-12 [in Ukrainian].
2. Ferguson, B. (2005). Porous Pavement: Integrative studies in water management and land development. Boca Raton: CRC Press, p 600.
3. Tkachuk, S., Zhuk, V. Rehulivannia doshchovohostoku v systemakh vodovidvedennia [Stormwater regulation on drainage systems], Lviv, Publishing Lviv Polytechnic, 2012, 216 p [in Ukrainian].
4. Spravochnik dlia proektyrovannia, stroitelstva i ekspluatatsii vodopronitsaemykh system ukreplennia hrunta iz elementov TTE® proizvodstva kompanii HÜBNER-LEE [Manual of designing, construction and operation of permeable system of soil fixing from TTE® elements of production company HÜBNER-LEE], Moscow, 2013, 27 p. [in Russian].
5. Georgia Stormwater Management Manual (2001). Technical Handbook. Atlanta: AMEC Earth and Environmental, Center for Watershed Protection, 2, 844 p.
6. Draft District of Columbia Stormwater Management Guidebook (2013), Washington D.C.: District Department of the Environment, 596 p.



ВИПРОБУВАННЯ НАВАНТАЖЕННЯМ КОНСТРУКЦІЙНОГО ПРОФНАСТИЛУ ВИРОБНИЦТВА ФІРМИ ТОВ «БАЛЕКС-МЕТАЛ» ТИПУ BTR 160.250.750 ДЛЯ ПОКРИТТІВ

УДК 624.073

АВТОРЫ

ТАРАСЮК В.Г., канд. техн. наук, заступник
директора з наукової та нормативно-методичної
роботи, ДП НДІБК;

ЖАРКО Л.О., канд. техн. наук, завідувач відділу
ДП НДІБК;

ОВЧАР В.П., канд. техн. наук, провідний науковий
співробітник, ДП НДІБК;

ЦИМБАЛ С.П., інженер ДП НДІБК;

БЕЛОКОНЬ А.М., інженер ДП НДІБК

АННОТАЦІЯ

Представлено результати випробування навантаженням профілів сталевих листових гнутих, з трапецієподібними гофрами - листів конструкційного профнастилу довжиною 12 м, в т.ч. підсилених накладками на опорах, виробництва фірми ТОВ «Балекс-Метал» типу BTR 160.250.750 для будівництва безпрогонових покриттів.

The results of test loading of structural steel trapezoidal profiles BALEX METAL TOV productions as BTR 160.250.750, length a 12 m, including increase protective straps on supports, for building without span coverages.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА

випробування рівномірно розподіленим навантаженням,
конструкційний профнастил

Чималої популярності у сучасному будівництві набув покрівельний профнастил завдяки таким перевагам, як економічність, практичність і надійність в експлуатації, невелика вага, зручність транспортування, простота монтажу.

Актуальні питання визначення характеристик профнастилу розглянуто в роботі, яка виконувалася за замовленням ТОВ «Мегалайн Глобал Юкрейн» як генерального підрядника з проектування та будівництва Торгово-розважального центру (ТРЦ) «Лавіна» по вул. Берковецькій, 6 у Святошинському районі м. Києва.

Конструктивні рішення будівлі ТРЦ «Лавіна» (рис. 1) включають залізобетонні і металеві колони, легкі металеві ферми та підкроквяні балки, профільовані металеві листи покриття (рис.2). Конструктивно безпрогонові покриття будівлі вирішено у вигляді конструкційних профільованих листів [1], що прикріплені до металевих балок самонарізними болтами, а зверху покриті шарами пароізоляції, плитної теплоізоляції та гідроізоляції (рис. 3).



Рис. 1. Фрагмент покриття будівлі ТРЦ «Лавіна» по вул. Берковецькій, 6 у Святошинському районі м. Києва з профільованим металевим листом.

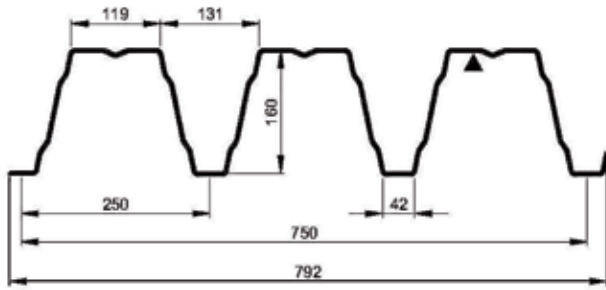


Рис. 2. Переріз профільованого металевго листа типу BTR 160.250.750 товщиною 0,75 мм виробництва фірми ТОВ «Балекс-Метал».

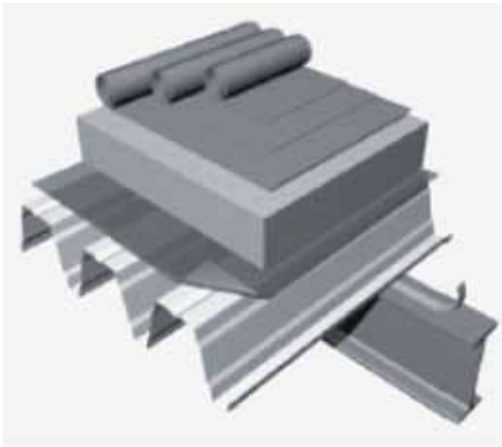


Рис. 3. Конструктивне рішення покриття з профільованим металевим листом.

Профільований металевий лист кріпиться до підкрюквяних балок за допомогою сталевих з'єднувачів розміром не менше $\varnothing 4,5 \times 55$ мм або дюбелів, що забивають піротехнічним приладдям, діаметром не меншим 4,30 мм в кількості: один з'єднувач для кожного поглиблення гофру – для кроку підкрюквяних балок 600 см; два з'єднувачі для кожного поглиблення гофру в місцях накладання двох листів на опорах та на крайніх опорах для кроку підкрюквяних балок від 600 до 750 см.

Поздовжнє поєднання металевих листів здійснюється за допомогою односторонніх сталевих заклепок діаметром не меншим 4 мм та довжиною не меншою 10 мм з проміжком не більшим 250 мм, або самонарізних шурупів діаметром не меншим 4,20 мм та довжиною не меншою 16 мм з проміжком не більшим 250 мм.

Листи профнастилу із захисним покриттям з поліестеру товщиною 15 мкм за технічними умовами повинні відповідати вимогам [2]. Вони укладаються на систему металевих балок, ширина яких 150 мм, з прогоном в осях 4 м, з кріпленням кожної вузької гофри до балок самонарізними болтами.

Випробування зразків листів профнастилу проводилося етапами: спочатку на двох зразках коригувалася методика навантаження; далі на першому етапі – власне на листах та на другому етапі – на листах, що підсилені накладками на проміжних опорах. В кожному випадку на трьох зразках визначалися величини руйнівного рівномірно-

розподіленого навантаження, максимального прогину, а також характер руйнування та розрахунковий граничний опір.

Випробувані зразки листів профнастилу мали прямокутну форму в плані розмірами $12,3 \times 0,75$ м, по ширині трьома трапецієподібними гнучими широкими гофрами висотою 160 мм догори, номінальна товщина листа 0,75 мм, фактична в межах 0,72...0,77 мм. Схему зразка з позначенням товщини наведено на рис. 4. Схему розташування приладів наведено на рис. 5.

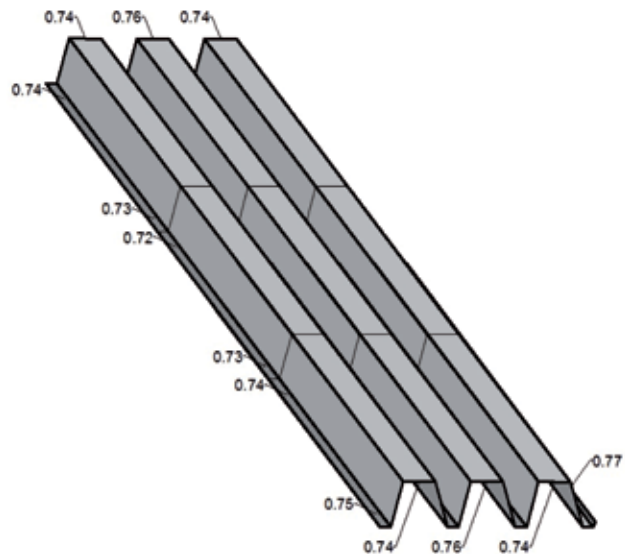


Рис. 4. Фактична товщина металу в мм в у відібраних зразках профільованого металевго листа типу BTR 160.250.750 довжиною 12 м.

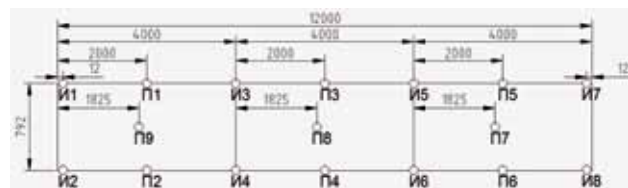


Рис. 5. Схема розташування приладів.

Випробування зразків проводились за [3] та [4] за трьохпрогінною нерозрізною схемою на статичний згин шляхом ступеневого прикладання рівномірно розподіленого навантаження, що створювалося за допомогою тарованих бетонних та чавунних вантажів, які встановлювались на першому етапі на картонні підкладки (рис 6), а в подальшому, для імітування роботи профнастилу як елементу покриття, на підкладки з деревини, розмірами $620 \times 250 \times 4$ мм (рис. 7).

Зразки довжиною 12,01 м встановлювались на опори випробувального стенду широкими гофрами догори, а кожна вузька гофра жорстко закріплювалася болтами до металевих траверс шириною 120 мм (проміжних) і 60 мм (крайніх).

Прогини зразка вимірювались прогиномірами, з обох боків в середині кожного прольоту. Індикатори встановлювались з обох боків зразка по осі кожної опори.



а)



б)

Рис. 6. Загальний вигляд зразка до початку випробування: а - № 1 і № 2; б - № 3 - №. 5.

Руйнування зразка № 1 відбулось внаслідок місцевої втрати стійкості на крайніх опорах (рис.7) на 13 ступені завантаження при рівномірно-розподіленому навантаженні 390 кг/м^2 і максимальному прогині $21,16 \text{ мм}$.

Руйнування зразка № 2 відбулось внаслідок місцевої втрати стійкості крайньої

гофри на проміжних опорах на 14-й ступені завантаження при рівномірно-розподіленому навантаженні 410 кг/м^2 і максимальному прогині $16,45 \text{ мм}$.

Руйнування зразків № 3-5 відбулось внаслідок місцевої втрати стійкості на проміжних опорах (рис.8) на 16-й ступені завантаження при рівномірно-розподіленому навантаженні $476,67 \text{ кг/м}^2$ і

Таблиця 1.

Найбільший прогин зразка, мм										
№ зразка	Рівномірно розподілене навантаження на профнастил, q, кг/м ²	П1	П3	П5	П9	П8	П7	П2	П4	П6
Проліт		1	2	3	1	2	3	1	2	3
1	360	16,30	19,77	9,53	-	-	-	15,14	10,96	21,16
2	390	11,70	8,75	16,45	8,02	4,41	9,48	9,90	11,04	11,33
3	450	13,65	7,96	13,27	12,93	6,14	16,49	9,91	11,75	13,27
4	450	9,46	7,52	12,02	12,73	6,08	11,01	9,97	14,49	12,24
5	450	12,40	7,34	14,15	15,41	8,72	13,26	11,93	12,26	12,80
Вісь зразка		ліва			середня			права		



а)



б)

Рис. 7. Характер руйнування зразка - місцева втрата стійкості на крайній опорі.

максимальних прогинах $16,49 \text{ мм}$ (№3), $14,49 \text{ мм}$ (№ 4), $15,41 \text{ мм}$ (№ 5).

Графік прогинів (мм) в прогонах по лівій, середній і правій осям зразків показано на рис. 9, а максимальні прогини в залежності від рівня навантаження (кг/м^2) в середньому прогоні показано на графіках переміщень зразків № 2-5 на рис. 10.

Найбільші прогини зразків по боковим і середній осям наведено в табл. 1.

Обробка результатів випробувань зразків профільованого металевого листа виконувалася за рекомендаціями Додатку А [3].

Дані про руйнівне навантаження підлягали коригуванню для визначення граничного опору конструкції в



а)



б)

Рис. 8. Характер руйнування зразка - місцева втрата стійкості крайньої або усіх гофр на проміжній опорі.

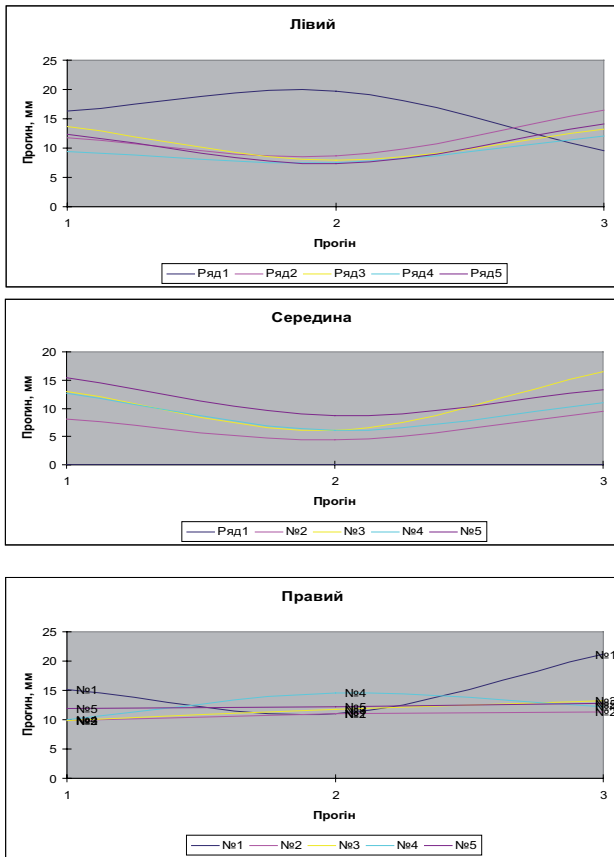


Рис.9. Графік прогинів в прогонах по лівій (а), середній (б) і правій осі зразків.

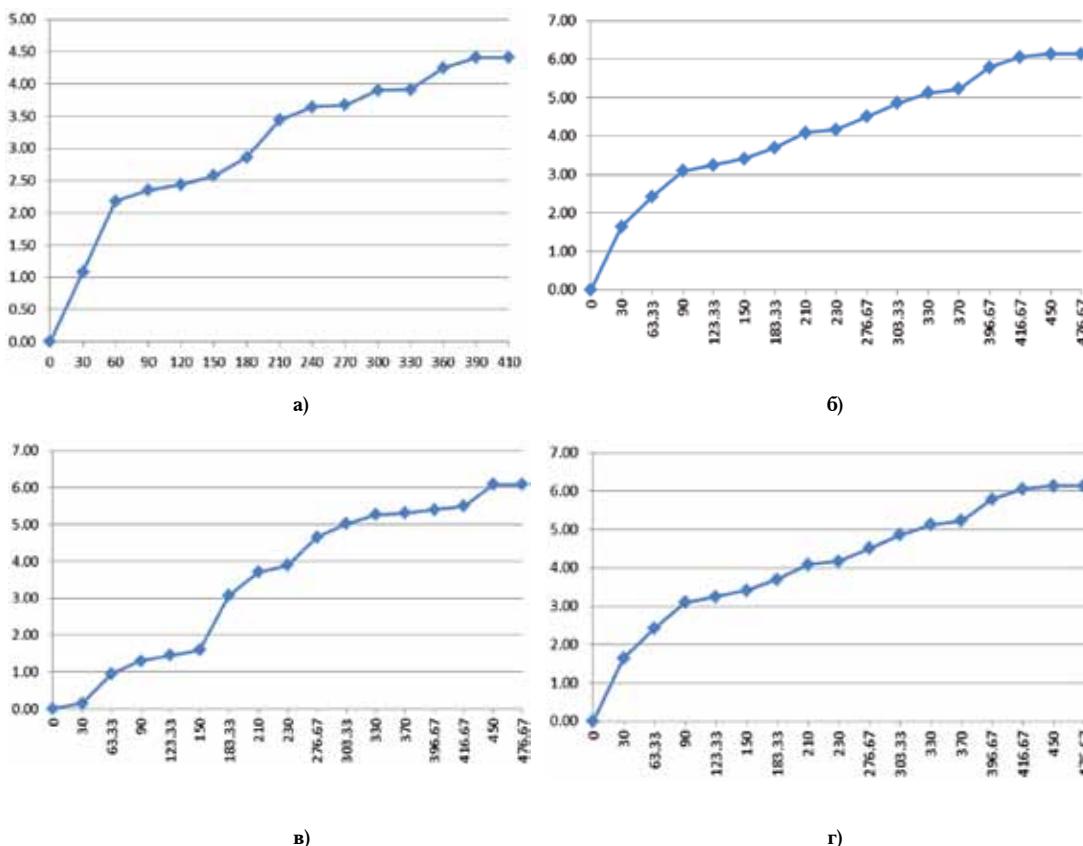


Рис.10. Максимальні прогини (по вертикалі, мм) в залежності від рівня навантаження (по горизонталі, кг/м²) в середньому прогоні зразків: а - №2, б - №3, в - №4, г - №5.

залежності від таких показників, як номінальна і фактична товщина прокату, коефіцієнт виду зруйнування, гранична та відносна гнучкість профілю, коефіцієнт надійності даних випробувань.

Фізико-механічні характеристики випробуваних зразків сталі з профільованих металевих листів типу ВТР 160.250.750, що було відібрано з профнастилу згідно [5] і випробувано за методом [6], наступні: границя текучості $\sigma_{0,2} = 386,93$ МПа (39,44 кгс/мм²), тимчасовий опір $\sigma_{\theta} = 436,00$ МПа (44,44 кгс/мм²), відносне видовження $\delta = 29,6$ %.

Розрахунки, ґрунтовані на стійких результатах випробувань зразків № 3-5, довели, що розрахунковий граничний опір зразків профільованого металевих листа типу ВТР 160.250.750 виробництва фірми ТОВ «Балекс-Метал», становив 410,63 кг/м².

На другому етапі випробувань, зважаючи на встановлений характер руйнування зразків на проміжних опорах, профільований металевий лист було підсилено накладками розмірами 0,8х0,75 м і фактичною товщиною 1,15 мм, що були закріплені заклепками. Зразки мали нерівномірну товщину в межах 0,69...0,73 мм, як зображено на схемі з позначенням товщини листів настилу і накладок (рис. 11).

Загальний вигляд зразка з накладками під час випробування до руйнування показано на рис. 12а. Руйнування зразків № 1-3 профільованих металевих листів, підсилених накладками на середніх опорах, відбулось внаслідок місцевої втрати стійкості на проміжних опорах (рис. 12 б, 13а) при рівномірно-розподіленому навантаженні, що дорівнювало 839,67 кг/м². Руйнування зразків з накладками на крайніх опорах (рис.13 б) було спричинене великими прогинами профнастилу під руйнівним навантаженням.

Характерні графіки переміщень в місці максимального прогину зразків по середній та по лівій вісям крайнього прогону представлено на рис. 14. Прогини зразків по боковим і середній осям наведено в табл. 2.

Розрахунки, ґрунтовані на результатах випробувань трьох зразків, довели, що розрахунковий граничний опір зразків профільованого металевих листа типу Т 160.250.750



Таблиця 2.

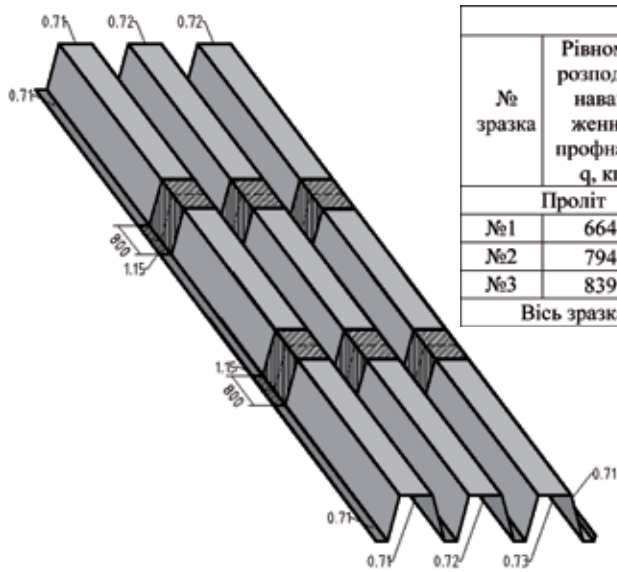


Рис.11. Схема зразка з накладками з позначеннями товщини листів зразка і накладок.

Найбільший прогин зразка, мм										
№ зразка	Рівномірно розподілене навантаження на профнастил, q, кг/м ²	П2	П4	П6	П9	П8	П7	П1	П3	П5
Проліт		1	2	3	1	2	3	1	2	3
№1	664,07	9,75	13,07	12,47	20,34	3,96	19,01	17,23	9,39	16,90
№2	794,15	18,21	11,72	16,76	25,51	2,08	18,76	21,87	18,38	23,86
№3	839,67	18,02	23,55	19,63	26,14	11,40	24,43	27,11	18,72	5,98
Вісь зразка		ліва			середня			права		

виробництва фірми ТОВ «Балекс-Метал», підсиленого накладками на середніх опорах, становив 733,53 кг/м².

ВИСНОВКИ

За результатами випробування на статичний згин зразків профільованого металевго листа типу Т 160, виробництва фірми ТОВ «Балекс-Метал», в т.ч. підсиленого накладками на середніх

опорах, за трьох прогонною нерозрізною схемою рівномірно розподіленим навантаженням в умовах наближених до роботи профнастилу в конструкціях покриття встановлено наступне:

- конструктивно ліва бокова вісь профнастилу є ослабленою відсутністю ребра жорсткості;
- руйнування зразків відбувалося внаслідок місцевої втрати стійкості на проміжних опорах в місцях подвійної стискаючої дії навантаження і реакції опор;
- руйнівне рівномірне розподілене навантаження листів профнастилу становило - 476,67 кг/м², а підсиленого - 839,67 кг/м², що більше на 76,15%;
- максимальні прогини зразків листів профнастилу становили 26,86...27,11 мм, а підсиленого - 13,65...15,41 мм, що менше в 1,97 рази;
- розрахунковий граничний опір, що було визначено за рекомендаціями Додатку А [3], становив 410,63 кг/м², а підсиленого 733,53 кг/м², що більше на 78,6%.

Таким чином, застосування підсилюючих накладок профільованого металевго



а)



б)

Рис.12. Загальний вигляд зразка з накладками:

а – під час випробування до руйнування, б – після випробувань.



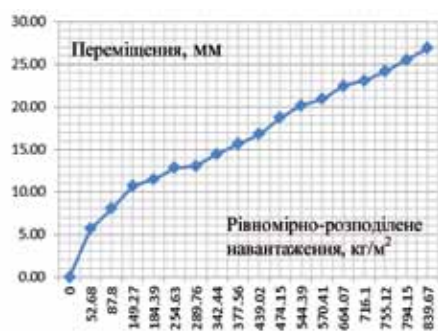
а)



б)

Рис.13. Характер руйнування зразка з накладками:

а – на проміжній опорі, б – на крайній опорі.



а)



б)

Рис.14. Характерні графіки переміщень в місці максимального прогину зразка: а - середня вісь крайнього прогону (P9), б - ліва вісь крайнього прогону (P1)



го листа типу Т 160 на середніх опорах трипрогінного нерозрізного покриття при роботі на статичний згин під рівномірно розподіленим навантаженням змінює характер руйнування, підвищує на 76,15 % руйнівне рівномірно розподілене навантаження, зменшує до 1,97 рази максимальні прогини, збільшує на 78,6 % розрахунковий граничний опір.

ЛІТЕРАТУРА

1. Профилированные листы. Облицовочные и конструкционные. Технический каталог. Май 2013. - BELEXMETAL. www.balex.eu.
2. Конструкції будинків і споруд. Профілі сталеві листові гнуті з трапецієподібними гофрами для будівництва. Технічні умови: ДСТУ Б В.2.6-9:2008. – [Чинний від 2010-01-01]. – К.: Мінрегіон України, 2009. – III, 22 с. – (Національний стандарт України).
3. Конструкції будинків і споруд. Конструкції сталеві будівельні. Методи випробування навантаженням: ДСТУ Б В.2.6-10-96. – [Чинний від 1997-07-01]. – К.: Укрархбудінформ, 1997. – III, 20 с. – (Національний стандарт України).
4. Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-3. Загальні правила. Додаткові правила для холодноформованих елементів і профільованих листів (EN 1993-1-3:2006, IDT): ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3-2012. – [Чинний від 2013-07-01]. – К.: Мінрегіон України, 2012. – VII, 212 с. – (Національний стандарт України).
5. Прокат. Загальні правила відбору проб, заготовок і зразків для механічних і технологічних випробувань: ГОСТ 7564-97. – [Чинний від 1999-01-01]. – Мінськ, 1997. – III, 12 с.
6. Метали. Методи випробування на розтяг тонких листів: ГОСТ 11701-84. – [Чинний від 1986-01-01]. – Мінськ, 1984. – 15 с.
4. Eurocode 3. Planning of steel constructions. Part 1-3. General rules. Additional rules for cool shaped elements and profiled letters (EN 1993-1-3:2006, IDT): DSTU - N B EN 1993-1-3-2012. – [Valid from 2013-07-01]. – K.: Minregion of Ukraine, 2012. – VII, 212 p. – (National Standard of Ukraine, in Ukrainian).
5. Rental. General rules of sampling, purveyances and standards for mechanical and technological tests: GOST 7564-97. – [Valid from 1999-01-01]. – Minsk, 1997. – III, 12 p.
6. Metals. Methods of test on tension of thin letters: GOST 11701-84. – [Valid from 1986-01-01]. – Minsk, 1984. – 15 p.

REFERENCES

1. Profiled folias. Facings and construction. Technical catalogue. May 2013. - BELEXMETAL. www.balex.eu
2. Constructions of houses and buildings. Steel sheet bent with trapecial gofry for building. Technical specification: DSTU B V.2.6-9:2008. – [Valid from 2010-01-01]. - Kyiv, Minregion of Ukraine, 2009, - III, 22 p. - (National Standard of Ukraine, in Ukrainian).
3. Constructions of houses and buildings. Constructions steel build. Methods of test loading: DSTU B V.2.6-10-96. – [Valid from 1997-07-01]. - Kyiv, Ukrarkhbudininform, 1997. - III, 20 p. - (National Standard of Ukraine, in Ukrainian).

ШАНОВНІ КОЛЕГИ!

Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України (Мінрегіон)

Міністерство освіти і науки України

Всеукраїнська громадська організація Академія будівництва України (ВГО АБУ)
ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»
(ДП НДІБК)

Придніпровська державна академія будівництва та архітектури (ДВНЗ ПДАБА)

Всеукраїнська громадська організація «Українське товариство механіки ґрунтів, геотехніки і фундаментобудування» (УТМГТФ)

Асоціація «Українське об'єднання проектних організацій» (УОПО)

проводять

11 – 13 жовтня 2016 р. в місті Дніпропетровську

Дев'яту Всеукраїнську науково-технічну конференцію

«МЕХАНІКА ҐРУНТІВ, ГЕОТЕХНІКА ТА ФУНДАМЕНТОБУДУВАННЯ»

«ПРОБЛЕМИ, ІННОВАЦІЇ ТА ІМПЛЕМЕНТАЦІЯ ЄВРОКОДІВ В УКРАЇНІ»

Тематика конференції включає розгляд сучасного стану науково-технічних досліджень, освіти, проектування та виробництва основ, фундаментів і підземних споруд в умовах імплементації Єврокодів в Україні:

- класифікація ґрунтів та фундаментів;
- розрахункові системи «основа - фундамент - споруда» та конструкції на їх основі;
- польові та лабораторні визначення характеристик ґрунтів;
- стійкість схилів та тиск ґрунту на огорожі;
- будівництво в складних інженерно-геологічних умовах;
- геотехнічне проектування за Єврокодами;
- професійна підготовка геотехніків.

СЕКРЕТАРІАТ КОНФЕРЕНЦІЇ

(044) 249-38-30 – Володимир Миколайович Сенаторов

(044) 249-37-03 – Світлана Валентинівна Глазкова

(044) 249-38-07 – Лариса Іванівна Лебедева

факс: (044) 248-89-09,

E-mail: s.glazkova@ndibk.gov.ua

03037, Київ-37, вул. Преображенська, 5/2, ДП НДІБК

Тел./факс: (056) 247-08-88 – Євген Олександрович Ландо

E-mail: iepi@pgasa.dp.ua .



*до 90-річчя з дня народження провідного вченого
в галузі механіки ґрунтів і гірничих порід*

ЧЕРНОГО ГЕЛІЯ ІВАНОВИЧА

Гелій Іванович Черний є одним із провідних вчених з механіки та динаміки ґрунтів і гірничих порід.

Народився Гелій Іванович 2 квітня 1926 року в місті Харкові. Батьки: мати - лікар-педіатр, батько - професор сільсько-господарського інституту в м. Харкові.

Після закінчення в 1948 році індустріального інституту в м. Сталіно (тепер Донецьк) працював на різних посадах в гірничо-рудних підприємствах СРСР.

Науковою діяльністю почав займатися в 1953 році в Києві, поступивши, після п'яти років роботи на виробництві, в аспірантуру в інститут гірничої справи Академії наук України.

Під час навчання в аспірантурі Гелій Іванович досконально вивчив теорію пружності, пластичності, повзучості та близькі до них розділи математики, гідромеханіки та реології, що в подальшому з успіхом використовував в механіці і динаміці ґрунтів, якими довелося займатися після закінчення аспірантури.

В 1959 році захистив кандидатську дисертацію за темою: «Дослідження процесу деформацій і зсуву гірничих порід при розробці рудних покладів Криворізького басейну».

В 1967 році Гелій Іванович був запрошений у Відділення геодинаміки вибуху Академії наук України як фахівець в галузі механіки ґрунтів і гірничих порід. До 1986 року Гелій Іванович очолював у цьому відділенні відділ, який виконував дослідження з розробки вибухових методів ущільнення ґрунтів, зміни їх структури, міцності, фільтраційних властивостей. При вирішенні цих задач вивчались також закономірності затухання пластичних хвиль високих напружень в ґрунтах різного складу і вологості. Результати досліджень були застосовані при будівництві окремих ділянок ряду каналів в Середній Азії та Поволжі вибуховим способом.

В 1983 році Гелій Іванович захистив докторську дисертацію за темою «Дослідження будови, міцності, властивостей та стійкості ґрунтового масиву, деформованого при веденні вибухових робіт».

Основу докторської дисертації склали визначені теоретичним шляхом умови стійкості укосів глибоких вибухових виїмок, з урахуванням змін будови і властивостей ґрунту під дією вибуху. Ці теоретичні закономірності ретельно перевірялись натурними спостереженнями і експериментами.

В 1986 році перейшов працювати в Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій на посаду старшого наукового співробітника. З 2001 року працював на посаді головного наукового співробітника.

За час роботи в інституті проявив себе як учений-дослідник в галузі будівельної науки, пов'язаної з будівництвом в складних інженерно-геологічних умовах.

Зокрема, ним виконані важливі дослідження в галузі механіки ґрунтів і фундаментобудування. Розроблені методи розрахунку деформації ґрунтів над тунелями метрополітену і розрахунку динамічних імпульсів, що виникають при забиванні паль та додаткової осадки будівель від цих імпульсів.

Його дослідження втілені на таких об'єктах, як: Чорнобильська АЕС, каскад Дніпровських ГЕС, костел святого Миколая в м. Києві, Національний олімпійський стадіон та ряд інших будівель центральної частини міста Києва, що зазнали впливу будівництва та експлуатації метрополітену.

Г.І. Черний - автор більш як 350 опублікованих робіт, серед яких 33 монографії, книги і брошури, 72 винаходів, в т. ч. 2 запатентованих за кордоном.

Статті на науково-просвітницькі та політичні теми друкували такі газети як «Київські відомості», «День», «Дзеркало тижня».

Під керівництвом Гелія Івановича Черного захищено 6 кандидатських та 4 докторські дисертації.

Г.І. Черний пішов з життя в 2007 році після тяжкої хвороби. Ім'я вченого, інженера та патріота Г.І. Черного будуть пам'ятати всі, з ким він працював, товаришував та відпочивав.



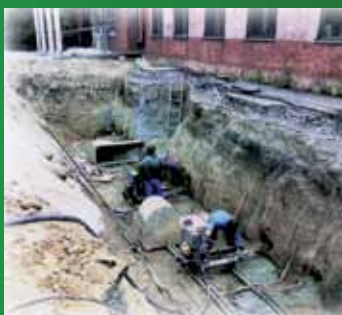
**ДЕРЖАВНЕ ПІДПРИЄМСТВО
«ДЕРЖАВНИЙ НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ
ІНСТИТУТ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ»
(ДП НДІБК)**

НАУКОВО-ТЕХНІЧНА ДІЯЛЬНІСТЬ У БУДІВНИЦТВІ

1. Розроблення будівельних норм, державних стандартів (ДСТУ) технічних свідотств
2. Науково-технічний супровід проектування, зведення та експлуатації будівель і споруд в т.ч.: на територіях зі складними інженерно-геологічними і сейсмічними умовами; об'єктів ядерної та теплової енергетики
3. Розроблення конструктивних рішень та технології зведення доступного житла
4. Розроблення технічних рішень з підвищення енергоефективності будівельних об'єктів
5. Інжинірингові послуги:
 - оптимізація проектних рішень будівельних об'єктів або їх елементів
 - розроблення методів розрахунків будівельних конструкцій
 - розроблення технологій виготовлення будівельних конструкцій
 - розроблення рекомендацій при реконструкції будівель і споруд
 - обстеження і оцінка будівельних конструкцій; розробка паспортів технічного стану будівель та споруд
 - технічний нагляд за будівництвом
 - геодезичний контроль за будівництвом
 - сертифікація будівельних матеріалів, виробів та конструкцій
 - експертиза науково-технічної продукції, у тому числі проектних, науково-дослідних та дослідно-конструкторських робіт
 - консультаційні послуги;
 - підготовка кадрів вищої кваліфікації через аспірантуру
6. Інженерно-геологічні, геофізичні вишукування
7. Статичне і динамічне випробування паль
8. Чисельні розрахунки будинків і споруд
9. Проектування спеціальних видів робіт в будівництві:
 - основ і фундаментів всіх типів
 - каркасів монолітних будинків
 - посилення будівельних конструкцій
10. Будівництво під ключ:
 - усунення наднормативних кренів будинків і споруд
 - зміцнення ґрунтів методом глибинного змішування
 - ущільнення ґрунтів гідровибухом
 - водопониження
 - гідроізоляція фундаментів і стін
 - посилення будівельних конструкцій
 - компенсатори для трубопроводів
11. Контроль якості матеріалів та конструкцій:
 - суцільність та довжина паль
 - міцність бетону залізобетонних конструкцій
 - ущільнення ґрунтів
 - закріплення цементом скалистих масивів
 - оцінка рівня та розробка захисту акустичного опорядження житлових, громадських, у т.ч. спеціалізованих театральних, музейних, архівних, виробничих та інших об'єктів
 - оцінка рівня теплотехнічних якостей будівельних конструкцій
12. Моніторинг будинків і споруд, в т.ч. автоматизований

**НОРМИ, СТАНДАРТИ
ТЕХНІЧНІ СВДОТСТВА
РОЗРАХУНКИ
ПРОЕКТУВАННЯ
МОНІТОРИНГ
ОБСТЕЖЕННЯ
ВИПРОБУВАННЯ
ЕКСПЕРТИЗА
КОНСУЛЬТАЦІЇ**





АДРЕСА ІНСТИТУТУ, ЙОГО ФІЛІЙ ТА ЛАБОРАТОРІЙ

м. Київ, вул. Преображенська, 5/2,
03037, Україна тел.: 044 249-72-34,
044 249-38-00, факс: 044 248-89-09
E-mail: adm-inst@ndibk.kiev.ua
www.niisk.com

м. Запоріжжя, вул. Новобудов, 4,
69076, Україна
тел./факс: 061 277-13-59
E-mail: zoniisk@mail.ru
www.niisk.ad.ua

м. Луганськ, вул. Димитрова, 23-а,
91031, Україна
тел./факс: 0642 71-72-75

м. Полтава, тел./факс: 044 249-37-72
E-mail: 0679199507@ukr.net
E-mail: 0504046376@ukr.net

м. Рівне, вул. 16-го липня, 38, 33001,
Україна
тел./факс: 0362 22-34-60

м. Одеса, вул. Дідріхсона, 4, 65029,
Україна
тел./факс: 048 723-53-11

м. Донецьк, вул. Шевченка, 25, к. 414,
83017, Україна

м. Донецьк, а/с, 7270, 83001, Україна
тел. 067 625-28-31
тел./факс: 062 213-31-28

м. Дніпропетровськ,
вул. Паторжинського, 25, кв. 1, 49006
тел./факс: 096 613-95-92



www.niisk.com

