

запланованої (нормативної). Продовжительність відмови в цьому випадку встановлюється в робочих днях — від 1 до 30 і більше робочих днів або в місяцях (в залежності від об'єкта будівництва і об'єму робіт).

Надійшливість як властивість організації будівельного виробництва виявляється в повній мірі в процесі функціонування будівельного потоку, діяльності будівельної фірми. Нормальний цикл виробництва робіт складається з організаційно-технічної підготовки до роботи, безвідмовної роботи, простою і часу його ліквідації.

По кожному відмові, виявившись в час будівництва, встановлюється причина його виникнення. Це і дозволяє по истеченню часу накопичувати статистичні дані про всі види збоїв. Після отримання і обробки даних по будівельній організації може бути розроблено індивідуальний комплекс організаційно-технологічних заходів з метою підвищення ОТН. Крім фінансових санкцій, пов'язаних з збільшенням продовжительності будівництва, організаційно-технологічні збої негативно впливають на імідж організації, що в подальшому сказується на кількості замовлень, довіри замовників і репутації організації.

Література

1. Седых Ю.И., Лазебник В.М. Організаційно-технологічна надійшливість житлово-громадянського будівництва. М.: Стройиздат, 1989. – 396 с.
2. Скиба А.А., Гинзбург А.В. Кількісна оцінка ризиків будівельно-інвестиційного проекту // Вестник МГСУ. 2013. № 3. С. 201 – 206.

УДК 624.012

ВИЗНАЧЕННЯ ОСНОВНИХ ПАРАМЕТРІВ ПРАЦЕЗДАТНОСТІ ПРОГІННИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ЗА МОДИФІКОВАНОЮ ТЕОРІЄЮ ПОЛІВ СТИСКУ

Гацелюк М.В.

Науковий керівник – д.т.н., проф. Картюк В.М.

У цій статті представлені результати розрахунку міцності приопорних ділянок звичайних і з урахуванням дії крутного моменту, позацентрово розтягнутих і стиснутих, а також нерозрізних

залізобетонних балок за старими СНиП 2.03.01-84*, новими російськими СНиП 52.101-03, європейськими EUROCODE-2, американськими ACI CODE 318-08, японськими AIJ CODE, 1998, канадськими CSA 23.3-04 та німецькими DIN 1045-1.12.2008 нормами, люб'язно наданими проф. В. В. Туром, за що автор виражає йому щирі привітання та вдячність. Зроблено порівняння фактичної та розрахункової за вказаними нормами несучої здатності похилих перерізів дослідних елементів, дана оцінка точності такого прогнозу.

Мета даної роботи – вивчити основні положення, виявити особливості та надійність розрахункових формул міцності похилих перерізів залізобетонних конструкцій за різними національними нормами проектування для подальшого їх вдосконалення.

Задачі дослідження: порівняння дослідних даних, отриманих в академії і узагальнених в [1] і розрахункових значень міцності похилих перерізів вказаних елементів, визначених за рекомендаціями зазначених Норм проектування.

Побудова загальної розрахункової моделі, яка змогла б адекватно змоделювати напружено-деформований стан та достовірно описати опір конструкції дії зрізу в комбінації зі згиним, розтягом, стиском та крученням, є однією з найбільш складних задач у теорії залізобетону. У зв'язку з цим у практичних розрахунках міцності похилих перерізів залізобетонних елементів фахівці користуються умовними моделями, так званими, інженерними методиками, побудованими, як правило, на софістських аналогіях [3].

Методи розрахунку міцності приопорних ділянок залізобетонних конструкцій національних норм проектування різних країн окрім загально відомого методу граничних зусиль у редакції СНиП 2.03.01-84*, опираючись на класичну модель ферменної аналогії W. Ritter – E. Mörsh [4, 5] та різні її модифікації [6, 7, 8], арочну аналогію або поєднання ферменної та арочної моделей [9], передбачають, як правило, окремий розрахунок похилих перерізів на дію поперечних сил і нормальних перерізів - на дію згинальних моментів.

Приоритетним напрямком досліджень і публікацій з вказаної теми в останні роки в Україні є розвиток нормативної бази в області будівельних конструкцій та впровадження деформаційного методу розрахунку їхньої несучої здатності. І якщо вивченню несучої здатності нормальних перерізів присвячені чисельні праці вітчизняних та зарубіжних дослідників, то несуча здатність похилих перерізів прогінних елементів залишається ще недостатньо вивченою, а тому й **актуальною**.

В останні роки у міжнародній практиці відновився інтерес до

вивчення питань, пов'язаних з міцністю похилих перерізів та приопорних ділянок, в цілому. За даними [3, 9] за кожні п'ять останніх років в ACI Journal розміщується 800...1000 публікацій з питань зрізу залізобетонних конструкцій. Проте, розрахункові методи, що вносяться у норми проектування більшості країн світу, залишаються, як і раніше, консервативними. Так, наприклад, якщо у EUROCODE-2, вітчизняних ДБН В.2.6-98 і ДСТУ Б В.2.6-156:2010 внесені суттєві корективи у багато розділів норм, то положення, що відносяться до розрахунку приопорних ділянок прогінних конструкцій, залишаються на позиціях моделі ферменної аналогії зі змінним кутом нахилу бетонного підкосу [2].

У німецьких нормах DIN 1045-1.12.2008 [7] міститься розрахункова модель, що базується на положеннях модифікованої ферменної аналогії [10], яка ураховує складову поперечної сили, яка сприймається похилим перерізом за рахунок сил зчеплення на берегах діагональної тріщини. Разом з тим, при розрахунку поперечного армування кут нахилу стиснутого бетонного підкосу рекомендовано приймати сталим ($\theta=40^\circ$). Це значення близьке до нижнього значення кута нахилу стиснутого підкосу, при якому згідно з рекомендаціями можна очікувати, що напруження у поперечній арматурі дійсно будуть близькими до границі текучості. Такий підхід дещо покращив розрахункову модель, але надійність розрахункових формул залишилася на попередньому рівні.

Як правило, вдосконалення розрахункових методів, що базуються на моделі ферменної аналогії, призводить до все більшої кількості розрахункових формул, в основному, емпіричного походження. У якості прикладу можна навести останню версію американських норм [6]. Норми ACI CODE 318-08 [6] містять у собі 43! формули, які ураховують різні умови навантаження і застосовуються для проектування окремих типів елементів однієї і тієї ж конструкції.

Фахівці приходять до висновку, що вдосконалення розрахунків на зріз у рамках методів ферменної аналогії має досить скромні перспективи. Проте, ця модель, як і раніше, залишається привабливою для проектувальників завдяки своїй простоті.

Аналіз вітчизняних публікацій за вказаною темою показує, що у своїй більшості ці роботи, включаючи останню редакцію російських норм [14, 15], направлені не на створення нового загального методу розрахунку, а на вдосконалення методів, закладених в старих нормах.

При проектуванні використовують три методи:

1. Спрощений метод, подібний тому, який запропонований в американських нормах ACI Code [6], згідно з яким $V=V_c+V_s$.

2. Метод модифікованої фермової аналогії з урахуванням змінного кута нахилу стисненого підкосу подібно [16, 2].

3. Загальний метод розрахунку, що базується на модифікованій теорії полів стиску (MCFT) [9].

Спрощений розрахунок на базі *модифікованої фермової аналогії зі змінним кутом нахилу стисненого підкосу* проводять відповідно з традиційним підходом, викладеним, наприклад, в німецьких нормах DIN 1045-1 [7].

В основу загального методу, використаного в норвезьких нормах NS 3473 [12], покладена модифікована теорія полів стиску MCFT [9, 11].

Порівняння розрахункових положень NS 3473 [12] з положеннями MCFT (Collins і Mitchell, 1991 [9]) виконано в табличній формі (див. табл.2).

Слід зазначити, що в нормах NS 3473 не дано вказівок: як розраховувати кут нахилу діагонального підкосу θ . За деякими позиціями норвезькі норми містять більш загальний метод порівняно з MCFT [9], наприклад:

а) ураховується можливість дії нормальних напружень на поверхні діагональної тріщини;

б) допускається, що напруження в поперечній арматурі для перерізів з тріщиною можуть бути меншими, ніж граничні, тобто меншими від границі текучості.

Руйнування залізобетонних конструкцій за похилими перерізами є дуже небезпечним і, тому - вкрай небажаними. Виходячи з цього, надійність розрахункових методів, які застосовуються при оцінці міцності похилих перерізів, повинна бути значно вищою, ніж нормальних перерізів [12].

Таблиця 2

Порівняння розрахункових положень норвезьких норм і модифікованої теорії полів стиску за В.В. Туром, А.А.Кондратчиком [3]

NS 3473 §12.5, A12.5.	MCFT(Collins та Mitchell, 1991[13]).
Діаграма для бетону при осьовому стиску	

$$\sigma_{c2} = f_{c2d} \cdot \frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_{c0}} \cdot \left(2 - \left[2 \cdot \left(\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_c'} \right) - \left(\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_c'} \right)^2 \right] \right),$$

при $|\varepsilon_2| \leq |\varepsilon_{c0}|$,
 $|\varepsilon_{c0}| = -0,002$; $\varepsilon_2 < 0$
при стиску.

$$f_2 = f_{2,max} \cdot \left[2 \cdot \left(\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_c'} \right) - \left(\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_c'} \right)^2 \right],$$

$$\varepsilon_c' = 0,002.$$

Діаграма для бетону при двовісному розтязі - стиску.

$$f_{c2d} = \frac{f_{cd}}{0,8 + 100 \cdot \varepsilon_1} \quad f_{2,max} = \frac{f_c'}{0,8 + 170 \cdot \varepsilon_1} < f_c'.$$

Головні деформації розтягу в бетоні

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_x + (\varepsilon_x - \varepsilon_2) \cdot \cot^2 \theta,$$

При спрощенні:
 $\varepsilon_2 = \varepsilon_0 = -0,002$,
 $\varepsilon_x = 0,002$.

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_x + (\varepsilon_x - \varepsilon_2) \cdot \cot^2 \theta,$$

Головні стискаючі напруження

$$\sigma_{c2} = \sigma_{c1} - \tau \cdot (\tan \theta + \cot \theta) \quad - f_2 = f_1 - v \cdot (\tan \theta + \cot \theta).$$

Середні деформації поперечної арматури

$$\varepsilon_x = \varepsilon_1 \cdot \sin^2 \theta + \varepsilon_2,$$

$$\varepsilon_t = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 - \varepsilon_x,$$

$$\varepsilon_y = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 - \varepsilon_x.$$

Середні розтягуючі напруження на ділянці між тріщинами

$$\sigma_{c1} = \varepsilon_1 \cdot E_{cd} \text{ при } \varepsilon_1 < \varepsilon_{ot},$$

$$f_1 = \varepsilon_1 \cdot E_c \text{ при } \varepsilon_1 \leq \varepsilon_{cr},$$

$$\sigma_{cl} = 0,5 \cdot f_{td} \text{ при}$$

$$\varepsilon_1 \geq \varepsilon_{ot},$$

де

$$\varepsilon_{ot} = f_{cd} / E_{cd} = \frac{\gamma_c \cdot E}{E}$$

$$f_1 = \frac{\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot f_{cr}}{1 + \sqrt{500 \cdot \varepsilon_1}} \text{ при } \varepsilon_1 > \varepsilon_{cr},$$

α_1, α_2 - коефіцієнти, які ураховують вплив характеристик поверхні арматури та типу навантаження.

Дотичні напруження, які сприймаються перерізом з тріщиною (сили зачеплення по берегах тріщини)

$$\frac{\tau_{cr}}{\tau_{rm}} = 1 - 0,82 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{\tau_{rm}}\right)^2,$$

$$\tau_{rm} = \frac{2 \cdot f_{td}}{0,31 + 24 \cdot \frac{W}{D_0 + 16}}$$

$$V_{ci} = \frac{0,18 \cdot \sqrt{f'_c}}{0,3 + 24 \cdot \frac{W}{a + 16}},$$

$$\sigma_{cr} = 0.$$

Відстань між тріщинами

Середня віддаль між тріщинами не перевищує $0,8 \cdot z$.

У відповідності з EC-2[2]

$$S_{mx} = 2 \left(c_x + \frac{S_x}{10} \right) + 0,25 \cdot k_1$$

$$S_{mv} = 2 \left(c_v + \frac{S}{10} \right) + 0,25 \cdot k_1$$

Напруження в поперечній (вертикальній) арматурі в перерізі з тріщиною

$\sigma_{syr} = \sigma_{sy} + \frac{\sigma_{cl} + \sigma_{\alpha} + \tau_{\alpha}}{\rho_y}$ <p>при $\rho_y = \frac{A_{sy}}{b_w \cdot s_y}$</p>	$f_v = \text{текучість в тріщині};$ $f_l = v_{ci} \cdot \tan \theta + \rho_v \cdot (f_{vy} - f_v)$ або $f_{vy} = f_v + \frac{f_l - v_{ci} \cdot \tan \theta}{\rho_v}$ при $\rho_v = \frac{A_v}{b_w \cdot s}$, коли $f_w = \text{напруженням}$. З цього рівняння визначають f_l .
Напруження у поздовжній арматурі для перерізу з тріщиною	
$\sigma_{srx} = \sigma_{sx} + \frac{\sigma_{cl} + \sigma_{\alpha} - \tau_{\alpha}}{\rho_x}$ <p>при $\rho_x = \frac{A_{sx}}{b_w \cdot s_x}$</p>	$f_x = \text{текучість в тріщині};$ $f_{sx} + \frac{f_l + [f_l - \rho_v \cdot (f_{vy} - f_v)]}{\rho_x}$ при $\rho_x = \frac{A_{sx}}{b_w \cdot d}$. Це рівняння обмежує величину f_l .

Висновки

1. Збіжність розрахункових та фактичних значень несучої здатності при-опорних ділянок балок при згині з крученням за вказаними нормами (табл. 5.2) знаходиться у межах(51...66%). Якщо американські, канадські та німецькі нор-ми показують коефіцієнт аварійності в межах 0,30...0,37, то у загально-європейських та канадських нормах цей коефіцієнт становить 0,48...0,56.

2. Аналіз результатів порівняння дослідних і розрахункових значень несучої здатності приопорних ділянок різних типів прогінних конструкцій, обчислених за рекомендаціями національних норм проектування ** економічно розвинених країн світу, з одного боку, показав, в цілому, незадовільну їхню збіжність, а з другого

боку, недостатню надійність розрахункових формул цих норм, оскільки для великої кількості дослідних зразків (особливо з великими прольотами зрізу) розрахункова міцність приопорних ділянок на 10% і більше перевищує їхню несучу здатність, що загрожує створенням аварійних ситуацій і передчасним руйнуванням прогінних конструкцій.

3. Різноманітність форм складного напружено-деформованого стану та схем руйнування унеможлиблює створення простої і, в той же час, універсальної розрахункової моделі приопорних ділянок для різних типів конструкцій, яка адекватно відображала б вплив як конструктивних чинників, так і факторів зовнішньої дії на їхню несучу здатність. Спрощені розрахункові моделі вимагають застосування емпіричного підходу.

4. Практика показала, що чисельні методи розрахунку конструкцій, які спираються на загальну механіку залізобетону з тріщинами, носять універсальний характер, дозволяють моделювати любий напружено-деформований стан та простежити за усіма етапами роботи конструкції, включаючи її руйнування.

Література

1. Ратушинский К. Н. Расчет железобетонных стоек, подверженных одновременному действию продольного усилия и изгиба в двух плоскостях / К. Н. Ратушинский // Строительная промышленность. – 1932. – №8. – С. 21–24.

2. EN 1992 – 1: 2001 (Final Draft, April, 2002) Eurocode 2: Design of Concrete Structures. Part 1 General Rules and Rules for Buildings. – Final Draft. December, 2004. – 230 p.

3. Тур В. В. Расчет железобетонных конструкций при действии перерезывающих сил: монография / В. В. Тур, А. А. Кондратчик. – Брест: Изд-во БГТУ, 2000. – 400 с.: ил.

4. Ritter W. Die Bauweise Hennebigue. Schweizerische Bauzeitung (Zürich)

5. Mörsh E. Der Eisenbetonbau, 1st Ed., Wayssand Freytag, A. G. Neustadt, a.d. Haardt, May 1902, 118 p.p.; 2nd Ed., Verlag von Konrad Wittmer, Stuttgart, 1906, 252 p.p.; 3rd Ed. (Reinforced Concrete Construction, transl. E. P. Goodrich), Mc. Graw Hill Book Co., New York, 1909. – 388 pp.

6. ACI (American Concrete Institute) (2008): "ACI Building Code Requirements for Reinforced Concrete". ACI 318–95 and Commentary (318–08R), American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 369 pp.

7. DIN 1045–1.12.2008 (Entwurf) Tragwerke aus Beton, Stahlbeton

und Spannbeton. Teil 1: Bemessung und Konstruktion / [1] / S. 513–614.

8. Aoyama, H.(1992):"Design Philosophy for Shear in Earthquake Resistance in Japan". Symp. on Concrete Shear in Earthquake, Houston, pp. 407 – 418.

9. Collins, M.P. Mitchell, D. Adebar, P. and Vecchio, F. J. (1996): "General Shear Design Method" ACI St. J, V. 93, no. 1, Jan. – Feb., 1996, pp. 36–45.

10. Randan B.V. Web Grushing of Reinforced and Prestressed Concrete Beams / ACI Struct. Journ., V. 88, №1, Jan.–Feb., 1991. – pp. 12–16.

11. Vecchio, F.J and Collins, M.P. (1986): "The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear". ACU. V.83, no. 2, March–April 1986. – pp. 219–231.

12. Norwegian Council for Building Standardization (1992): Norwegian Standard NS 3473 E, 4th ed., Nov. 1992.

13. Collins M.P. Prestressed Concrete Structures/ M.P. Collins, d. Mitchell// Prentice – Hall Inc.Enqlewood Cuffs, N.j., 1991, 766p.p.

14. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры : СП52–101–2003. [Введен в действие с 2005.01.01.] – М. : ГУП "НИИЖБ", ФГУП ЦПП, 2004. – 54 с. (Национальный стандарт России).

15. Предварительно напряженные железобетонные конструкции : СП52–102–2004 [Введен в действие с 2006.01.01.]. – М. : ГУП "НИИЖБ", ФГУП ЦПП, 2005. – 49 с. (Национальный стандарт России).

16. Leonhardt F. Jear and forsion in pestressend concrete / F. Leonhardt // Jecture an sission FIP Kongress. – Prague, 1970. – P. 13–17.

УДК 620.91

СОВРЕМЕННЫЕ ТЕНДЕНЦИИ РАЗВИТИЯ ГИДРОЭЛЕКТРОСТАНЦИЙ

Глатман Н.М., *зр.А-494.*

Научный руководитель - асс. Коренецкий О.В.

Энергия волн океанов превосходит по удельной мощности как ветровую, так и солнечную энергии. Средняя мощность волн океанов и морей превышает 15 кВт на погонный метр, а при высоте волн в 2 метра, мощность может достигать и все 80 кВт на погонный метр. При преобразовании энергии волн, эффективность может существенно превышать прочие альтернативные способы, такие как ветряные и