

С. Б. Максимович, О. В. Крочак
Національний університет “Львівська політехніка”,
кафедра будівельних конструкцій та мостів

ПРО АНКЕРУВАННЯ ПОЗДОВЖНЬОЇ РОЗТЯГНУТОЇ АРМАТУРИ У ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛКАХ БЕЗ ПОПЕРЕДНЬОГО НАПРУЖЕННЯ

© Максимович С. Б., Крочак О. В., 2018

Експериментальні дослідження показали, що навіть у разі дотримання вимог чинних норм про довжину анкерування поздовжньої арматури балки руйнуються від втрати зчеплення поздовжньої арматури з бетоном, не досягнувши міцності похилого перерізу. Висмикування поздовжньої арматури на опорах внаслідок розтріскування бетону і порушення зчеплення потрібно розглядати як недолік конструювання опорної частини. Такі балки не коректно брати до уваги під час проведення аналізу несучої здатності похилих перерізів, тому що анкерування є окремою проблемою у теорії залізобетону.

Особливістю згинаних залізобетонних елементів є те, що за дії навантаження епюра розтягуючого зусилля у поздовжній арматурі не відповідає епюрі згинальних моментів внаслідок часткової втрати зчеплення арматури з бетоном після утворення вертикальних тріщин, які допускаються нормами за експлуатаційних навантажень. Для вирішення цієї проблеми пропонують використовувати поняття “правило зміщення розтягуючого зусилля”, яке подано в чинних нормах [1] і Eurocode 2 EN 1992-1-1:2004 [2] для визначення місця обриву поздовжньої арматури в прольоті. Пропонуємо дещо інший підхід, який ґрунтується на зміщенні не розтягуючого зусилля, а зміщенні епюри згинальних моментів. Цей метод вперше запропонував Л. О. Дорошкевич для розрахунку поперечної арматури. Невідповідність зміни розтягуючого зусилля в поздовжній арматурі і епюри згинальних моментів враховується коефіцієнтом зміщення епюри моментів ν , який визначають за допомогою розроблених номограм. Наведено приклад розрахунку довжини анкерування поздовжньої арматури пропонуваним методом.

Ключові слова: анкерування поздовжньої арматури, залізобетонні балки, міцність похилих перерізів, коефіцієнт зміщення епюри моментів, приріст згинального моменту.

S. Maksymovych, O. Krochak
Lviv Polytechnic National University
Department of Building Constructions and Bridges

ON ANCHORING OF THE LONGITUDINAL TENSILE REINFORCEMENT IN REINFORCED CONCRETE BEAMS WITHOUT PRE-STRESSING

© Maksymovych S., Krochak O., 2018

The character of oblique cracking is significantly influenced by the method and reliability of anchoring of the longitudinal tensile reinforcement on the hinge support beams. In many experimental researches the lack of anchoring caused the premature destruction of

beams along the sloping cracks. Nevertheless, such destruction of a beam along the sloping crack, at the violation of anchoring on the hinge support, should not be referred to the type of destruction under the influence of internal efforts, caused by the external loading. Pulling out of longitudinal bars of reinforced concrete beams on support, as a result of concrete cracking and adhesion violation, should be considered as a drawback of the supporting part constructing. It is incorrect to take such beams into consideration at doing the analysis of the bearing capacity of sloping cuts, because anchoring is a separate issue in the theory of reinforced concrete studies.

The experimental research has shown that even by maintaining standards of current design norms concerning the length of anchoring of the longitudinal reinforcement beams are ruined because of the lack of adhesion of the longitudinal reinforcement with concrete without achieving the strength of the sloping cut. The peculiarity of the bending reinforced concrete elements is the fact that at loading effect the diagram of the stretching effort in the longitudinal reinforcement does not correspond to the diagram of the bending moments as a result of the partial loss of the reinforcement adhesion with concrete after the creation of vertical cracks, which are allowed by design norms at the exploitation loadings.

To solve this problem it is suggested to use the notion of “the rule of strengthening of the stretching effort”, available in current design norms [1] and Eurocode 2 EN 1992-1-1:2004 [2] for determining the place of break in the span. We suggest quite a different approach which is based not on the displacement of stretching effort, but on the displacement of the diagram of bending moments. This method was suggested by L. O. Doroshkevych for the calculation of the shear reinforcement. The discrepancy of the stretching effort change in the longitudinal reinforcement and the diagram of bending moments is taken into account by the coefficient of diagram of moments displacement which is determined with the help of developed nomograms. The article presents the example of calculation of the anchoring length of the longitudinal reinforcement by the suggested method.

Key words: anchoring of the longitudinal reinforcement, reinforced concrete beams, oblique planes, displacement coefficient of bending moment diagram, bending moment' increment.

Вступ. У своїй статті Рене Вальтер (R. Walther) [3] зауважив: “... Руйнування від “сколювання” завжди повинно бути пов’язане з ковзанням поздовжньої арматури, тому проблема забезпечення від сколювання стає проблемою зчеплення.” Це висловлювання, на нашу думку, прямо стосується проблеми, яку тут розглядають.

На сьогодні проведено велику кількість експериментальних досліджень міцності похилих перерізів залізобетонних балок без попереднього напруження, але недостатню увагу звернено на анкерування поздовжньої арматури. Дослідами встановлено, що недостатнє анкерування поздовжньої арматури приводить до передчасного руйнування балок по похилих перерізах, яке супроводжується висмикуванням арматури і характерним розтріскуванням бетону на шарнірних опорах. За недостатнього анкерування обірваної поздовжньої арматури у розтягнутій зоні балки похила тріщина утворюється завжди там, де закінчується обірвана арматура [86]. Руйнування балки по похилих перерізах від порушення анкерування поздовжньої арматури у розтягнутій зоні необхідно розглядати як недолік у конструюванні, тому у нормах проектування повинні бути жорсткі вимоги до анкерування арматури.

Аналіз досліджень та публікацій. Розглядаючи тему анкерування поздовжньої арматури, потрібно звернути увагу на види (форми) руйнування запропоновані різними дослідниками, що їх зробили з власних експериментальних досліджень.

Автори [4–6] вважають порушення анкерування на шарнірних опорах, яке справді супроводжується утворенням похилої тріщини у приопорній зоні, одним із видів руйнування балки по похилому перерізу.

У висновках автори [4] запропонували розглядати такі три основні види руйнування балок по похилих перерізах:

1) сколюючо-згинальне руйнування. Похила тріщина проростає так високо, що руйнується стиснута зона балки. Таке руйнування настає передовсім у балках без поперечного армування або у балках з неповним забезпеченням від “сколювання”;

2) руйнування ребра: а) від діагонального стиску за великих значень сколюючих напружень τ_0 , причому, на думку авторів, ці похилі стискаючі напруження сильно залежать від кута нахилу поперечних стержнів; б) внаслідок перенапруження поперечної арматури (за неповного забезпечення міцності на сколювання – $\eta < 1$). За певних обставин після цього може зруйнуватися і стиснута полицка;

3) порушення анкерування поздовжньої арматури. Приводить до руйнування ребра або стиснутої полицки раніше ніж настає властиве руйнування на “сколювання” (розколювання бетону в місцях перегину відігнутих стержнів).

Т. Годицький-Цвірко [5] виділяє п'ять характерних видів (схем) руйнування залізобетонних балок по похилих перерізах: руйнування сколюючо-згинальне; руйнування сколюючо-стискаюче; руйнування від зрізу; руйнування сколюючо-ковзаюче; похиле роздавлювання бетону.

Л. Палоташ у [6] окремо виділяє руйнування сколюючо-розтягуюче. Схеми руйнування з [6] подані на рис.2.

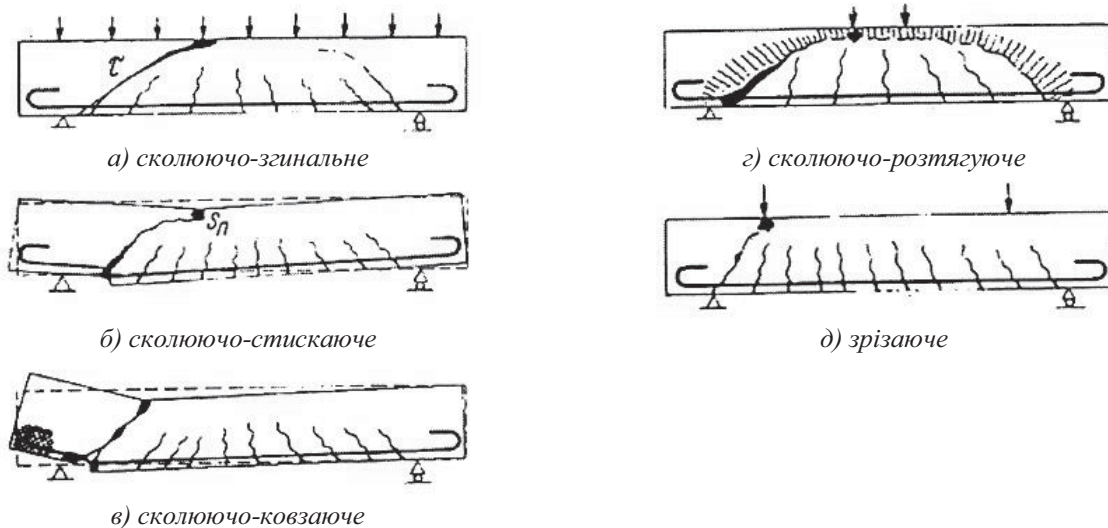


Рис. 2. Схеми руйнування залізобетонних балок за [6]

А. С. Залесов і Ю. А. Клімов у [7] описали дві основні форми руйнування балок по похилій тріщині (рис. 3): перша характеризується різким розкриттям похилої тріщини з подальшим руйнуванням стиснутого бетону над її верхнім кінцем – руйнування по стиснутій зоні; друга – різким розкриттям похилої тріщини за текучості поздовжньої арматури або втрати анкерування за опорою – по розтягнутій зоні.

Р. Вальтер [3], який запропонував нову концепцію розрахунку залізобетонних балок на “сколювання”, виділяє у залізобетонних плитах і балках такі види руйнування: руйнування від згину; згинально-сколююче руйнування (у разі руйнування стиснутої зони над вершиною сколюючої тріщини); руйнування ребра балки (від похилого стиску, або внаслідок значного видовження арматури хомутів).

Як бачимо, руйнування залізобетонної балки по похилому перерізу Р. Вальтер звів практично до однієї розрахункової схеми – руйнування по похилому перерізу внаслідок роздавлювання бетону над вершиною похилої тріщини, якщо не рахувати руйнування від діагонального стиску, забезпечення від якого, на думку автора, повинно виконуватися конструктивними вимогами.

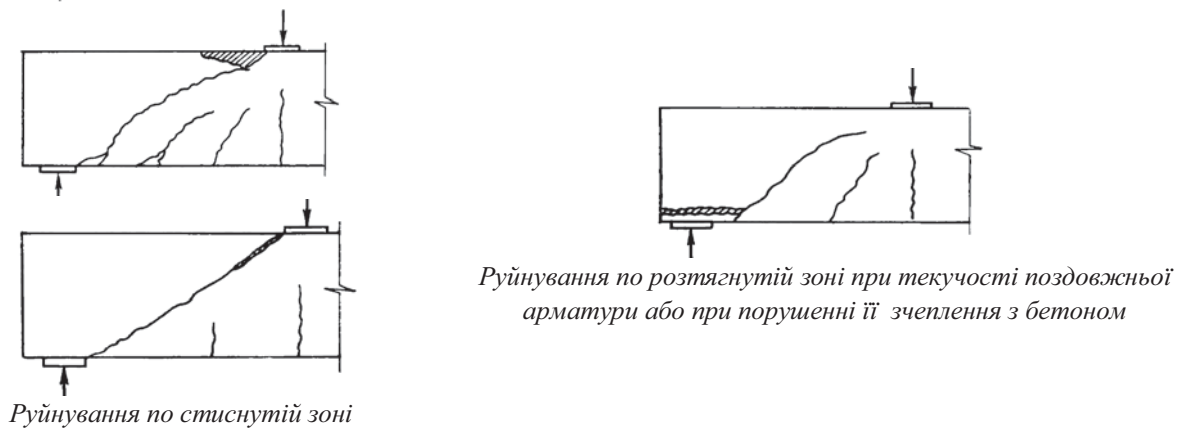


Рис. 3. Схеми руйнування залізобетонних балок по похилих перерізах за [7]

Теорія М. С. Боришанського [8] ґрунтувалася на двох схемах руйнування стиснутої зони балки над похилою тріщиною, а за недостатньої кількості поздовжньої арматури – від згину у похилому перерізі. Цей підхід до вирішення проблеми “сколювання” у стадії руйнування з певними уточненнями увійшов у тодішні норми проектування залізобетонних конструкцій [9].

К. Дабровський [10] на відміну від Т. Голицького-Цвірко та Р. Вальтера сколюючо-ковзне руйнування вважає як недолік конструювання анкерування поздовжньої арматури на опорах.

У сучасному будівництві широке застосування мають нерозрізні залізобетонні балки. Робота похилих перерізів таких елементів, хоч і має багато спільного з роботою похилих перерізів у розрізних балках, але і суттєво відрізняється від них. Зміна знаку епюри моментів на ділянці постійної поперечної сили свідчить про те, що стиснута зона балки міняє своє положення. Напружено-деформований стан похилих перерізів у нерозрізних і розрізних балках відрізняється, тому ця обставина повинна впливати на міцність їхніх похилих перерізів. Проведені експериментальні дослідження нерозрізних балок [11–13] виявили особливість утворення та розвитку тріщин на згаданих ділянках, а також суттєвий вплив на довжину анкерування поздовжньої арматури у розтягнутій зоні. Характерну картину утворення та розвитку тріщин на ділянці постійної поперечної сили і епюри згинальних моментів, що переходять через нульову точку, можна прослідкувати у балках Ф. Леонгарда серії НН [11] рис. 1, а також у [12].

Формулювання мети статті. Експериментальні дослідження показали, що навіть за дотримання вимог чинних норм про довжину анкерування поздовжньої арматури, балки руйнуються від втрати зчеплення поздовжньої арматури з бетоном, не досягнувши міцності похилого перерізу. Тому метою статті є запропонувати розрахунок анкерування поздовжньої арматури з урахуванням епюри зміщеного моменту, який можна використовувати у балках за різних статичних схем (однопрольотні шарнірно оперті та защемлені балки, нерозрізні балки, короткі консолі і рами), за довільного розташування зосередженого і рівномірно розподіленого навантажень.

Виклад основного матеріалу. Поздовжня розтягнута арматура, яка створює незначний опір поперечному зрізу, суттєво впливає на розкриття похилої тріщини і висоту стиснутої зони над нею, а також і на опір всієї цієї зони. Численні дослідження показали, що балки, армовані тільки поздовжньою арматурою, напруження якої у перерізі похилої тріщини під час руйнування значно нижче від границі текучості сталі, зі зміною коефіцієнта поздовжнього армування змінюється експериментальна несуча здатність похилих перерізів цих балок. Між напружено-деформативним станом поздовжньої арматури і стиснутої зони бетону існує прямий зв'язок. Це дає право розглядати поздовжню розтягнуту арматуру як основну, що визначає опір балки не тільки в зоні чистого згину від дії M , але і опір стиснутої зони у похилому перерізі від одночасної дії M і Q [3, 14, 15].

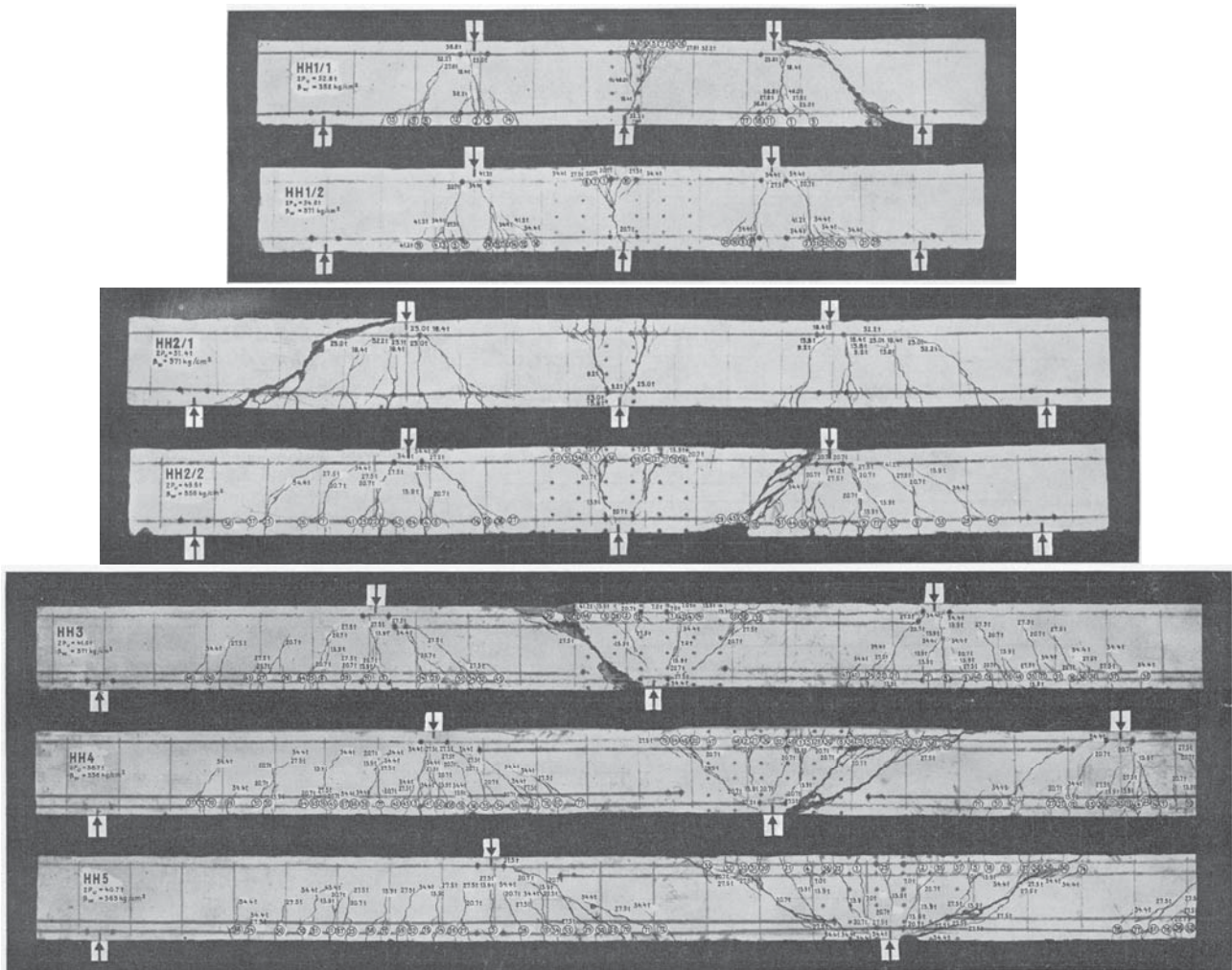


Рис. 1. Характер утворення та розвитку тріщин і руйнування балок серії НН [11]

Зчеплення поздовжньої арматури з бетоном вирішально впливає на тріщиноутворення і поведінку балки під навантаженням аж до її руйнування. За надійного зчеплення у зоні одночасної дії M і Q утворюються похилі тріщини, які в разі збільшення навантаження (за наявності вертикальних хомутів) розвиваються, а на рівні поздовжньої арматури утворюються нові короткі похилі тріщини і балка поступово перетворюється на арку з затяжкою. За незначного зчеплення вже за невеликих навантажень балка працює як арка без похилих тріщин, утворюються тільки вертикальні тріщини. Тому робота вертикальних хомутів залежить насамперед від зчеплення поздовжньої арматури з бетоном [3, 14, 15].

Важливе значення відіграє місце обриву поздовжньої арматури у розтягнутій зоні. Балки без поперечної арматури з постійною поздовжньою арматурою по всій довжині прольоту руйнуються по похилих перерізах за навантажень вищих ніж балки з частково обірваною арматурою відповідно до епюри згинальних моментів, навіть у разі забезпечення необхідної довжини анкерування $20d$.

Особливістю згинаних залізобетонних елементів є те, що за дії навантаження епюра розтягуючого зусилля у поздовжній арматурі не відповідає епюрі згинальних моментів внаслідок часткової втрати зчеплення арматури з бетоном після утворення вертикальних тріщин, які допускаються нормами за експлуатаційних навантажень (рис. 4).

Тому поперечну арматуру пропонують розраховувати на приріст моменту ΔM , який визначають за формулою: $\Delta M = M - M_0$, де M_0 – ордината зміщеного моменту на шарнірній опорі або у нульовій точці при двозначній епюрі моментів: $M_0 = vM$, v – коефіцієнт зміщення епюри моментів, приймається за номограмою рис. 5 [16]; M – несуча здатність вертикального перерізу з поздовжньою арматурою, яка доведена до шарнірної опори, або до перерізу, де $M = 0$.

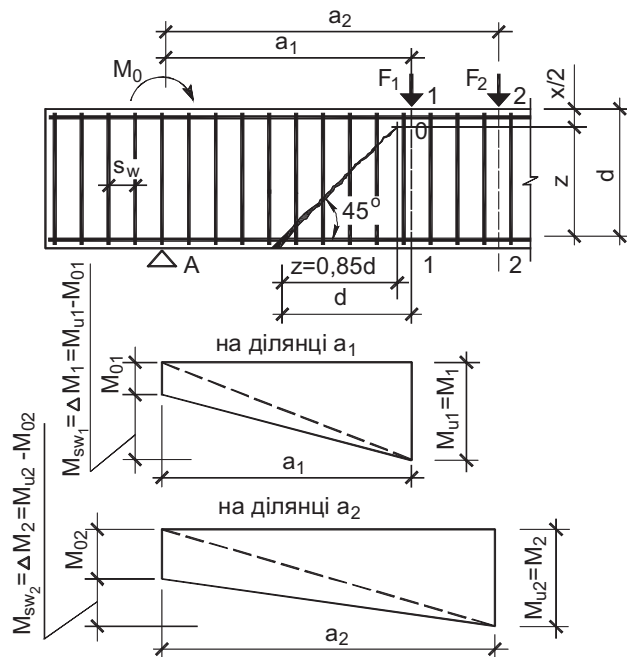


Рис. 4. Побудова етор розрахункових моментів за зосередженого навантаження: M_1, M_2 – згинальні моменти у відповідних перерізах; M_0, M_{u1}, M_{u2} – ординати етор зміщених моментів у перерізах де $M = 0$ (шарнірні опори, нульові точки двозначних моментів); — — — — лінія згинального моменту M ; — — — — лінія розрахункового згинального моменту

Зусилля у поздовжній арматурі на опори N_{0s} визначається через значення зміщеного моменту

$$M_{0s}: \quad N_{0s} \cdot z = M_0; \quad N_{0s} = \frac{M_0}{z} = \frac{M_0}{0,9d}.$$

Відповідно площа розтягнутої арматури, яка доведена до опори буде:

$$N_{0s} = A_{s0} \cdot f_{yd}; \quad A_{s0} = \frac{N_{0s}}{f_{yd}} = \frac{M_0}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}}; \quad N_{0s} = \frac{M_0 \cdot f_{yd}}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}}.$$

Довжина анкерування поздовжньої арматури на шарнірній опорі:

$$l_0 = \frac{N_{0s}}{u_0 \cdot f_{bd}} = \frac{M_0 \cdot f_{yd}}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} / u_0 \cdot f_{bd} = \frac{M_0}{0,9 \cdot d \cdot f_{bd} u_0};$$

де u_0 – периметр арматури; $N_{0s} = f_{bd} \cdot u_0 \cdot l_0$; де f_{bd} – розрахункове значення граничних напружень зчеплення для стрижнів періодичного профілю визначається за формулою (7.2) п. 7.2.2.2 чинних норм [1]:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd},$$

де f_{ctd} – розрахункове значення міцності бетону на розтяг відповідно до табл. 3.1 [17]; η_1 – коефіцієнт, пов'язаний із якістю умов зчеплення і розміщення стрижня під час бетонування (рис. 7.2 [1]); η_2 – пов'язаний з діаметром стрижня, приймається за вказівками чинних норм (п. 7.2.2.2 [1]).

Для прикладу виконаємо розрахунок довжини анкерування поздовжньої арматури балок Леонгарда серії НН 1/1 запропонованим методом.

Балка НН 1/1.

Розглянемо ділянку 1-2. Ордината зміщеного моменту $M_0 = 35,45$ кНм; $f_{ctd} = 1,2$ МПа; $\eta_1 = 1$; $\eta_2 = 1,0$ при $d_s \leq 32$ мм; $f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,2 = 2,7$ МПа.

Для арматури $\varnothing 14$ мм периметр $u_0 = 2\pi R = 3,14 \cdot 14 = 43,96$ мм.

Для сприйняття цього моменту на опорі потрібна довжина анкерування:

$$l_0 = \frac{M_0}{0,9 \cdot d \cdot f_{bd} u_0} = \frac{35,45 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 270 \cdot 2,7 \cdot 43,96} = 1229 \text{ мм.}$$

Нижня поздовжня арматура прийнята 2Ø14, тому потрібна буде довжина анкерування $l_0 = 1229/2 = 615$ мм.

Ділянка 2-3. Ордината зміщеного моменту $M_0 = 39,2$ кНм.

Потрібна довжина анкерування: $l_0 = \frac{39,2 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 270 \cdot 2,7 \cdot 43,96} = 1359$ мм.

Верхня поздовжня арматура прийнята 2Ø14 тому потрібна довжина анкерування для двох стержнів буде $l_0 = 1359/2 = 680$ мм.

Ділянка 3-4. Ордината зміщеного моменту $M_0 = 38,36$ кНм.

Потрібна довжина анкерування: $l_0 = \frac{38,36 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 270 \cdot 2,7 \cdot 43,96} = 1330$ мм.

Верхня поздовжня арматура прийнята 2Ø14 тому потрібна довжина анкерування для двох стержнів буде $l_0 = 1330/2 = 665$ мм.

Результати наших розрахунків зводимо до таблиці.

Таблиця 1

Марка балки	Проліт l , мм	d , мм	Поздовжня арматура (ρ , %)	Руйнівне навант. $2R_{10}$, кН	M_{11} (теор.), кНм	Ділянка	a/d	Поперечна арматура	a_w (експериментальне) мм	a_w , мм (за пропонуванням методом)	$Q_{\text{екс.}}$, кН	Потрібна довж. анкерування, мм	Виді місце руйнування	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
НН1/1	1110	270	2Ø14 (0,47)	528	41,7	1-2	2,06	2Ø6	235	220,1	82,5	615	Пох.	
						2-3	0,93	2Ø8	200	473,1	181,5	680		
						3-4	1,12	2Ø8	200	424,8		665		
НН1/2	1110	270	2Ø14 (0,47)	546	45,6	1-2	2,06	2Ø8	200	380,4	85,3	605	Верт. на опорі В	
						2-3	0,93	2Ø8	200	431,6	187,7	669		
						3-4	1,12	2Ø8	200	388,8		655		
НН2/1	1570	270	3Ø14 (0,7)	514	59,0	1-2	2,91	2Ø6	200	137,4	80,3	460	Пох.	
						2-3	1,32	2Ø8	200	218,0	176,7	534		
						3-4	1,59	2Ø8	200	243,0		522		
НН2/2	1570	270	3Ø14 (0,7)	496	61,9	1-2	2,90	2Ø8	200	247,7	77,5	483	Пох.	
						2-3	1,32	2Ø8	200	207,8	170,5	561		
						3-4	1,59	2Ø8	200	231,5		547		
НН3	2110	240	4Ø14 (1,05)	410	76,5	1-2	4,40	2Ø8	200	410,5	64,1	571	Пох.	
						2-3	2,00	2Ø8	200	108,9	140,9	517		
						3-4	2,40	2Ø8	200	111,9		484		
НН4	2570	240	5Ø14 (1,32)	387	93,0	1-2	5,35	2Ø8	200	1152	60,5	601	Пох.	
						2-3	2,43	2Ø8	200	92,0	133,0	431		
						3-4	2,92	2Ø8	200	89,7		425		
НН5	3000	240	6Ø14 (1,58)	407	108	1-2	6,25	2Ø8	200	-	63,6	635	Пох.	
						2-3	2,84	2Ø8	200	67,2	139,9	387		
						3-4	3,41	2Ø8	200	80,6		387		

За чинними нормами проектування [1] довжина анкерування на всіх ділянках балки буде однаковою і характеризується базовою і розрахунковою величинами.

Базова довжина анкерування (п.7.2.3. [1]) при $\sigma_{sd} = 417$ МПа становить:

$$l_{b, rqd} = (\sigma / 4)(\sigma_{sd} / f_{bd}) = (0,014/4)(417/2,7) = 0,540 \text{ м} = 540 \text{ мм.}$$

Розрахункова довжина анкерування (п.7.2.4. [1]): $l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b, reqd} \geq l_{b, min}$ за (7.4) [1] при мінімальній довжині анкерування $l_{b, min} : l_{b, min} \geq \max \{0,3l_{b, reqd}; 10\sigma; 100 \text{ мм}\}$.

Для нашого випадку $\alpha_1 = 1$ для прямого типу анкерування; α_2 при товщині захисного шару 50мм $\alpha_2 = 1,0 - 0,15(c_d - \sigma)/\sigma = 1,0 - 0,15(50 - 14)/14 = 0,61$; $\alpha_3 \geq 0,7$; $\alpha_3 \leq 1$; приймаємо $\alpha_2 = 1$; $\alpha_4 = 0,7$; $\alpha_5 = 1$; $l_{bd} = 1 \cdot 1 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot 540 = 378 \text{ мм}$, але не більше: $l_{b, min} \geq \max \{0,3 \cdot 540 = 162 \text{ мм}; 10 \cdot 14 = 140 \text{ мм}; 100 \text{ мм}\}$.

$$l_{bd} = 378 \text{ мм} \geq l_{b, min} = 162 \text{ мм}.$$

Висновки

1. Руйнування балки внаслідок порушення анкерування поздовжньої арматури на шарнірних опорах, або у місці часткового обриву поздовжньої арматури, яке проявляється в утворенні похилої тріщини, слід розглядати як недолік конструювання.

2. Довжину анкерування поздовжньої арматури слід визначати за епюрою зміщеного моменту.

3. Під час конструювання балок з однозначною і двозначною епюрами згинальних моментів, армованих зварними каркасами з обривом поздовжньої арматури, до шарнірної опори і до нульової точки моментів доцільно доводити не менше від 50 % арматури, а не 25 % A_s , як прийнято в чинних нормах.

1. Конструкції будинків та споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування [Текст]: ДСТУ Б В.2.6-156:2010. – [чинний від 2011-06-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2010. – 164 с. – (Національний стандарт України). 2. Eurocode 2 EN 1992-1-1:2004: Design of Concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. – Brussels, 2004. – 225 p. 3. R. Walther Uber die Beanspruchung der Schubtragfähigkeit von Stahl und Spannbetonbalken – Schubbruchtheorie, Beton-und Stahlbetonbau 11/1962, pp. 261–271. 4. Leonhardt F., Walther R. Beiträge zur Behandlung der Schubprobleme im Stahlbetonbau. Beton- und Stahlbetonbau 12/1961, 2, 3, 6, 7, 8/1962. 5. Godycki-Cwirko T. Ścinanie w żelbecie. Arkady, Warszawa, 1968. 6. Palotas L. Die Schubsicherung des Stahlbetonträgers auf Grund der Bruchtheorie. Acta Technica Academiae Scientiarum Hungaricae. Tomus 59 (1-2), 1967, pp. 183–214. 7. Залесов А. С., Климов Ю. А. Прочность железобетонных конструкций при действии поперечных сил. – К.: Будивельник, 1989, 105 с. 8. Боришанский М. С. Расчет отогнутых стержней и хомутов в изгибаемых железобетонных элементах по стадии разрушения. Стройиздат, 1946. – 79 с. 9. Бетонные и железобетонные конструкции: СНиП 2.03.01-84*. – [Втратив чинність від 2011-06-01] – М., Стройиздат 1986. – 94с. 10. Dąbrowski K., Nośność i rysoodporność strefy przyporowej belek żelbetowych. Zeszyty Naukowe Politechniki Warszawskiej, Budownictwo, z. 45, Warszawa 1967. 11. F. Leonhardt, R. Walther Beiträge zur Behandlung der Schubprobleme im Stahlbetonbau. Beton und Stahlbetonbau 1, 2/1965. 12. K. Herbert Kupfer Zusammenhang Zwischen Momentendeckung und Schubsicherung beim Schlanken Plattenbalken. Beton und Stahlbetonbau 10/1967. 13. Залесов А. С., Зиганшин Х. А. Исследование прочности по наклонным сечениям элементов с двузначной эпюрой изгибающих моментов. Сборник научных трудов. Поведение бетонов и элементов железобетонных конструкций при воздействии различной длительности. Москва НИИЖБ, 1980, С. 55–65. 14. Дорошкевич Л. О. Розрахунок поперечної арматури у залізобетонних мостових балках. Праці Західного наукового центру. Проектування, виробництво та експлуатація автотранспортних засобів і поїздів. Том 3. Львів-Трускавець, 1996, с. 41–49. 15. Kani G. N. J. The Riddle of Shear Failure and its Solution. Journal of the American Concrete Institute 4/1964, pp.441–467. 16. Л. О. Дорошкевич, С. Б. Максимович, Б. Г. Демчина, Б. Ю. Максимович Новий підхід до розрахунку міцності похилих перерізів залізобетонних згинаних елементів. Вісник Національного університету “Львівська політехніка”. – 2012. – № 737: Теорія і практика будівництва, с. 91–100. 17. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-98:2009. – [Чинний від 2011-06-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 84 с. – (Національний стандарт України).

References

1. *Konstruktzii budynkiv i sporud. Betonni ta zalizobetonni konstruktzii. Osnovni polozhennia* [Construction of houses and buildings. Concrete and reinforced concrete structures. The main provisions of the]. (2011). DBN V.2.6-98:2009 from 1th July 2011. Kiev: Building norms of Ukraine [in Ukrainian].
2. *Eurocode 2 EN 1992-1-1:2004: Design of Concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings.* – Brussels, 2004. – 225 p.
3. R. Walther *Über die Beanspruchung der Schubtragfähigkeit von Stahl und Spannbetonbalken – Schubbruchtheorie*, *Beton- und Stahlbetonbau* 11/1962, pp. 261–271. [in German].
4. Leonhardt F., Walther R. *Beiträge zur Behandlung der Schubprobleme im Stahlbetonbau.* *Beton- und Stahlbetonbau* 12/1961, 2, 3, 6, 7, 8/1962. [in German].
5. Godycki-Cwirko T. *Ścinanie w żelbecie.* *Arkady, Warszawa, 1968.* [in Polish].
6. Palotas L. *Die Schubsicherung des Stahlbetonträgers auf Grund der Bruchtheorie.* *Acta Technica Academiae Scientiarum Hungaricae. Tomus 59 (1–2), 1967,* pp. 183–214. [in German].
7. Zalesov A. S., Klimov Yu. A. (1989) *Prochnost zhelezobetonnykh konstruktсий pri deystvii poperechnykh sil.* [Strength of the reinforced concrete constructions at shear influence]. Kiev “*Budivelnnyk*”, 105 s. [in Russian].
8. Borishanskiy M. S. *Raschet otognutykh sterzhney i homutov v izgibaemykh zhelezobetonnykh elementakh po stadii razrusheniya.* [The calculation of the curved rods and collars in bending reinforced concrete elements in the post-destruction stage]. *Stroyizdat, 1946.* – 79s. [in Russian].
9. *Betonnyye i zhelezobetonnyye konstruktzii* [Concrete and reinforced concrete structures]. (1986). SNiP 2.03.01-84* Repealed from 1th June 2011. M.: State standard. [in Russian].
10. Dąbrowski K., *Nośność i rysoodporność strefy przypodporowej belek żelbetowych.* *Zeszyty Naukowe Politechniki Warszawskiej, Budownictwo, z. 45, Warszawa 1967.* [in Polish].
11. F. Leonhardt, R. Walther *Beiträge zur Behandlung der Schubprobleme im Stahlbetonbau.* *Beton und Stahlbetonbau* 1, 2/1965. [in German].
12. K. Herbert Kupfer *Zusammenhang Zwischen Momenttendeckung und Schubsicherung beim Schlanken Plattenbalken.* *Beton und Stahlbetonbau* 10/1967. [in German].
13. Zalesov A. S., Ziganshin H. A. (1980) *Issledovanie prochnosti po naklonnyim secheniyam elementov s dvuznachnoy epyuroy izgibayuschiy momentov.* [The research of the strength of elements along the sloping cuts with the equivocal diagram of bending moments]. *Sbornik nauchnykh trudov. Povedenie betonov i elementov zhelezobetonnykh konstruktсий pri vozdeystvii razlichnoy dlitelnosti.* Moskva NIIZhB, s. 55–65. [in Russian].
14. Doroshkevich L. O. (1996) *Rozrahunok poperechnoYi armaturi u zalizobetonnih mostovih balkah.* [The calculation of the shear reinforcement in reinforced concrete bridge beams]. *Pratsi Zahidnogo naukovogo tsentru. Proektuvannya, virobnitstvo ta ekspluatatsiya avtotransportnih zasobiv i poYizdiv. Tom 3. Lviv-Truskavets, s. 41–49.* [in Ukrainian].
15. Kani G. N. J. *The Riddle of Shear Failure and its Solution.* *Journal of the American Concrete Institute* 4/1964, pp. 441–467.
16. L. O. Doroshkevich, S. B. Maksimovich, B. G. Demchina, B. Yu. Maksimovich (2012) *Noviy pidhid do rozrahunku mitsnosti pohilih pereriziv zalizobetonnih zginanih elementiv.* [The new approach towards calculating of the strength of sloping cuts of reinforced concrete bending elements]. *Visnik Natsionalnogo universitetu “Lvivska politehnika” No. 737: Teoriya i praktika budivnitstva, s. 91–100.* [in Ukrainian].
17. *Konstruktzii budynkiv i sporud. Betonni ta zalizobetonni konstruktzii. Osnovni polozhennia* [Construction of houses and buildings. Concrete and reinforced concrete structures. The main provisions of the]. (2011). DBN V.2.6-98:2009 from 1th July 2011. Kiev: Building norms of Ukraine. [in Ukrainian].