

Причем сгущение сетки при расчете в упругой стадии будет давать увеличение сжимающих напряжений у края простенка. Напряжения могут превзойти прочность кладки при сжатии. Однако при расчете в соответствии с нормами прочность кладки обеспечена. Причина в том, что при расчете в упругой стадии форма эпюры напряжений будет трапецевидной, в то время как в соответствии с нормами эпюра напряжений в расчетной сжатой зоне прямоугольная. Кроме того, расчет выполняется только для сжатия и среза, но при анализе зданий в сейсмических районах преимущественное значение имеют прочность по главным растягивающим напряжениям, проверка которых в составе действующего модуля еще не разработана.

Нами разработана методика расчета каменных конструкций на ПК «ЛИРА» с использованием расчетных сочетаний усилий (PCY). Методика сводит результаты расчета напряженного состояния в конечных элементах численной модели к проверке условий прочности конструктивных элементов в соответствии с нормами проектирования каменных конструкций. Условия прочности проверяются приближенно, однако оценка выполняется во всей несущей системе здания, что позволяет выделить зоны с опасными напряжениями и выполнить их детальную проверку в соответствии с нормами по реакциям в узлах конечных элементов, образующих конструктивный элемент. Суть методики заключается в том, что все коэффициенты и параметры зависимостей норм вводятся в таблицы соответствующих расчетных сочетаний нагрузок РСН в виде коэффициентов. Учет коэффициентов в РСН позволяет перейти к прямому сравнению напряжений в конечных элементах с характеристиками прочности кладки.

Разработана методика исследования влияния дискретизации конструктивного элемента на конечные элементы на локальных моделях. В результате исследования влияния степени дискретизации на напряженное состояние в конечных элементах получены коэффициенты, позволяющие перейти от напряжений в упругой стадии к проверке прочности с учетом прямоугольной эпюры усилий в сжатой зоне кладки. Коэффициенты вводятся в РСН.

Развиты методы моделирования с применением современных программных средств, анализа прочности на основе моделирования несущих систем зданий с каменными стенами; создана база для разработки модуля расчета каменных конструкций в составе программного комплекса «ЛИРА». В методике учтены все виды напряженного состояния и проверки, предусмотренные нормами проектирования, включая особенно важную при сейсмическом воздействии проверку прочности по главным растягивающим напряжениям.

Разработана методика определения прочности стенового материала по малогабаритным образцам камня конструкций. Проведены экспериментальные исследования влияния размеров малогабаритных образцов камня на прочность при сжатии и выполнено сравнение этих данных с результатами испытания образцов по стандартной методике для той же партии камня. Получены переходные коэффициенты к прочности камня испытанного по стандартной методике. Выполнено численное моделирование прочности

каменной кладки на примере расчетной конечно-элементной модели в ПК «Лира вер. 9.0» в сопоставлении с опытными данными. Усовершенствована методика теоретической оценки технического состояния каменных стеновых конструкций.

Выполнен анализ эффективности технических решений, предлагаемых в альбомах по повышению сейсмостойкости. Разработано техническое решение и получен патент на устройство железобетонной рубашки с жесткими шпонками.

Предложена и обоснована методика обследования в последовательности: предварительное обследование для разработки расчетной модели – создание и численный анализ расчетной модели на ПК «ЛИРА» – выделение опасных зон подлежащих детальному обследованию – детальное инструментальное обследование опасных зон – корректировка расчетной модели с учетом фактических характеристик материалов и дефектов – расчет модели с усилением, включая варианты усиления для выбора наиболее эффективного. Методика переводит расчеты из проверочных в активно управляющие процессом обследования и усиления несущей системы здания, что значительно повышает надежность и эффективность проектных решений.

УДК 622.692.4

ЗАСТОСУВАННЯ ТЕОРІЇ КРИХКОГО РУЙНУВАННЯ ДЛЯ РОЗРАХУНКУ ЗРОСТАННЯ МІЦНОСТІ БЕТОНУ ПРОСОЧЕНОГО ПОЛІМЕРАМИ ПРИ СТИСКУ І РОЗТЯГУ

Й.Й.Луцко, д.т.н, А.Я.Пенцак, інж., О.М.Гайда, інж.

**Держдор НДІ, м.Київ;*

ТзОВ "Фірма Терміт", м.Львів

Постановка проблеми. Теоретичні та експериментальні результати ряду досліджень [1, 2, 3 та ін.] показують, що процес руйнування цементного каменю та бетону як при стисканні, так і при розтягуванні зв'язаний з розвитком тріщин, які часто є в бетоні до прикладання навантаження або з'являються через концентрацію напруження розтягування навколо пор.

Як відомо, розмір пор в бетоні коливається в досить широких межах [4, 5]. В широких межах змінюється також характер та концентрація напружень. У зв'язку з цим точний математичний опис міцності та деформування такого тіла являє собою великі труднощі. Однак, у працях [6, 7, 8], застосовуючи ряд гіпотез, в тому числі гіпотезу Леонова-Панасюка про розвиток тріщин, встановлено закономірність, яка характеризує вплив пор на поведінку бетону під час дії навантажень. Вивчено механізм руйнування бетону як при короткочасному, так і при довготривалому навантаженні. В цих працях математичний опис дається для двох рівнів: на рівні мікроструктури об'ємів цементного каменю, який заповнює проміжки між зернами заповнювача, основна неоднорідність котрого – пори цементного каменю, та на рівні мікроструктури, в котрій основну неоднорідність складають зерна крупного заповнювача.

Аналіз проблеми. Нами проведений мікроскопічний аналіз структури цементного каменю та бетону показав різномірність пор капілярів та тріщин за величиною, при майже однаковій формі. Тому відношення півосей пор $\varepsilon = a/b < 1$ (a - велика і b - мала півосі пор) у великих та малих порах можна вважати постійною. Полімером, як вказувалось, заповнюються тільки прохідні та тупикові пори, причому частина прохідних пор та тріщин розмірами до 40 \AA мономером не заповнюється. Це дає підставу в практичних розрахунках приймати, що характеристика пор як в просоченому, так і в непросоченому бетоні також лишається постійною.

Просочуванням зміцнюється зрілий бетон, який має вже сформовану структуру та відповідну міцність, яку можна визначити за відповідними формулами. Позначимо ступінь збільшення міцності бетону через коефіцієнт $k_p = R_{b,p}/R_b$. Тут $R_{b,p}$ та R_b відповідно міцність бетону, просоченого полімерами, та початкового.

Руйнування бетону при розтягу проходить за принципом "ланцюгової реакції" [9]. Наші дослідження показали, що характер руйнування при розтягу звичайного бетону та просоченого полімерами однаковий. У зв'язку з цим застосування будь-якої теорії для розрахунку міцності при розтягненні буде мати однакові переваги та недоліки, які належать обом видам бетону. При розрахунку коефіцієнта збільшення міцності бетону просочуванням полімерами k_p похибки розрахунку для обох видів бетону і тим самим неврахування деяких загальних факторів нехтується.

У зв'язку з вищесказаним **метою** даної роботи є розрахунок міцності бетону при розтягу та стиску, застосовуючи принципи теорії крихкого руйнування (теорію тріщин).

Результати та їх аналіз. Розглядаючи розтягування бетонного елемента як крихке тіло, послаблене системою тріщин, згідно теорії тріщин [10], величину напружень розтягу можна виразити функцією $\varphi_k(x, y)$, яка враховує характеристики тріщин. Тоді

$$\sigma(x, y, \sigma) = \sum_{n=1}^n \varphi_k(x, y). \quad (1)$$

Для розкриття цієї функції, після деяких припущень, пропонується [10, 11] наступна залежність

$$\varphi_k(r_k, \beta_k) = \frac{1}{\sqrt{r_k^2 + R_k^2(\beta_k)}} \{ \varphi_k(a_k, \beta_k) + \left[r_k - a_k + \frac{1}{2} E_k(\beta_k) \right] \left[\frac{d}{dr_k} \omega(r_k, \beta_k) \right]_{r_k=a_k} +$$

(2)

$$+ \frac{1}{4\pi a_k} \int_0^{2\pi} \frac{b}{da} [E_k(a) \omega_k(a_k, a)] \cdot \text{ctg} \frac{\beta_k - a}{2} da +$$

$$+ O \left[E_k^2(\beta_k), E_k(\beta_k) \frac{2a_k^3}{b^3 j_k} \right] \} - f(r_k, \beta_k) - \sum_{j=i(\neq k)}^n \varphi_j(r_k, \beta_j);$$

$$\omega_k(r_k, \beta_k) = \int_{\Delta_k} \int_{\Lambda_k} \sqrt{r_k^2 - a_k^2} \cdot K_k(r_k, \beta_k, \xi_k, \eta) \cdot f(\xi, \eta) d\xi d\eta;$$

$$\varphi_k(a_k, \beta_k) = \varphi_k(r_k, \beta_k) \sqrt{r_k^2 - a_k^2}.$$

Тут $k = 1, 2, \dots$; x, y, z - координати точки яка досліджується; a_k - радіус круга Δ_k ; r_k і β_k - координати цієї ж точки в полярній системі з початком в центрі круга Δ_k ; $r_k = R_k(\beta_k)$ - радіус - вектор контуру області тріщин S_{n_2} ; $O[E_k^2(\beta_k)]$ - коефіцієнт - мала величина порядку $E_k(\beta_k)$.

Після розгляду співвідношень (1) і (2) на основі теорії тріщин для визначення величини граничних зовнішніх напружень для тіла з еліптичними тріщинами [11] отримана формула

$$\sigma_b = \frac{6\pi \sqrt{\pi k_1} K_{1c}}{\sqrt{a} [12\pi k_1 + \varepsilon^3 + \varepsilon^4 + 12k_1 (K(n) - E(n))]} + O(\varepsilon^5), \quad (3)$$

де $\varepsilon = a/h < 1$; $k_1 = b/a$; $O(\varepsilon^5)$ - мала величина порядку ε^5 ;

K_{1c} - постійна, що характеризує опір матеріалу розповсюдженню в ньому тріщин; a, b - велика та мала півосі пустотного еліпса; $K(n), E(n)$ - еліптичні інтеграли відповідно першого та другого роду;

h - відстань між центрами пор.

Із показаного вище, можна прийняти, що при просочуванні полімерами співвідношення $\varepsilon = a/h$ та $k_1 = b/a$ майже не змінюється. Крім того, при зміні співвідношення $\varepsilon = a/h$ до двох разів напруження σ_b змінюється тільки на 1%.

Так як $a < 0,5h$ (інакше тріщини будуть дотикатися одна до іншої та елемент не зможе витримати ніяких напружень), то $\varepsilon < 0,5$. Це показує, що вже $\varepsilon^3 = 0,5^3 = 0,125$ в декілька разів менше величини $12 \pi k_1 (k_1 - 0,5)$. Для доказу малого впливу зміни ε на величину σ_b можна розглянути спрощене завдання з двома круговими тріщинами. Тоді формула (3) буде мати наступний вигляд:

$$\sigma_b = \frac{6\pi^{3/2} K_{1c}}{\sqrt{a} (12\pi + \varepsilon^3 + \varepsilon^4)} + O(\varepsilon). \quad (4)$$

Прийнявши $K_{1c}=15,0 \text{ кг/см}^{3/2}$, $a=1 \text{ см}$, переконаємось, що при $\varepsilon = 0,2$; $\sigma_b = 1,329 \text{ МПа}$; при $\varepsilon = 0,3$; $\sigma_b = 1,328 \text{ МПа}$; при $\varepsilon = 0,4$; $\sigma_b = 1,326 \text{ МПа}$, тобто при збільшенні ε в два рази, σ_b змінюється тільки на 0,2%. Для більш міцного бетону, а тим самим при більш високих K_{1c} ця різниця буде ще меншою. Для практичних застосування відносно малою величиною $O(\varepsilon^5)$ можна знехтувати.

Тоді для бетону, що просочується полімерами

$$\sigma_{b,p} = \frac{6\pi\sqrt{\pi k_{1p}} K_{1p}}{\sqrt{a_p} [12\pi k_{1p} + \varepsilon_p^3 + \varepsilon_p^4 + 12k_{1p}(K(n) - E(n))]} + O(\varepsilon^5). \quad (5)$$

З формул (3) та (5) знаходимо показник збільшення міцності бетону при просочуванні полімерами

$$\sigma_{b,p} = \frac{6\pi^{3/2} \sqrt{k_{1p}} K_{1p} [12\pi k_1 + \varepsilon^3 + \varepsilon^4 + 12k_1(K(n) - E(n))] a^{1/2}}{6\pi^{3/2} \sqrt{k_{1c}} K_{1c} [12\pi k_{1p} + \varepsilon_p^3 + \varepsilon_p^4 + 12k_{1p}(K(n) - E(n))] a_p^{1/2}}. \quad (6)$$

Враховуючи, що $\varepsilon_p \approx \varepsilon$ та $k_{1p} \approx k$, з формули (6) отримуємо

$$k_p = \frac{\sigma_{b,p}}{\sigma_b} = \frac{K_{1c,p}}{K_{1c}} \sqrt{\frac{a}{a_p}}. \quad (7)$$

Припускаючи, що тріщини мають круговий обрис, із співвідношень (1) та (2) отримаємо

$$\sigma_b = \frac{\sqrt{\pi} \cdot K_{1c}}{2\sqrt{a}} [1 - \varepsilon(0,2393 + 0,081\varepsilon^2 + 0,051\varepsilon^4 + O(\varepsilon^5))]. \quad (8)$$

Неважко довести, що і при еліптичному обрисі тріщин зміна ε до двох разів на σ_b впливає дуже мало. При $\varepsilon=0,2$ та $\varepsilon=0,4$, різниця σ_b не перевищує 2%. Порівняння σ_b звичайного бетону з просоченим $\sigma_{b,p}$ можна отримати так:

$$k_p = \frac{\sigma_{b,p}}{\sigma_b} = \frac{\sqrt{\pi} K_{1cp} [1 - \varepsilon_p^3(0,2393 + 0,081\varepsilon_p^2 + 0,051\varepsilon_p^4 + O(\varepsilon^5))] \cdot 2\sqrt{a}}{\sqrt{\pi} K_{1c} [1 - \varepsilon^3(0,2393 + 0,081\varepsilon^2 + 0,051\varepsilon^4 + O(\varepsilon^5))] \cdot 2\sqrt{a_p}}. \quad (9)$$

Враховуючи вищеведене, з формули (9) отримуємо таку саму формулу, як і (7). Залежність (7) показує, що незалежно від форми тріщин показник збільшення міцності бетону просочуванням полімерами залежить від коефіцієнту інтенсивності напружень та величини тріщини.

Слід відзначити, що таку ж залежність, як (7) можна отримати і використовуючи теорію Гріффітса, згідно якій

$$\sigma_b = \frac{K_{1c}}{\sqrt{C}}. \quad (10)$$

Тоді

$$k_p = \frac{\sigma_{b,p}}{\sigma_b} = \frac{K_{1cp}}{K_{1c}} \sqrt{\frac{C}{C_{b,p}}}. \quad (11)$$

Тут K_1 - коефіцієнт інтенсивності напружень, а K_{1c} - його критична величина; C та $C_{b,p}$ - половина довжини тріщини в звичайному та просоченому бетоні.

Багатьма дослідниками доведено, що теорія Гріффітса не враховує деяких явищ та дає результати, значно відрізняючись від дослідних даних, але з іншої сторони вона зарекомендувала себе як більш загальна, універсальна. Згідно [12] механіка крихкого руйнування, заснована на принципах теорії Гріффітса, займає в механіці руйнування таке саме місце, як теорія пружності в механіці твердого деформуючого тіла.

Як відомо, між коефіцієнтом інтенсивності напруження K_1 та ефективною поверхневою енергією існує наступна залежність

$$K_1 = \sqrt{\frac{\gamma \cdot E}{\pi}}. \quad (12)$$

Тут E - модуль деформації.

За формулами (11) та (12), показник збільшення міцності бетону при просоченні полімерами можна виразити через зміну поверхневої енергії та модуль деформації:

$$k_p = \sqrt{\frac{\gamma_{b,p} E_{b,p} C}{\gamma E C_{b,p}}}, \quad (13)$$

де $\gamma_{b,p}$; $E_{b,p}$; $C_{b,p}$ - поверхнева енергія, модуль деформації і половина ширини тріщини бетону, просоченого полімерами. Руйнування таких матеріалів, як бетон, завжди супроводжується пластичними деформаціями в шарах, близьких до місця руйнування. Аналіз проведених досліджень характеру руйнування бетону показав [13], що бетон по характеру ближчий до металу, ніж до скла. При руйнуванні енергія витрачається не тільки на утворення нових поверхонь, але і на роботу пластичних деформацій. В зв'язку з цим Ірвіном та Ороном було запропоновано модифікувати теорію Гріффітса, враховуючи розхід енергії в пластичній зоні. Тоді формула (10) з врахуванням (12) приймає вигляд:

$$\sigma_b = \sqrt{\frac{2E(\gamma + \varphi_{pl})}{\pi C}}. \quad (14)$$

Тут φ_{pl} - питома робота пластичної деформації на одиницю поверхні тріщин при руйнуванні; γ - поверхнева енергія; C - половина довжини тріщин.

Показник зростання міцності бетону просоченого полімерами згідно формул (10), (11) та (12) буде:

$$k_p = \sqrt{\frac{E_{b,p}(\gamma_{b,p} + \varphi_{pl,p})C}{E(\gamma + \varphi_{pl})C_{b,p}}} \quad (15)$$

Як видно з формули (12), між K_1 , γ та E існує певна залежність. Для визначення модуля деформації існують різні емпіричні формули та методи. Метод розрахунку модуля деформації бетону, просоченого полімерами, буде наведений в наступних працях.

З формули (12) можна знайти K_1 або γ . Однак це являє собою великі труднощі. За різними даними [13,14, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22], поверхнева енергія γ складає для цементного каменю від $2,3 \cdot 10^3$ до $14,9 \cdot 10^3$, а для бетону від $21,6 \cdot 10^3$ до $44 \cdot 10^3$ ерг/см²: γ росте із збільшенням вмісту та крупністю заповнювача [19, 20, 21]. Різниця в величині K_1 і тим самим γ , а також вплив заповнювача на їх величину описується наступною залежністю [14]:

$$K_{1C} = K_{1C}^{cem} + f(3АП) \quad (16)$$

Тут K_{1C}^{cem} - коефіцієнт інтенсивності напруження для цементного каменю; $f(3АП)$ - функція, яка визначає вплив заповнювачів на розкриття тріщини. Ця функція залежить від властивостей заповнювачів, а також від їх зчеплення з цементним каменем. Схеми розвитку, затримки розвитку тріщин в звичайному бетоні та просоченому бетоні показані на рис.1.

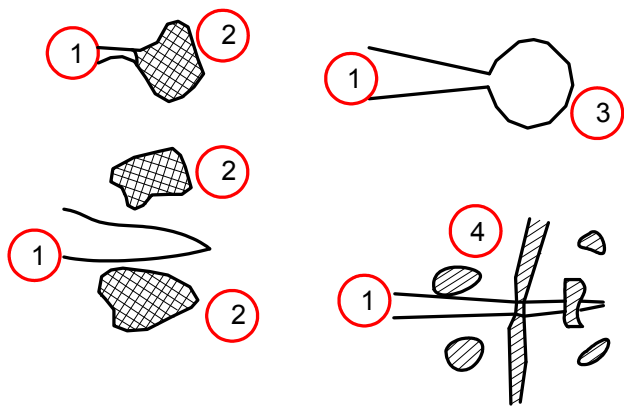


Рис.1. Схема розвитку і затримки розвитку тріщин в звичайному і просоченому бетоні. 1-тріщина; 2-заповнювач; 3-порожина; 4-полімер.

Як видно зі схеми на рис.1, на розвиток тріщин суттєво впливає наявність заповнювача та його зчеплення з цементним каменем. Оскільки просочування збільшує зчеплення між цементним каменем та заповнювачем, то вона збільшує і затримку розвитку тріщин. Наявність полімеру в порах та капілярах також затримує розвиток тріщин. Слід відзначити, що по деяким

даним, наявність пор без початкових тріщин на їх поверхні теж має стримує вплив [14, 23, 24, 25, 26].

Характеристики γ або K_{1C} бетону, просоченого полімерами, можна розраховувати так само, як і композиційний матеріал з бетонною матрицею, армованою полімерами [27, 28].

Згідно [27], коефіцієнт інтенсивності енергії композиційного матеріалу (яка звільнюється) залежить від енергії окремих компонентів. В даному випадку

$$G_{b,p} = G_b(1 - V_{por}) + G_p V_p \quad (17)$$

де G_b ; G_p - відповідно коефіцієнти інтенсивності енергії бетону та полімеру, що звільняється; V_{por} ; V_p - відповідно об'ємний вміст пор та полімеру.

Як показують дослідження [20], найкращі результати розрахунку ефективної поверхневої енергії бетону, яка звільнюється, отримуємо, приймаючи її інтенсивність за формулою

$$G_C = K_C^2 \pi / E \quad (18)$$

При цьому приймається

$$\gamma = G_C / 2 \quad (19)$$

Для полімеру γ є більш постійною величиною та в розрахунках її значення можна приймати за експериментальними даними. Зв'язок між γ_p та

G_p можна визначати за формулою

$$\gamma_p = G_p / \pi \quad (20)$$

Величина K_C в формулі (18) є критичною величиною коефіцієнта інтенсивності напруження. Як показують дослідження [16, 17], вищенаведена теорія та дослідження, просочування бетону полімерами значно збільшує критичний коефіцієнт інтенсивності напруження. Полімер в структурі бетону збільшує його опір розповсюдженню тріщин. Краї різних дефектів бетону (пор, тріщин) міцно з'єднуються полімером, який сприймає зусилля розтягу, тим самим створюючи перешкоди розкриттю тріщин. Механізм росту тріщин в бетоні, просоченому полімерами, подібний механізму росту тріщин в бетоні, армованому відрізками волокон (рис.1).

Як сказано вище, γ бетону, відповідно K і G залежать від багатьох факторів, і їх розрахунок є трудомістким. Особливо важко враховувати дефектність структури. Однак, деякі дослідження [22] показують, що розчин та бетон з оптимальним вмістом заповнювачів менш чутливі до дефектів. Бетон починає руйнуватись, коли напруження в перерізі зразка досягають міцності матеріалу зразка без дефектів. Мікротріщини, які не перевищують критичної довжини, при навантаженні ростуть поступово і, досягнувши критичної довжини, далі розвиваються без збільшення напружень. Крім того, дослідженнями [22] також підтверджується, що для розрахунку міцності бетону можна застосовувати теорію Гріффітса.

Від складу бетону та його дефективності залежать всі його основні фізико-механічні характеристики, між ними існує відповідний взаємозв'язок. Статистична обробка експериментальних даних показує, що взаємозв'язок існує між міцністю бетону на розтяг і критичною величиною коефіцієнта інтенсивності напружень. За [15, 16] це сильно лінійно кореляційний зв'язок і тому можна прийняти $K_C \propto R_p \cdot cM^{1/2}$. Тоді $K = \pi R_p \cdot cM^{1/2}$.

Критичний коефіцієнт інтенсивності напружень для полімеру майже постійна величина кожного типу та його можна приймати за дослідними значеннями поверхневої енергії полімеру. Однак, дослідження [29] свідчать про деяку розбіжність величин. Наприклад, для метилметакрилату $\gamma_p = (2,1 \pm 0,65)10^5$ ерг/см². Знаючи γ_p полімеру, за формулами (18) - (20) можна розрахувати K_C та відповідно перетворити формулу (17), знайти інтенсивність енергії що звільняється з бетону, просоченого полімерами:

$$G_{b.p} = \frac{\pi R_p^2}{E_c} (1 - V_{por}) + \gamma_p \pi V_p. \quad (21)$$

Знаючи $G_{b.p}$, ефективну поверхневу енергію знаходимо з формул (18) та (21):

$$\gamma_{b.p} = \frac{1}{2} \left[\frac{\pi R_p^2}{E_p} (1 - V_{por}) + \gamma_p \pi V_p \right]. \quad (22)$$

Однак, аналіз дослідних даних [15, 16, 20] показує, що ефективна поверхнева енергія бетону збільшується непропорційно росту міцності. За Скрамтаєвим, міцність бетону з віком зростає за залежністю

$$R = R_{28} \frac{\lg t}{\lg 28}. \quad (23)$$

Бетон у віці 7 діб досягає тільки біля половини марочної міцності. За цей самий період, як свідчать [20], поверхнева енергія бетону у віці 7 діб (γ_7) має величину 0,87 γ_{28} і подальший її приріст незначний.

За даними [15, 16], темп росту критичного значення коефіцієнту інтенсивності напружень відстає від темпу росту міцності. У зв'язку з цим значення $K_C \cong R_{p,o} cM^{1/2}$, де $R_{p,o}$ - міцність бетонної матриці, може давати завищене значення γ . Перехід від пористого матеріалу до суцільного не завжди веде до збільшення тріщиностійкості [23] і тим самим росту γ . Це підтверджується вищенаведеними експериментальними даними [15, 16, 20, 27]. Крім того, як показують досліді [23], тріщиностійкість матеріалу при однаковій пористості наростає із збільшенням характерного розміру пор.

Це теоретично можна довести на прикладі матеріалу з круглими отворами, приймаючи, що міцність матеріалу матриці $\sigma_{c,p}$, а коефіцієнт інтенсивності напруження K_C . Тоді при розтягненні в місцях, віддалених від пор, тріщина почне розвиватись згідно [8, 23], при напруженнях

$$\sigma_{b.p} = \frac{K_C \sqrt{2}}{\sqrt{C}}. \quad (24)$$

Однак, якщо тріщина підходить до пори назовні, вона продовжує розвиватись, якщо на протилежній точці пори напруження будуть більше σ_o . Ці напруження $\sigma_{b.p} > \sigma_o$ автор [23] розраховує, як в еліпсоподібній порі.

В такому випадку, згідно з [23]:

$$\sigma_{crec.p} = \frac{2\sqrt{2}}{\sqrt{a}} K_C. \quad (25)$$

З вищенаведеного та формул (24) і (25) випливає, що при наявності пор вимагається більше зусилля, щоб тріщина, яка впирається в пору, просувалась далі, ніж при її розвитку без наявності пор. Неважко переконатись, що $\sigma_{crec.p} > \sigma_{b.p}$.

В реальному бетоні пористість тісно пов'язана з початковими мікротріщинами, які часто переривають контури пор. Значить, і до впливу зовнішніх розтягуючих зусиль в тілі присутні пори з тріщинами, які виходять на контур пор. Дослідження [8, 16, 30, 31] показують, що наявність таких дефектів, які виходять на контур отвору, знижує несучу здатність елемента, який розтягується в залежності від співвідношення розмірів цих дефектів.

Про значний вплив тріщин на контур пор до прикладання зовнішніх навантажень можна судити за наступною залежністю $P_{cr} = f(K_C, l, R)$, яка узгоджується з даними [16, 30, 31].

$$P_{cr} = \frac{K_C}{\pi} \sqrt{\frac{2}{R - \frac{l}{2}} \cdot \frac{1}{\left[1 - \left(\frac{R+l}{R}\right)^2\right] \left(1 - \frac{R}{R+l}\right)}}. \quad (26)$$

При наявності двох тріщин:

$$P_{cr} = \frac{K_C}{\pi} \sqrt{\frac{2}{R+l} \cdot \frac{1}{1 - \left(\frac{R}{R+l}\right)^4}}. \quad (27)$$

Тут P_{cr} - величина критичного навантаження; K_C - коефіцієнт інтенсивності напруження; l - довжина тріщини; R - радіус кругової тріщини (для еліптичної тріщини $R = (a+b)/2$, де a та b - відповідно більша та менша півосі еліпса).

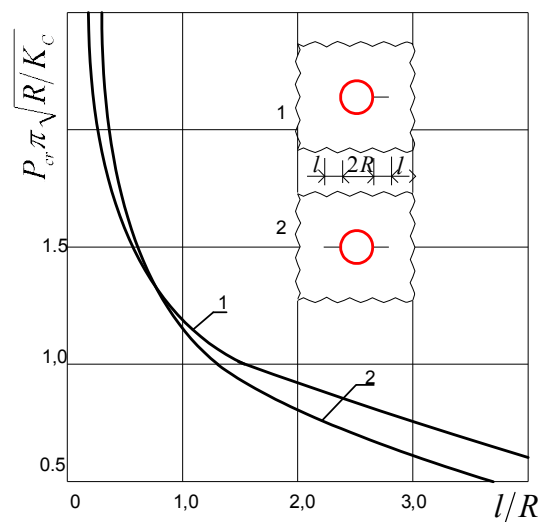


Рис. 2. Залежність величини критичного навантаження від довжини і кількості тріщин біля контура пор.

При відсутності тріщин (при $l = 0$) формули (26) та (27) перетворюються в формулу (24). З аналізу цих формул неважко перекоонатись, як показано на рис. 2, що кількість тріщин (одної або двох) незначно впливає на величину критичного навантаження. Однак несуча здатність тіла особливо чутлива при $l/R \leq 1$ (рис. 2). Таким чином, найменший дефект в контурі пори приводить до різкого росту тріщини та відповідно до зниження міцності.

Висновки.

1. Підсумовуючи, можна сказати, що наявність одних факторів (пор з непошкодженими контурами і твердих заповнювачів) викликає збільшення γ та K_C бетону, але інші фактори, такі як мікротріщини в контактах заповнювача з цементним каменем та пошкодження контуру пор, ведуть до зниження γ та K_C . Аналіз численних досліджень показує, що γ та K_C переважно залежать від міцності матеріалу на стиснення або розтягнення та його деформаційних властивостей (E ; ϵ ; γ), які залежать від структури матеріалу.

2. Запропонований метод розрахунку ефективної поверхневої енергії вихідного і просоченого бетону. Показник збільшення міцності при стиску бетону просоченого полімерами визначається за відомою ефективною поверхневою енергією та модулем пружності вихідного і просоченого бетону.

3. Запропоновані емпіричні формули, які дають зв'язок між міцністю бетонополімера при стиску ("кубикової" або "призової") та іншими

характеристиками міцності: міцністю при центральному розтягу, розтягу при згині, розтягу при розколюванні та зрізі.

ВИКОРИСТАНА ЛІТЕРАТУРА

1. Берг. О.Я., Хубова И.Г., Щербаков Е.Н. Разрушение контакта между заполнителем и раствором при сжатии бетона. «Известия вузов». Строительство и архитектура», 1972, № 8.
2. Гвоздев А.А. Расчет несущей способности конструкций по методу предельного равновесия. М., Госстройиздат, 1949.
3. Хуторцов Г.М., Михайлов Н.В., Ребиндер П.А. Об оптимальной структуре бетона и условия деформирования. ДАН СССР, т. 170, № 3, 1966.
4. Баженов Ю.М., Угинчюс Д.А., Улитина Г.А. Бетонополимерные материалы и изделия. Киев, «Будивельник», 1978
5. Шейкин А.Е. Структура, прочность и трещиностойкость цементного камня. М., Стройиздат, 1974.
6. Зайцев Ю.В. Развитие трещин в цементном камне и бетоне при кратковременном и длительном сжатии. – «Бетон и железобетон», 1972, № 11.
7. Зайцев Ю.В. Механизм разрушения бетона при кратковременном сжатии. – «Бетон и железобетон», 1977, № 7.
8. Лучко Й.Й., Чубріков В.М., Лазар В.Ф. Міцність, тріщиностійкість і довговічність бетонних та залізобетонних конструкцій на засадах механіки руйнування. Львів: Каменяр, 1999. – 348с.
9. Грушко Н.М., Ильин А.Г., Рашевский С.Р. Прочность бетонов на растяжение. Харьков, 1973.
10. Панасюк В.В. Предельное равновесие хрупких тел с трещинами. Киев, 1968
11. Андрейкин А.Е., Панасюк В.В., Стадник М.М. Разрушение хрупких тел, ослабленных системами трещин. Механика твердого тела. № 3, 1975.
12. Черепанов Г.П. Механика хрупкого разрушения. М., «Наука», 1974.
13. Steinberg M. Concrete Polymer Materials and its Worldwide Development. Polymers in Concrete? Publications SP-40. American Concrete Institute, Detroit, 1973.
14. Ентов В.М., Ягуст В.И. Экспериментальное исследование закономерностей квазистатического развития макротрещин в бетоне. Механика твердого тела. 1975, № 4.
15. Ламкин М.С., Лашенко В.И. Определение критического значения коэффициента интенсивности напряжений для бетона. Изд. ВНИИГ, т.99, 1972.
16. Лучко Й.Й., Сулим Г.Т., Кир'як В.І. Механіка руйнування мостових конструкцій та методи прогнозування їх залишкової довговічності. Львів: Каменяр, 2004. – 885с.
17. Evans A.G., Clifton J.R., Anderson E. The Fracture mechanics of mortars. Cement and concrete Research, Vol. 6, 1976.

18. Kaplan M.F. Crack propagations and fracture of concrete. J. Amer. Concrete Inst., vol. 58, Nr. 5, 1961.
19. Mindess S., Nadean J.S., Effect of notch width on K_{ic} for mortar and concrete. Cement and Concrete. Cement and Concrete research. Vol. 6, 1976.
20. Moavenzadeh. F. and Kuguel R., Fracture of Concrete. Journal of Materials, vol. 4, Nr. 3, 1969.
21. Naus D.J., Lott J.L. Fracture toughness of portland cement concretes, J. Amer. Concrete institute, vol. 66, Nr. 6, 1969.
22. Sargin H Stress – Strain Relationship for Concrete and Analysis of Structural Concrete. Solid Mechanics Division, University of Waterloo, Ontario, Canada, 1971.
23. Ентов В.М. О роли структуры материала в механике разрушения. Механика твердого тела. 1976, № 3.
24. Coppola J.A., Bradt R.C. Effects of Porosity on Fracture of Al_2O_3 . Amer. J. Ceramic. Soc. vol. 56, Nr. 7, 1973.
25. Lange F.F. The interaction of a Crack Front with a Second – phase Disperion. Phill. Magazine, 22 (179), 1970.
26. Lange H Polymerimpragniertem Beton. "Baustoffindustrie", 15 (1972-B) 2.
27. Olster E.P. Jones R.C. Toughening Mechanics in Continues Filament Unidirectionally Reinforced Composites. Composite Materials (second conference). Amer.Soc. for Festing Materials, 1972.
28. Разрушение твердых полимеров. Под ред. Б. Роузен. М., «Химия», 1971.
29. Новожилов В.В. О необходимости и достаточном условии хрупкой прочности. ПММ, т.33, вып.2, 1969.
30. Каминский А.А. Определение критической нагрузки, обуславливающей развитие трещин возле криволинейного отверстия. Физико-химическая механика материала. 1966, № 1.
31. Бережницкий Л.Т. О распространении трещин, выходящих на контур криволинейного отверстия в пластине. Физико-химическая механика материалов. 1966, № 1.

УДК 666.974.2:669.16.013

ОПЫТ ПРИМЕНЕНИЯ ЖАРСТОЙКИХ БЕТОНОВ В ДОМЕННОМ ПРОИЗВОДСТВЕ

В.С. Магала к.т.н., доц.

*Приднепровская государственная академия строительства и архитектуры,
г. Днепропетровск*

В промышленном строительстве доменного комплекса значительный объем занимают технологические трубопроводы с огнеупорной футеровкой. Исходя из условий газонепроницаемости и восприятия высокой температуры, трубопроводы выполняются в виде сплошного металлического кожуха и внутренней мелкоштучной футеровки. Высокая температура и ряд других

технологических факторов отрицательно сказываются на стойкости огнеупорной футеровки.

Как проектные, так и производственные организации для футеровки преимущественно применяют мелкоштучные огнеупорные материалы, исходя из их огнеупорности. При этом недостаточно обращается внимание на их теплотехнические свойства и совершенно не учитывается напряженно-деформированное состояние металлического кожуха и футеровки при температурном воздействии. Это приводит к неоправданному увеличению толщины металлического кожуха, значительным трудозатратам при их монтаже и не способствует повышению долговечности конструкций.

Начиная с 1964 года в Днепропетровском инженерно-строительном институте (ныне Приднепровская государственная академия строительства и архитектуры) под руководством канд. техн. наук, доц. Семенюты В.А. была организована госбюджетная группа по жаростойким железобетонным конструкциям, которая преобразовалась, впоследствии, в отраслевую научно-исследовательскую лабораторию жаростойких бетонов и повышения долговечности металлургических агрегатов и конструкций МВ и ССО УССР и МЧМ УССР под научным руководством канд. техн. наук, доц. Прядко В.М.

Первоначально были разработаны составы жаростойких бетонов и технология футеровки отдельных конструкций тракта горячего дутья доменной печи. Устройство для подвода высокотемпературного дутья в доменную печь состоит из прямого и кольцевого воздухопроводов и фурменного прибора, включающего неподвижные и подвижные колена, патрубков, сопло и фурму (рис. 1).

Воздухопроводы диаметром 1760мм выполнены сварными из листовой стали толщиной 12мм с внутренней футеровкой 230мм. В фурменном приборе диаметр внутреннего сечения металлического кожуха по длине деталей переменный (с 864мм в неподвижном колене до 380мм при переходе в патрубок). Этот размер сохраняется в патрубке и подвижном колене. При переходе в сопло диаметр уменьшается и для сопла составляет 240-260мм. Толщина металлического кожуха литых сопел 16-18мм, сварных- 8-9мм, остальных деталей 20-25мм. Внутренняя огнеупорная футеровка выполняется толщиной 33-35мм в сопле и 70мм в остальных деталях. По тракту горячего дутья от воздухонагревателей подается воздух, нагретый до 1000-12000С под давлением в среднем 2,25 атм.