

Міністерство освіти і науки України
Національний університет водного господарства
та природокористування

Є. М. Бабич, В. Є. Бабич

РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК

Навчальний посібник

2-ге видання, перероблене і доповнене

*Рекомендовано вченою радою Національного університету
водного господарства та природокористування
як навчальний посібник для студентів спеціальності
192 «Будівництво та цивільна інженерія»*

Рівне - 2017

УДК 624.012(075.8)

ББК 38.53я7

Б12

*Рекомендовано Вченою радою Національного університету
водного господарства та природокористування.
(Протокол № 11 від 13 грудня 2016 року)*

Рецензенти:

Бліхарський З.Я., доктор технічних наук, професор, директор Інституту будівництва та інженерії довкілля, професор кафедри будівельних конструкцій та мостів Національного університету «Львівська політехніка»;

Масюк Г.Х., кандидат технічних наук, професор, професор кафедри промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд Національного університету водного господарства та природокористування, м. Рівне.

Бабич Є. М., Бабич В. Є.

Б12 Розрахунок і конструювання залізобетонних балок : навчальний посібник / Є. М. Бабич, В. Є. Бабич. – 2-ге видання, перероблене і доповнене. – Рівне : НУВГП, 2017. – 191 с.

ISBN 978-966-327-347-1

Висвітлені теоретичні основи та методика розрахунку залізобетонних балок відповідно до вимог нових нормативних документів та європейських стандартів, викладені основні вимоги до конструювання балок та наведені приклади їх розрахунку і конструювання. В додатках подані необхідні для розрахунків таблиці та конструктивні вимоги до балок.

Посібник призначений для вивчення дисципліни «Будівельні конструкції» при підготовці бакалаврів за спеціальністю «Будівництво та цивільна інженерія».

УДК 624.012(075.8)

ББК 38.53я7

ISBN 978-966-327-347-1

© Бабич Є. М., Бабич В. Є., 2017
© Національний університет
водного господарства та
природокористування, 2017

ЗМІСТ

Вступ.....	7
1. Статичний розрахунок балок	10
1.1. Складання розрахункових схем балок.....	10
1.2. Визначення згинальних моментів і поперечних сил в перерізах балок.....	14
1.2.1. Однопролітні балки	14
1.2.2. Однопролітні балки з консоллю	16
1.2.3. Багатопролітні нерозрізні балки	17
2. Фізико-механічні характеристики матеріалів	24
2.1. Бетон	24
2.1.1. Кубикова міцність бетону	24
2.1.2. Призмova міцність бетону	25
2.1.3. Міцність бетону на розтяг, зріз та сколювання	27
2.1.4. Деформаційні характеристики бетону	28
2.1.5. Класи і марки бетону	30
2.1.6. Розрахункові значення механічних характеристик бетону	32
2.2. Армура	34
2.2.1. Призначення та види армури	34
2.2.2. Механічні характеристики армури	34
3. Розрахунок залізобетонних балок за граничними станами першої групи	38
3.1. Розрахунок несучої здатності балок за нормальними перерізами	38
3.1.1. Мета розрахунку та основні передбачення	38
3.1.2. Напружено – деформований стан нормальних перерізів згинальних залізобетонних елементів та умови рівноваги	40

3.1.3. Розрахунок несучої здатності залізобетонних балок по нормальним перерізам з використанням діаграми деформування бетону у вигляді поліному п'ятої степені ..	46
3.1.4. Розрахунок несучої здатності залізобетонних балок по нормальним перерізам з використанням діаграми деформування бетону у вигляді дробово-раціональної функції ..	54
3.1.5. Розрахунок несучої здатності залізобетонних балок по нормальним перерізам з використанням спрощеної дволінійної діаграми деформування бетону ..	57
3.2. Розрахунок несучої здатності залізобетонних перерізів, похилих до поздовжньої осі ..	64
3.2.1. Характер руйнування елементів по похилим перерізам ..	64
3.2.2. Способи армування та призначення розрахункових похилих перерізів ..	62
3.2.3. Умови забезпечення несучої здатності похилих перерізів без поперечного армування ..	64
3.2.4. Умови забезпечення несучої здатності похилих перерізів, які потребують поперечну арматуру за розрахунком ..	65
3.2.5. Визначення площі вертикальної поперечної арматури ..	68
3.2.6. Визначення площі похилої поперечної арматури ..	69
3.3. Особливості розрахунку несучої здатності балок таврового і двотаврового профілів ..	70
3.3.1. Випадки розташування нейтральної лінії в балках таврового профілю ..	71
3.3.2. Розрахунок несучої здатності нормальних перерізів балок таврового профілю, коли нейтральна лінія перетинає ребро ..	72

4. Розрахунок залізобетонних балок за граничними станами другої групи	77
4.1. Мета та основні положення розрахунку	77
4.2. Розрахунок згинальних елементів за утворенням та розкриттям тріщин	79
4.2.1. Механіка утворення та розкриття тріщин	79
4.2.2. Визначення моменту тріщиноутворення в згинальних залізобетонних елементах	81
4.2.3. Визначення ширини розкриття тріщин в нормальних перерізах згинальних залізобетонних елементів	84
4.3. Розрахунок згинальних елементів за деформаціями	87
4.3.1. Визначення прогинів балок	87
4.3.2. Визначення прогинів балок згідно з європейським стандартом Єврокод-2	89
4.3.3. Визначення кривизни в згинальних елементах	89
4.3.4. Визначення напружень і деформацій в арматурі при дії експлуатаційних навантажень	91
4.3.5. Випадки, коли розрахунок прогинів балок можна не виконувати	93
5. Основні правила конструювання залізобетонних балок	95
5.1. Поздовжнє армування. Захисний шар бетону	95
5.2. Поперечне армування	97
5.3. Анкерування поздовжньої арматури	98
5.4. Обрив поздовжньої розтягнутої арматури	102
6. Приклади розрахунку і конструювання залізобетонних балок	108
6.1. Приклад розрахунку і конструювання одно пролітної залізобетонної балки з консоллю	108

6.2. Приклад розрахунку і конструювання двохпролітної нерозрізної залізобетонної балки.....	133
Рекомендована література	152
Додаток А. Механічні характеристики бетону і арматури	155
Додаток Б. Табличні коефіцієнти для розрахунків та конструктивні вимоги до арматурних виробів.....	158
Додаток В. Алгоритми розрахунків залізобетонних балок	166
Додаток Г. Вихідні дані для виконання індивідуальних завдань та рекомендації до оформлення самостійної роботи.....	181
Г.1. Вихідні дані для виконання індивідуальних завдань ...	181
Г.2. Рекомендації до оформлення самостійної роботи.....	186
Програмні питання для самоконтролю знань	187
Предметний покажчик	189

ВСТУП

Навчальний посібник має за мету надати можливість студентам доступно оволодіти сучасними основами теоретичних положень розрахунку і конструювання залізобетонних конструкцій, зокрема балок, та набути вмінь і навичок в їх проектуванні. Зміст посібника відповідає робочій програмі дисципліни «Будівельні конструкції» для спеціальності «Будівництво та цивільна інженерія».

Залізобетонні балки являють собою конструктивні елементи будівель і споруд, що працюють на згин, довжина (проліт) яких не менше ніж утричі перевищує загальну висоту поперечного перерізу. Балки – це найбільш поширені залізобетонні конструкції, які використовуються при зведенні різноманітних будівель і споруд: житлових і цивільних будинків, промислових будівель, силосних корпусів, підземних переходів, резервуарів, естакад тощо. Балки можуть мати різні обриси поперечного перерізу: прямокутні, таврові і двотаврові, трикутні, коробчасті та інші. Вони можуть зводитися як окремі вільно лежачі конструкції, нерозрізними багато пролітними, одно пролітними з двома або однією консоллю. В практиці будівництва оптимальними вважаються прольоти балок в межах 5 ... 7 м, а їхня висота - в межах (1/10 ... 1/15) від прольоту.

В посібнику розглядаються розрахунки і конструювання найбільш поширених в будівництві нерозрізних (статично невизначених) та однопролітних з консолями залізобетонних балок прямокутного та таврового перерізу, на які діють рівномірно розподілені постійні та змінні навантаження. Особлива увага приділена конструюванню балок. У прикладах розрахунків балок застосована міжнародна система одиниць СІ, в якій використані похідні співвідношення: $\text{Па} = \text{Н}/\text{м}^2$; $\text{МПа} = 100 \text{ Н}/\text{см}^2 = 0,1 \text{ кН}/\text{см}^2$; $\text{МПа} = \text{Н}/\text{мм}^2$.

Порівняно з першим виданням в посібнику наведені теоретичні основи та методика розрахунку згинальних залізобетонних елементів згідно з новими нормами проектування

залізобетонних конструкцій ДБН В.2.-6-98:2009 «Бетонні і залізобетонні конструкції. Основні положення» та ДСТУ Б В.2.6-156:2010 «Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування», які базуються на сучасній деформаційній моделі і повністю гармонізовані з європейськими стандартами (Єврокод 2).

В цьому виданні покращена структура посібника шляхом введення нових розділів: «Фізико-механічні характеристики матеріалів», «Основні правила конструювання залізобетонних балок». Статичний розрахунок статично визначених та статично невизначених балок, розрахунок їх несучої здатності по нормальним і похилим перерізам та розрахунок балок за граничними станами другої групи подано спільно в окремих розділах. Доповнений табличний матеріал та додані ілюстрації, які відображають роботу бетону і балок під навантаженням.

Особливістю посібника є те, що в ньому наведені методики розрахунку балок за граничними станами відповідно до деформаційної моделі механічного стану перерізів з використанням різних запропонованих в нормах залежностей між деформаціями і напруженнями в бетоні, а також з використанням положень європейського кодексу Єврокод-2. В наведених прикладах розрахунків несучої здатності балок використані криволінійні і спрощені діаграми механічного стану бетону. Це дає студенту змогу отримати поглиблені знання з теорії залізобетону та можливість виконувати порівняльні розрахунки.

Значна увага в посібнику надана розрахунку нерозрізних залізобетонних балок з урахуванням перерозподілу зусиль. Розкрита фізична сутність перерозподілу зусиль в перерізах нерозрізних балок та наведена методика визначення в них згинальних моментів і поперечних сил.

В додатках наведені характеристичні і розрахункові значення міцності і деформативності матеріалів, табличні коефіцієнти для розрахунків, алгоритми розрахунку балок та конструктивні вимоги до арматурних виробів. Також наведені таблиці з вихідними даними для самостійного виконання індивідуальних завдань та вміщено рекомендації щодо оформлення самостійної роботи. Виконання індивідуальних завдань надає можливість студентам самостійно набути первинних вмінь і навичок в проектуванні залізобетонних конструкцій.

Автори висловлюють щиру подяку рецензентам доктору технічних наук професору Бліхарському З. Я. та кандидату технічних наук професору Масюку Г. Х. за позитивну оцінку навчального посібника та корисні поради і зауваження, урахування яких сприяло підвищенню його якості.

1. СТАТИЧНИЙ РОЗРАХУНОК БАЛОК

Мета статичного розрахунку балок полягає у визначенні зусиль (згинальних моментів та поперечних сил), які виникають в їхніх перерізах від дії зовнішнього навантаження. Методика статичного розрахунку балок розглядається на прикладах найбільш поширених в будівництві однопролітних, однопролітних з консолями та статично невизначених багатопролітних балок, на які діють рівномірно розподілені постійні та змінні навантаження. Балки можуть виконуватися збірними, монолітними та збірно-монолітними. Зусилля, напруження і деформації від зовнішніх навантажень і впливів в залізобетонних балках визначаються за загальними правилами будівельної механіки з урахуванням особливостей роботи залізобетону під навантаженням.

1.1. Складання розрахункових схем балок

Розрахункова схема визначає характер спирання балок на опори, вид опор, величини розрахункових прольотів та характер і значення зовнішніх навантажень. Крайніми опорами для балок, як правило, можуть слугувати кам'яні стіни та колони (цегляні, з бетонних блоків), а середніми – кам'яні стіни, колони або залізобетонні ригелі, розташовані в перпендикулярному напрямку.

Довжина обпирання балок на стіни не повинна бути меншою 20 см і визначається з дотриманням умов міцності на місцевий стиск кладки та необхідною довжиною анкерування поздовжньої робочої арматури балок на вільних опорах. Залізобетонні ригелі (балки) можуть бути монолітними або збірними, з ними балки, що розраховуються, можуть з'єднуватися монолітно або вільно обпиратися (рис. 1.1).

Розрахунковий проліт балок l_d у загальному вигляді обчислюється за формулою

$$l_d = l_n + a_1 + a_2, \quad (1.1)$$

де l_n – відстань в чистоті між гранями опор;

a_1 і a_2 – величини, які приймаються рівними:

$$a_1 = \min(0,5h; 0,5t); \quad a_2 = \min(0,5h; 0,5b_w). \quad (1.2)$$

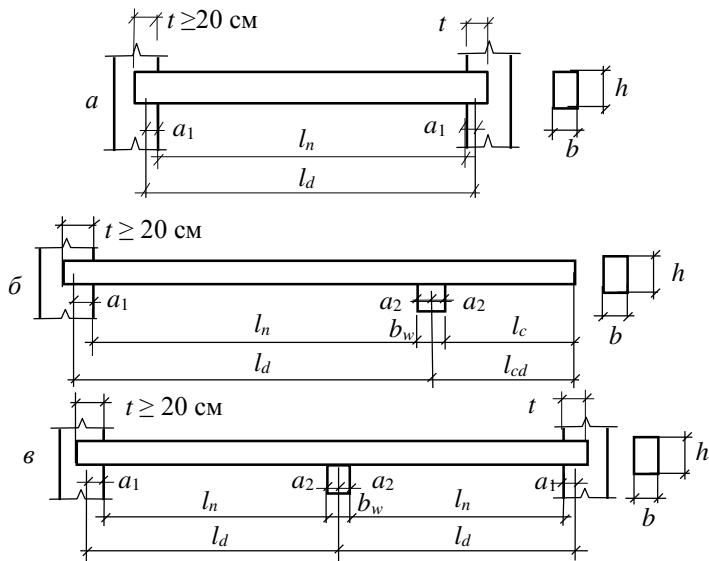


Рис. 1.1. Основні схеми та розміри залізобетонних балок:

a – однопролітної вільно лежачої; $б$ – однопролітної з консоллю;
 $в$ – двопролітної нерозрізної (l_n – відстань у чистоті між гранями опор; l_c – довжина консолі; t – ширина обпирання; h – висота балки;
 b – ширина балки; b_w – ширина ригеля; l_d і l_{cd} – розрахунковий (робочий) відповідно проліт балки та виліт консолі)

Виходячи з формули (1.1), для однопролітної вільно лежачої балки розрахунковий проліт визначається за формулою (рис. 1.1, a)

$$l_d = l_n + 2a_1 \quad (1.3)$$

В балці з консоллю розрахунковий проліт безпосередньо балки l_d та консолі l_{cd} визначаються відповідно за формулами (рис. 1.1, $б$):

$$l_d = l_n + a_1 + a_2; \quad l_{cd} = l_c + a_2 . \quad (1.4)$$

Розрахункові значення крайніх прольотів нерозрізних балок обчислюються за формулою (1.1) (рис. 1.1, в), а середніх прольотів – за формулою (1.1), приймаючи $a_1 = a_2$.

В переважній більшості випадків на балки діють постійні навантаження (вага частин споруд, у тому числі вага несучих та огорожувальних конструкцій) і змінні тривалі та короткочасні навантаження. Постійні навантаження вважаються тривалими. До змінних тривалих навантажень відносять вагу тимчасових перегородок, вагу стаціонарного обладнання, навантаження від складованих матеріалів, навантаження від людей та обладнання на перекриття (з квазіпостійними розрахунковими значеннями) та інші, а до змінних короткочасних – вагу людей, вагу ремонтних матеріалів, снігові навантаження тощо. На балки також можуть діяти епізодичні навантаження. Повна класифікація навантажень на будівельні конструкції і будівлі наведені в ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи».

Основою для призначення навантажень є їхні характеристичні значення: g – характеристичне постійне навантаження; p – характеристичне змінне навантаження. Характеристичні значення епізодичних навантажень визначаються спеціальними нормами.

Розрахункові значення навантажень визначаються множенням характеристичних значень на коефіцієнт надійності за навантаженням γ_f , який залежить від виду навантаження ДБН В.1.2-2:2006. Експлуатаційне розрахункове навантаження і розрахункове граничне навантаження знаходяться відповідно за формулами:

$$g_e = \gamma_{fe}g; \quad p_e = \gamma_{fe}p; \quad (1.5)$$

$$g_d = \gamma_{fm}g; \quad p_d = \gamma_{fm}p; \quad (1.6)$$

де g і p – значення відповідно характеристичних постійних і характеристичних змінних навантажень;

g_e і g_d – відповідно розрахункові експлуатаційні та розрахункові граничні значення постійних навантажень;

p_e і p_d – відповідно розрахункові експлуатаційні та розрахункові граничні значення змінних навантажень;

γ_{fe} і γ_{fm} – коефіцієнти надійності відповідно за експлуатаційними і граничними навантаженнями.

Коефіцієнти надійності для значень експлуатаційних навантажень слід приймати такими, що дорівнюють 1,0 ($\gamma_{fe} = 1,0$), а значення коефіцієнтів надійності за граничними навантаженнями γ_{fm} необхідно приймати згідно норм ДБН В.1.2-2:2006. При визначенні навантажень необхідно враховувати коефіцієнт надійності за відповідальністю γ_n , на який множаться характеристичні значення навантажень. Значення коефіцієнтів надійності за відповідальністю залежать від класу наслідків (відповідальності) об'єкта, категорії відповідальності конструкції та типу розрахункової ситуації і приймаються відповідно до ДБН В.1.2.-14-2009. В посібнику розглядаються балки, на які діють рівномірно розподілені постійні і змінні навантаження.

Повні навантаження q визначаються як сума постійних і змінних навантажень, тобто

$$q = g + p. \quad (1.7)$$

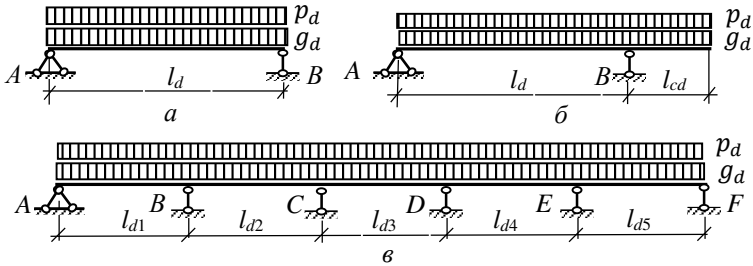
Значення розрахункових експлуатаційних, граничних та повних навантажень на балки, які знайдені з використанням формул (1.5) - (1.6), як правило, представляються в табличній формі (табл. 1.1).

Розрахункові схеми балок при дії рівномірно розподіленого розрахункового граничного та експлуатаційного навантаження представлені на рис. 1.2. Як правило значення навантажень визначаються на 1 м довжини балок в кН/м.

Таблиця 1.1

Розрахункові значення експлуатаційних та граничних навантажень

Вид навантаження	Характер. значення, кН/м	Значення розрахункових навантажень, кН/м			
		експлуатаційні		граничні	
		γ_{fe}	значення	γ_{fm}	значення
Постійні	g	1,0	g_e	γ_{fm}	g_d
Змінні	p	1,0	p_e	γ_{fm}	p_d
Повні	q	1,0	q_e	γ_{fm}	q_d

Рис. 1.2. Розрахункові схеми залізобетонних балок: *a* – однопролітної; *б* – однопролітної з консоллю; *в* – багатопролітної (п'ятипролітної)

Для балок з кількістю прольотів п'ять і менше в розрахунковій схемі приймається фактична кількість прольотів, а в балках з кількістю прольотів більше п'яти розрахункова схема розглядається як п'ятипролітна балка. В цьому випадку в середніх прольотах зусилля приймаються такими, як в третьому прольоті.

1.2. Визначення згинальних моментів і поперечних сил в перерізах балок

1.2.1. Однопролітні балки

Однопролітні балки розглядаються як вільно лежачі на опорах, одна з яких є шарнірно нерухома, а інша – рухома

(рис. 1.3). Опорні реакції в однопролітних балках визначаються за формулою

$$R_A = R_B = \frac{q_d l_d}{2}. \quad (1.8)$$

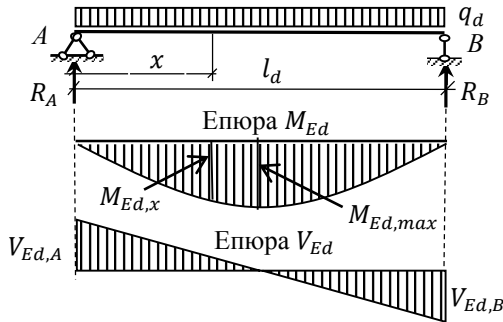


Рис. 1.3. Епюра моментів та поперечних сил в однопролітній балці

Згинальний момент від дії граничного розрахункового навантаження в перерізі, віддаленому від опори на відстані x , знаходиться за формулою

$$M_{Ed,x} = R_A x - \frac{q_d x^2}{2}, \quad (1.9)$$

а максимальне його значення при $x = 0,5 l_d$ – за формулою

$$M_{Ed,max} = \frac{q_d l_d^2}{8}. \quad (1.10)$$

Максимальні розрахункові значення поперечних сил дорівнюють опорним реакціям

$$V_{Ed,A} = R_A; \quad V_{Ed,B} = -R_B, \quad (1.11)$$

а значення поперечних сил в будь-якому перерізі x знаходяться за формулою

$$V_{Ed,x} = R_A - q_d x. \quad (1.12)$$

1.2.2. Однопролітні балки з консоллю

В однопролітних балках з консоллю вплив останньої на розподіл згинальних моментів і поперечних сил можна замінити опорним моментом, який рівний (рис. 1.4)

$$M_{Ed,B} = \frac{q_d l_c^2}{2}. \quad (1.13)$$

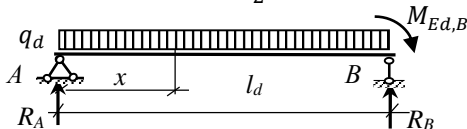


Рис. 1.4. Розрахункова схема балки з консоллю

Опорні реакції для балки з консоллю знаходяться за формулами:

$$R_A = \frac{0,5q_d l_d^2 - M_{Ed,B}}{l_d}; \quad R_B = \frac{0,5q_d l_d^2 + M_{Ed,B}}{l_d}. \quad (1.14)$$

На довжині прольоту балки еюра згинальних моментів від зовнішнього навантаження описується рівнянням (1.9), а на довжині консолі – рівнянням

$$M_{Ed,x} = R_A x - \frac{q_d x^2}{2} + R_B (x - l_d) + M_{Ed,B}. \quad (1.15)$$

Максимальний згинальний момент від зовнішнього навантаження $M_{Ed,max}$ виникає в перерізі при значенні $x = x_{max}$, яке знаходиться із умови, що в межах прольоту $\frac{dM_{Ed,x}}{dx} = 0$, і дорівнює

$$x_{max} = 0,5l_d - M_{Ed,B}/(l_d q_d). \quad (1.16)$$

Розрахункова поперечна сила на опорі A $V_{Ed,AB}$ визначається за формулою (1.11), а на правій опорі B з боку прольоту – за формулою

$$V_{Ed,BA} = R_A - q_d l_d. \quad (1.17)$$

На опорі B поперечна сила з боку консолі приймається рівною

$$V_{Ed,BC} = q_d l_{cd}. \quad (1.18)$$

В межах прольоту зміна поперечної сили описується рівнянням (1.12), в межах консолі – рівнянням

$$V_{Ed,x} = R_A - q_d x + R_B . \quad (1.19)$$

Епюри моментів і поперечних сил для однопролітної балки з консоллю наведені на рис. 1.5.

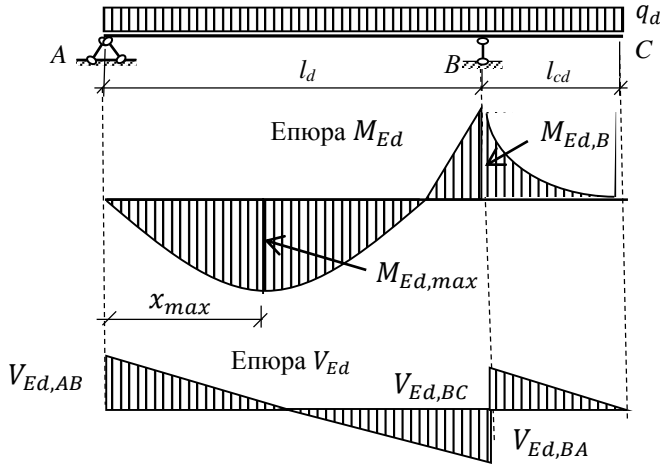


Рис. 1.5. Епюра згинальних моментів і поперечних сил в однопролітній балці з консоллю

1.2.3. Багатопролітні нерозрізні балки

Нерозрізною балкою є балка, яка перекидає два і більше прольотів, спирається на свої опори і ніде не перетинається шарнірами чи розрізами. Характерною особливістю нерозрізної балки порівняно з однопролітною є те, що навантаження, яке діє в будь-якому прольоті, згинає балку вздовж всіх її прольотів, створюючи плавну пружну лінію. Розрахункова схема нерозрізної балки передбачає, як правило, ідеальне шарнірне кріплення до всіх опор (рис. 1.6, а). На крайніх опорах

допускається абсолютне або пружно-податливе закріплення балок.

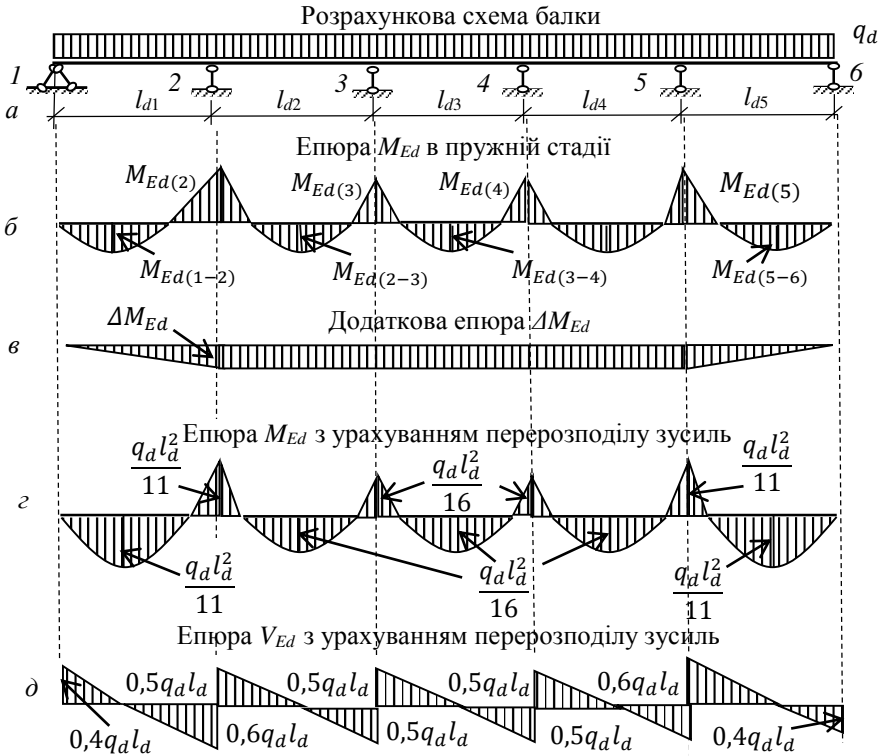


Рис. 1.6. Розрахункова схема багатопрілітної балки та епюри згинальних моментів і поперечних сил

Багатопрілітні нерозрізні балки є статично невизначеними конструкціями. Для забезпечення нерухомості балки в своїй площині, як відомо, потрібно три опорних стержні, а тому кількість зайвих в'язей (опорних стержнів) нерозрізної балки менше загальної кількості її опорних стержнів на три одиниці. Ступінь статичної невизначеності балок дорівнює кількості

зайвих в'язів, а за невідомі приймаються згинальні моменти, які діють в опорних перерізах.

Невідомі згинальні моменти на опорі n за правилами будівельної механіки на основі метода переміщень визначаються шляхом вирішення системи рівнянь трьох моментів, яке має вигляд

$$l_{d(n)}M_{Ed(n-1)} + 2(l_{d(n)} + l_{d(n+1)})M_{Ed(n)} + l_{d(n+1)}M_{Ed(n+1)} = -6(B_{(n)}^f + A_{(n+1)}^f), \quad (1.20)$$

де $B_{(n)}^f$ – права фіктивна реакція від завантаження прольоту n ;

$A_{(n+1)}^f$ – ліва фіктивна реакція від завантаження прольоту $(n+1)$ (тут позначення « n » не до опори n , а до прольоту n).

Для балок, навантажених рівнорозподіленим навантаженням, фіктивні реакції визначаються за формулою

$$6A_{(n)}^f = 6B_{(n)}^f = \frac{q_d l_{d(n)}^3}{4}. \quad (1.21)$$

Рівняння трьох моментів у вигляді (1.20) складаються для кожної проміжної опори, оскільки на крайніх опорах згинальні моменти $M_{Ed} = 0$. Рішення отриманої системи рівнянь дають можливість знайти моменти M_{Ed} на кожній проміжній опорі. В крайніх прольотах епюри моментів і поперечних сил знаходяться за методикою як для однопролітної балки з консоллю, замінюючи дію консолі отриманим опорним моментом на першій проміжній опорі (рис. 1.4).

Епюри моментів і поперечних сил в середніх прольотах будуються, розглядаючи балку в межах довжини прольоту, завантажену зовнішнім навантаженнями та опорними моментами (рис. 1.7). Опорні реакції знаходяться за формулами

$$R_{(n)} = \frac{q_d l_{d(n)}}{2} + \frac{M_{Ed(n)} - M_{Ed(n-1)}}{l_{d(n)}}; \quad (1.22)$$

$$R_{(n+1)} = \frac{q_d l_{d(n)}}{2} + \frac{M_{Ed(n+1)} - M_{Ed(n)}}{l_{d(n)}}. \quad (1.23)$$

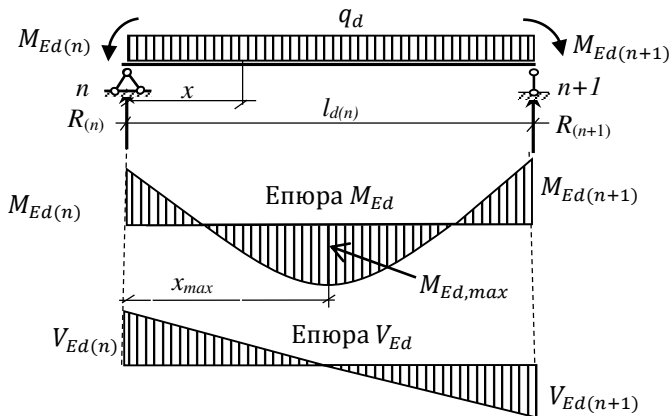


Рис. 1.7. Епюри згинальних моментів і поперечних сил в окремому прольоті нерозрізної залізобетонної балки

Опорні реакції визначені правильно, якщо $R_{(n)} + R_{(n+1)} = q_d l_d$.

Епюра моментів в прольоті описується рівнянням

$$M_{Ed,x} = R_{(n)}x - \frac{q_n x^2}{2} - M_{Ed(n)}, \quad (1.24)$$

а максимальне значення моменту $M_{Ed,max}$ визначається при значенні $x = x_{max}$, рівному

$$x_{max} = \frac{R_{(n)}}{q_d}. \quad (1.25)$$

Від дії зовнішнього навантаження в прольоті n поперечна сила на опорі n та на опорі $n+1$ відповідно рівні

$$V_{Ed(n)} = R_{(n)}; \quad V_{Ed(n+1)} = R_{(n+1)}, \quad (1.26)$$

а вздовж прольоту поперечна сила змінюється за залежністю

$$V_{Ed,x} = R_{(n)} - q_d x. \quad (1.27)$$

Після побудови епюри моментів для кожного прольоту за формулами (1.24) і (1.25) будується епюра моментів для всієї нерозрізної балки (рис. 1.6, б).

За наведеною вище методикою знаходять значення згинальних моментів в пружній стадії роботи залізобетонних

балок. Як свідчать експериментальні дослідження, в реальних умовах дійсні значення моментів в статично невизначених залізобетонних балках відрізняються від знайдених за пружної стадії їхньої роботи. Таке відхилення називають перерозподілом зусиль внаслідок утворення в розтягнутих зонах бетону тріщин та виникнення пластичних деформацій в матеріалах. З огляду на це, норми проектування залізобетонних конструкцій рекомендують визначати зусилля в статично невизначених конструкціях з урахуванням фізичної та геометричної нелінійності роботи, тобто, з урахуванням перерозподілу зусиль.

Сутність розрахунку статично невизначених конструкцій з урахуванням перерозподілу зусиль полягає в наступному. За певного значення навантаження напруження в розтягнутій арматурі з «м'якої» сталі досягають межі текучості. З розвитком в арматурі пластичних деформацій в залізобетонній конструкції утворюється ділянка з великими місцевими деформаціями, що називають пластичним шарніром. В статично визначених конструкціях, наприклад в однопролітній вільно лежачій балці, з виникненням пластичного шарніру під впливом взаємного повороту частин балки і суттєвого прогину висота стиснутої зони скорочується, внаслідок чого в бетоні виникають максимальні деформації стиску і настає руйнування конструкції.

Інакше працює статично невизначена багато пролітна балка. З виникненням першого пластичного шарніру в окремому прольоті чи на опорі розвитку прогинів, повороту частин і збільшенню деформацій в стиснутому бетоні чинять опір зайві в'язі. При подальшому збільшенні навантаження руйнування в утвореному пластичному шарнірі не відбудеться до тих пір, доки не утворяться нові пластичні шарніри і не вийдуть з ладу всі зайві в'язі. В статично невизначених конструкціях виникнення пластичного шарніру рівноцінне виходу з ладу однієї зайвої в'язі і зменшенню на одну ступінь статичної невизначеності конструкції. В загальному випадку втрата геометричної незмінності системи з n зайвими в'язями настає з утворенням $n + 1$ пластичних шарнірів.

Несуча здатність статично невизначених балок не залежить від співвідношення значень опорних і пролітних моментів і не залежить від послідовності утворення пластичних шарнірів. Ця послідовність може бути визначена довільно, але повинна виконуватися рівняння рівноваги, яке за рис 1.7 має вигляд

$$M_{Ed,max} + 0,5(M_{Ed(n)} + M_{Ed(n+1)}) = M_0, \quad (1.28)$$

де M_0 – згинальний момент в статично визначеній вільно лежачій балці, який може бути визначений за формулою (1.10).

З метою наближення визначених за пружною стадією значень згинальних моментів до реальних виконується їхній перерозподіл, який здійснюється так, щоб досягти рівності максимального моменту в прольоті з опорним моментом, тобто, щоб виконувалася умова за рис. 1.6б

$$M_{Ed(2)} - \Delta M \approx M_{Ed(1-2)} + \Delta M, \quad (1.29)$$

де ΔM – значення додаткового вирівнюючого згинального опорного моменту, який використовується для перерозподілу зусиль.

Перерозподіл зусиль виконується шляхом додавання до епюри моментів в пружній стадії роботи (рис. 1.6, б) епюри додаткових згинальних моментів (рис. 1.6, в), в результаті чого отримується епюра згинальних моментів в перерізах балок з урахуванням перерозподілу зусиль (рис. 1.6, г).

На рис. 1.6, г і рис. 1.6, д наведені епюри згинальних моментів і поперечних сил від рівномірно розподіленого зовнішнього навантаження для окремого випадку, коли балка має однакові прольоти та однаковий поперечний переріз по всій довжині.

Як видно з рис. 1.6, г, в крайніх прольотах і на першій проміжній опорі значення згинальних моментів дещо більші, ніж на середніх проміжних опорах і прольотах, а тому допускається крайні прольоти приймати меншими від середніх до 20%.

Значення додаткового згинального моменту в нормативних документах не обумовлюється, а це вимагає обов'язкового розрахунку балок за граничними станами другої групи. Практично обмеження розкриття тріщин в перших пластичних шарнірах досягається обмеженням вирівнювального моменту з тим, щоб отримані значення моментів з урахуванням

перерозподілу зусиль складали не менше 70% від значень, отримані шляхом розрахунку балки як пружної системи.

Як видно з рис. 1.6, з, по довжині балок значення згинальних моментів мають знакозмінний характер, тобто в прольоті моменти викликають розтягання в нижній зоні балок, а на ділянках над опорами – у верхній. Такий характер роботи вимагає відповідного розрахунку і розташування поздовжньої робочої арматури.

Розрахунок і конструювання нерозрізних балок за вирівняними моментами дають можливість полегшити армування перерізів, застосовувати однакове армування звареними каркасами і сітками тих ділянок, в яких за розрахунками за пружною стадією виникають різні за значенням згинальні моменти. Розрахунок балок з урахуванням перерозподілу зусиль порівняно з розрахунком за пружною стадією може забезпечити до 20...30% економії арматурної сталі.

В розрахунках залізобетонних елементів за другою групою граничних станів необхідно визначати ширину розкриття тріщин і прогинів, які обумовлені дією постійних та змінних тривалих навантажень. Значення згинальних моментів та поперечних сил при дії цих навантажень можна визначити, використовуючи принцип суперпозиції, шляхом множення значень від повного навантаження на коефіцієнт, рівний $(g + p_l)/(g + p)$, де p_l – значення характеристичних тривалих змінних навантажень.

2. ФІЗИКО-МЕХАНІЧНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ МАТЕРІАЛІВ

2.1. Бетон

2.1.1. Кубикова міцність бетону

Бетон уявляє собою неоднорідний матеріал, а тому зовнішнє навантаження створює в ньому складний напружений стан. В бетонному зразку, який піддається стисканню, внутрішні напруження концентруються на більш жорстких частинках, які мають більший модуль пружності, внаслідок чого на ділянках цих частин виникають зусилля, які намагаються порушити зв'язок між ними. Одночасно відбувається концентрація напружень в місцях, послаблених порами і порожнинами. В підсумку в бетонному зразку під дією осевого стиску крім стискаючих напружень виникають поперечні розтягуючі напруження, а тому, як свідчать досліди, руйнування (порушення суцільності матеріалу) відбувається внаслідок розриву бетону в поперечному напрямку.

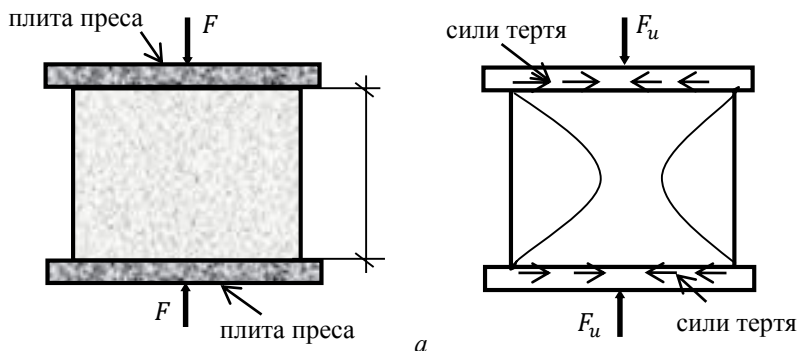
Основною характеристикою механічних властивостей бетону є його міцність на стиск, яка визначається шляхом випробувань в пресі бетонних кубів. Як свідчать досліди, бетонний кубик при стиску руйнується внаслідок розриву бетону в поперечному напрямку, причому площини розриву утворюються під кутом до напрямку дії стискаючого навантаження. Такий характер руйнування зумовлений силами тертя, які розвиваються між опорними плитами преса і поверхнями кубика і перешкоджають вільному розвитку поперечних деформацій. В міру віддалення від опорних поверхонь кубика сили тертя зменшуються, тому при руйнуванні кубик набуває форму двох зрізаних пірамід, зімкнутих малими основами (рис. 2.1). Якщо усунути сили тертя шляхом змащування контакту між опорними плитами преса і кубиків, то руйнування відбудеться по поверхням, паралельним напрямку дії стискаючого зусилля. На практиці кубикову міцність визначають без застосування мастил між поверхнями бетону і плитами преса.

За результатами випробувань визначають руйнуючу силу F_u , а кубикову міцність $f_{c,cube}$ знаходять за формулою

$$f_{c,cube} = F_u/a^2, \quad (2.1)$$

де a – розмір ребра кубика.

Дослідами виявлено, що кубикова міцність бетону одного і того ж складу залежить від розміру ребра куба: зі збільшенням його розміру кубикова міцність зменшується. За базовий приймають кубик з розміром ребра, рівним 150 мм.



б

Рис. 2.1. Схема випробування та руйнування бетонного кубика (а) та натуральний вигляд кубика до і після руйнування (б)

2.1.2. Призмova міцність бетону

В дійсності залізобетонні конструкції за своєю формою відрізняються від кубів, а тому в їхніх розрахунках безпосередньо кубикова міцність використаною не може бути. Основною

характеристикою міцності бетону в елементах при стиску є призмova міцність, $f_{c,prism}$, яка уявляє собою тимчасовий опір осьовому стиску бетонних призм. Призмova міцність визначається шляхом випробувань в пресі призм (рис. 2.2), в яких висота повинна перевищувати розмір поперечного перерізу не менше, ніж в чотири рази, і в той же час не повинна перевищувати більше, ніж у вісім раз. В першому випадку на міцність не впливають сили тертя, а в другому гнучкість призми.

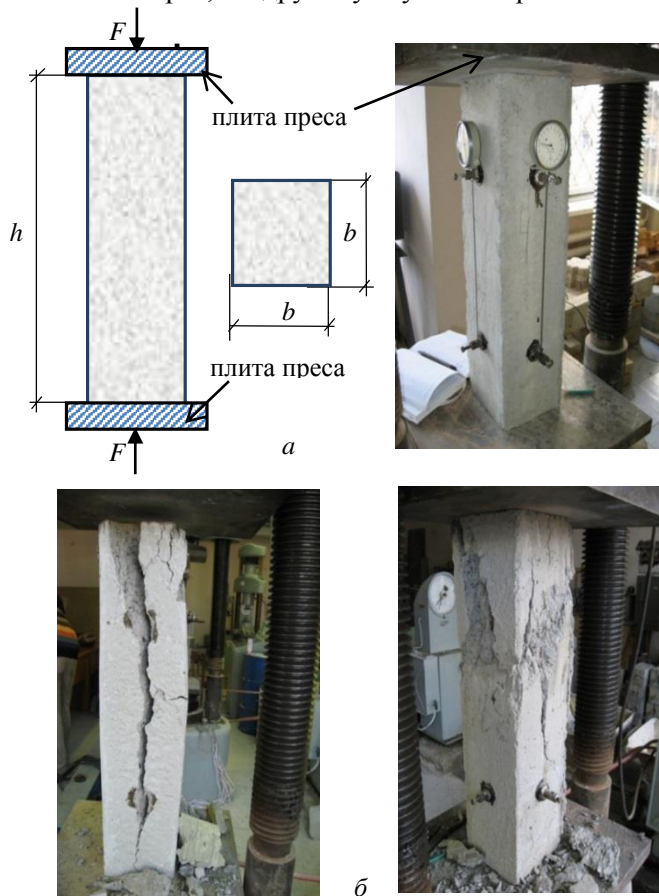


Рис. 2.2. Схема випробування призм (а) та характер їх руйнування (б)

За значенням руйнуючої сили F_u призмova міцність $f_{c,prism}$ складає

$$f_{c,prism} = F_u/b^2, \quad (2.2)$$

де b – розмір сторони квадратної основи призми.

Призмovu міцність можна визначити теоретичним шляхом залежно від кубкової міцності, використовуючи формулу О. О. Гвоздева, яка має вигляд

$$f_{c,prism} = f_{c,cube} \frac{130+f_{c,cube}}{145+3f_{c,cube}}. \quad (2.3)$$

2.1.3. Міцність бетону на розтяг, зріз та сколювання

Міцність бетону на розтяг залежить від міцності цементного каменю на розтяг і зчеплення його з зернами заповнювачів. Міцність на розтяг можна визначити експериментально шляхом випробування призм та зразків у вигляді вісімки на розтяг, циліндрів на розколювання та балочок на згин. За знайденими руйнуючими зусиллями міцність бетону на розтяг знаходять за відповідними формулами. Результати випробування зразків з одного і того ж бетону мають суттєве розсіювання, що пояснюється неоднорідністю його структури.

Міцність бетону на розтяг f_{ct} можна визначити також за допомогою емпіричної формули залежно від кубкової міцності, яка має вигляд

$$f_{ct} = 0,233^3 \sqrt{f_{c,cube}^2}. \quad (2.4)$$

Зріз може відбуватися в перерізах під дією поперечних сил, при цьому елемент розділяється на дві частини. Опір бетону сколюванню виникає при згині залізобетонних балок до виникнення в них похилих тріщин.

Дослідним шляхом визначити міцність бетону на зріз і сколювання дуже складно, тому для їх знаходження використовують емпіричні формули, які базуються на експериментальних даних. Так, для визначення міцності бетону на зріз f_{sh} можна використати формулу, яка має вигляд

$$f_{sh} = 0,7 \sqrt{f_{c,prism} f_{ct}}. \quad (2.5)$$

Прийнято вважати що міцність бетону на зріз наближено переважає міцність на розтяг в два рази, тобто $f_{sh} \approx 2f_{ct}$, а міцність бетону на сколювання при згині в 1,5...2,0 рази більше міцності на розтяг.

2.1.4. Деформаційні характеристики бетону

Деформація це зміна форми або розмірів тіла під дією фізичних чинників (зовнішніх сил, нагрівання, зміна вологості тощо). За формою проявлення в бетоні можуть відбуватися об'ємні (температурно-вологісні, усадкові, набрякання) та силові деформації.

Розрізняють силові деформації при короткочасному однократному та тривалому навантаженні, при малоцикловому та багаторазовому навантаженні. В даному параграфі аналізуються як базові деформації при короткочасному однократному навантаженні.

Оскільки бетон внаслідок своєї структури уявляє собою пружно-пластичний матеріал, при осьовому стискаючому навантаженні в ньому виникають пружні і пластичні деформації (рис. 2.3). Якщо прикладати навантаження невеликими частками від руйнівного, то під час його збільшення виникають пружні деформації $\varepsilon_{c,el}$ і графік деформування представляється прямою лінією, нахиленою до осі деформацій під кутом α_0 . При витримці деякий час під цими частками навантаження виникають пластичні деформації $\varepsilon_{c,pl}$, які на рис. 2.3, а представлені горизонтальними лініями. Зі збільшенням навантаження горизонтальні ділянки деформування збільшуються і при з'єднанні внутрішніх точок ступінчатої діаграми можна отримати криволінійну залежність деформування бетону « $\sigma_c - \varepsilon_c$ ». Таку ж криволінійну залежність можна отримати при монотонному (поступовому) навантаженні бетону (рис. 2.3, б).

Дотична пряма до кривої деформування бетону на початку координат розділяє повні деформації на пружні і пластичні, тобто, повні деформації бетону під певним навантаженням ε_c складають

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{c,el} + \varepsilon_{c,pl}. \quad (2.6)$$

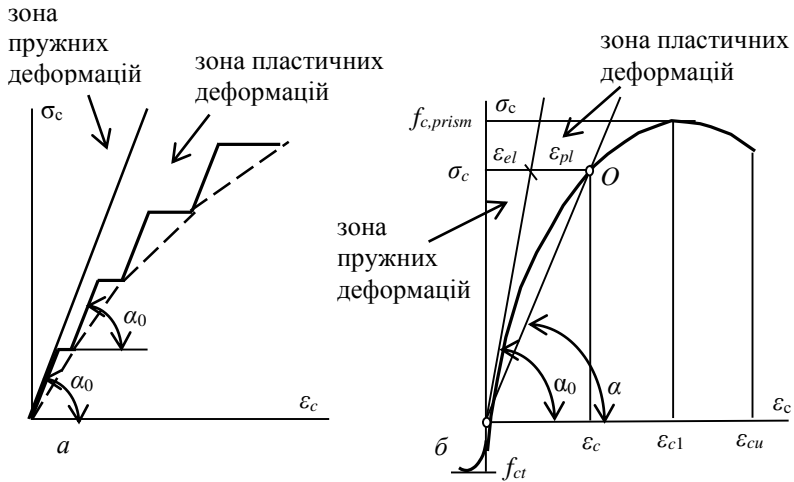


Рис. 2.3. Діаграми деформування бетону при однократному навантаженні: *a* – при навантаженні ступенями; *б* – при

Кількісно пружні деформації бетону оцінюються модулем пружності бетону $E_{c,el}$, який рівний тангенсу кута нахилу дотичної до кривої деформування на початку координат, тобто

$$E_{c,el} = tg \alpha_0. \quad (2.7)$$

Експериментально визначити модуль пружності бетону дуже складно, тому в розрахунках використовують початковий модуль пружності бетону E_c , який визначається при напруженнях приблизно рівних $\sigma_c = (0,2 \dots 0,3) f_{c,prism}$. Мірою повних деформацій бетону є модуль пружнопластичності бетону, який рівний

$$E_{c\alpha} = tga = \frac{\sigma_c}{\varepsilon_c}. \quad (2.8)$$

Якщо прирівняти вираз для напружень в бетоні в точці *O*, то можна отримати залежність між модулем пружнопластичності бетону і модулем пружності у вигляді

$$E_{c\alpha} = \nu E_{c,el}, \quad (2.9)$$

де ν – коефіцієнт пружності бетону (відношення пружних деформацій бетону до повних, змінюється в межах 0,15...1,0).

В розрахунках використовують початковий модуль пружності бетону, який приймають рівним $E_c = E_{ca}$ при напруженнях $\sigma_c \approx 0,3f_{cm,prism}$. Значення початкових модулів пружності бетону залежно від його класу наведені в ДБН В.2.6-98:2009.

Вважається, що характер деформування при розтяганні такий же, як і при стиску, а початкові модулі пружності при стиску і розтягу бетону однакові.

2.1.5. Класи і марки бетону

Для виготовлення залізобетонних конструкцій використовується важкий конструкційний бетон с середньою густиною від 2000 до 2500 кг/м³. Основними показниками якості бетону є:

- клас бетону за міцністю на стиск C ;
- марка бетону за морозостійкістю F (призначається для конструкцій, які піддаються впливу поперемінному заморожуванню та відтавання);
- марка бетону за водонепроникністю W (призначається для конструкцій, до яких ставляться вимоги щодо обмеження водопроникності).

Клас бетону за міцністю на осьовий стиск уявляє собою тимчасовий опір стиску бетонних кубів з розміром ребра 150 мм, випробуваних з дотриманням стандартних методик, з урахуванням статистичної мінливості міцності. При випробуваннях значної кількості кубів, виготовлених з одного складу бетону, отримують міцність окремого зразка $f_{ci,cube}$, яка внаслідок неоднорідності бетону має розсіювання і розподіляється навколо середньої величини $f_{cm,cube}$ (рис. 2.4), яка визначають за формулою

$$f_{cm,cube} = \frac{\sum_1^n f_{ci,cube}}{n}, \quad (2.10)$$

де $f_{cm,cube}$ – значення середньої кубкової міцності бетону;

$f_{ci,cube}$ – кубикова міцність окремого зразка (i змінюється від 1 до n);

n – кількість випробуваних кубів.

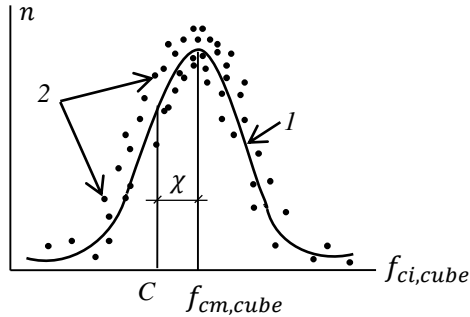


Рис. 2.4. Крива розподілення кубкової міцності бетону:
1 – теоретична крива; 2 – дослідні значення міцності

Мінливість міцності бетону характеризується середнім квадратичним відхиленням, яке рівне

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_1^n (f_{ci} - f_{cm})^2}{n-1}} \quad (2.11)$$

та коефіцієнтом варіації, який визначається за формулою

$$V_c = \sigma / f_{cm,cube} \quad (2.12)$$

Значення V_c змінюється в певних межах залежно від якісного рівня технології виготовлення бетону. Чим досконаліша технологія, тим менший коефіцієнт варіації. Нормативними документами передбачається оптимальне значення $V_c = 0,135$ (13,5%).

З урахуванням статистичної мінливості міцності бетону його клас визначається за формулою

$$C = f_{cm,cube} - \chi\sigma = f_{cm,cube}(1 - \chi V_c), \quad (2.13)$$

де C – клас бетону на стиск (в МПа);

χ – число, показник надійності.

Клас бетону на стиск повинен мати забезпеченість 0,95, якій відповідає значення $\chi = 1,64$. Забезпеченість (довірча ймовірність) 0,95 означає, що із 100 випробуваних бетонних зразків не менше 95 із них повинні мати міцність не менше C .

Нормаи проектування залізобетонних конструкцій ДБН В.2.6-98:2009 «Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення» встановлені наступні класи бетону за міцністю на стиск: C12/15; C16/20; C20/25; C25/30; C30/35; C32/40; C35/45;

C40/50; C45/55; C50/60. В чисельнику вказується клас бетону, визначений за результатами випробувань на стиск стандартних циліндрів, а в знаменнику – стандартних кубів. Таке позначення класів бетону є одним із елементів гармонізації національних нормативних документів до європейських стандартів та стандартів інших країн світу, оскільки в цих країнах клас бетону визначається за результатами випробувань стандартних бетонних циліндрів.

Також нормами проектування встановлені такі марки бетону за морозостійкістю: F50; F75; F100; F150; F200. Цифри означають кількість циклів попереминого заморожування і відтавання бетону в насиченому стані, при цьому його міцність може знижуватися не більше, ніж на 15%.

Встановлено три марки бетону за водонепроникністю: W2; W4 та W6. Цифри характеризують граничний тиск води ($\text{кг}/\text{см}^2$), за якого не спостерігається її просочування через стандартний бетонний зразок, що випробовується.

Залежно від реальних умов експлуатації на підставі окремих вимог можуть застосовуватися і більш високі марки бетону за морозостійкістю та водонепроникністю: F300; F400; F500; W8; W10; W12.

2.1.6. Розрахункові значення механічних характеристик бетону

Базовими міцнісними характеристиками бетону, які використовуються в розрахунках, є їхні характеристичні значення:

- опір бетону осьовому стиску – $f_{ck,prism}$;
- опір бетону осьовому розтягу – $f_{ctk,0,05}$ і $f_{ctk,0,95}$ ($f_{ctk,0,05}$ визначається з забезпеченістю 0,05; в аварійних ситуаціях – $f_{ctk,0,95}$ з забезпеченістю 0,95).

Характеристичні значення визначаються залежно від середніх значень з урахуванням необхідної забезпеченості та коефіцієнта варіації (рис. 2.5). Характеристичне значення опору бетону осьовому стиску (призмової міцності) знаходиться за формулою

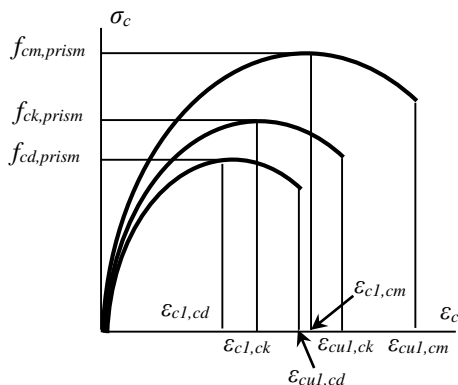


Рис. 2.5. Розрахункові характеристики опору бетону осьовому стиску та відповідні розрахункові деформації

$$f_{ck,prism} = f_{cm,prism}(1 - 1,64V_c), \quad (2.14)$$

а характеристичне значення опору бетону осьовому розтягу $f_{ctk,0,05}$ – за формулою

$$f_{ctk,0,05} = 0,7f_{ctm,0,05}. \quad (2.15)$$

Розрахункові значення опору бетону осьовому стиску і розтягу визначаються з урахуванням коефіцієнтів надійності за матеріалом відповідно γ_c і γ_{ct} . Формули для цього мають відповідно вигляд:

$$f_{cd} = f_{ck,prism}/\gamma_c; \quad (2.16)$$

$$f_{ctd} = f_{ctk,0,05}/\gamma_{ct}, \quad (2.17)$$

де γ_c і γ_{ct} – коефіцієнти надійності для бетону відповідно при стиску і розтягу.

Коефіцієнти надійності для бетону в розрахунках за граничними станами першої групи при стиску і розтягу відповідно приймаються рівними $\gamma_c = 1,3$ і $\gamma_{ct} = 1,5$, в розрахунках за граничними станами другої групи – γ_c і $\gamma_{ct} = 1,0$.

В нормах проектування залізобетонних конструкцій залежно від класу бетону наведені всі розрахункові значення міцнісних і деформаційних характеристик бетонів (таблиця А.1 додатка А).

2.2. Арматура

2.2.1. Призначення та види арматури

В залізобетонних конструкціях арматуру влаштовують переважно для сприйняття розтягуючі зусиль та для підсилення бетону стиснутих зон. Основне призначення арматури – сприймати розтягуючі зусилля в перерізах залізобетонних елементів, оскільки вона добре працює на розтяг. Бетон сприймає стискуючі напруження, бо має добрі механічні характеристики при стиску.

Арматура представляє собою сталеві стержні та сталевий дріт, які встановлюють в бетоні за розрахунком (робоча арматура) та за конструктивними міркуваннями (монтажна арматура). Стержні і дріт можуть бути гладкими та періодичного профілю.

В останні роки для залізобетонних конструкцій без попереднього напружування використовують нову стержньову арматуру серпоподібного профілю за ДСТУ 3760:2006 класів А240С, А400С, А500С (рис. 2.6). Також використовується дріт періодичного профілю за ГОСТ 6727-80 класу Вр-І. Буква «С» в позначенні класу стержньової арматури означає, що вона добре зварюється.

Арматуру класу А240С виготовляють діаметром від 5,5 до 40 мм, а арматуру класів А400С і А500С – від 6 до 40 мм. Арматуру класу А240 використовують переважно як монтажну та поперечну робочу, а А400С і А500С – як поздовжню робочу. Арматуру Вр-І, яку виготовляють діаметром від 3 до 5 мм, використовують як монтажну та як робочу поперечну арматуру.

2.2.2. Механічні характеристики арматури

Характеристики міцності і деформативності арматурних сталей визначають по діаграмі « $\sigma_s - \epsilon_s$ » («напруження – деформації»), які отримують шляхом випробування зразків на розтяг. До основних механічних характеристик арматурної сталі відносять:

- характеристичне значення міцності на межі текучості, f_{yk} або, $f_{0,2k}$;
- міцність при розтягу, f_{tk} ;
- пластичність, ϵ_{su} і f_{tk}/f_{yk} ;
- властивості зчеплення f_{tR} .

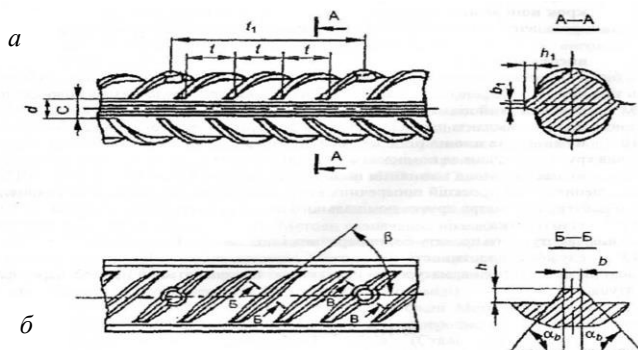


Рис. 2.6. Загальний вигляд арматури серпоподібного профілю:
 а – загальний вигляд стержнів діаметром 12 і 20 мм;
 б – геометричні характеристики профілю з поздовжніми ребрами

За механічними властивостями арматурні сталі поділяють умовно на «м'які» та «тверді» (рис. 2.7). До «м'яких» відносять гарячекатані сталі, які після прокату не піддаються зміцнювальній обробці і характеризуються наявністю на діаграмі « $\sigma_s - \epsilon_s$ » площадкою текучості. Для таких сталей за характеристичний опір f_{yk} приймають найменшу межу текучості із забезпеченістю 0,95 (рис. 2.7, а). М'які сталі використовують

для армування залізобетонних конструкцій без попереднього напружування.

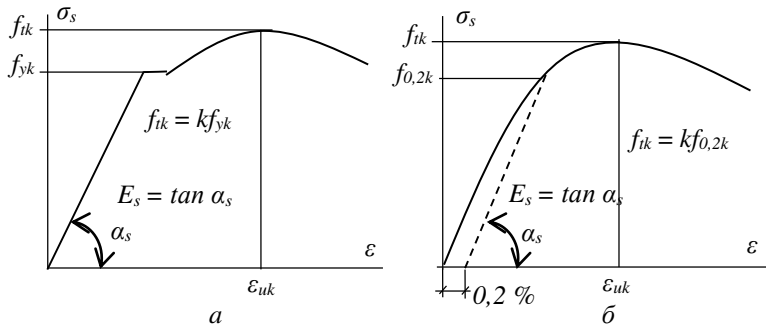


Рис. 2.7. Діаграми «напруження – деформації» для арматурних сталей: *a* – арматура, що має фізичну площадку текучості; *б* – арматура, що не має фізичної площадки текучості

До «твердих» сталей відносять зміцненні сталі (обробка у холодному стані, термічна обробка тощо), для яких за характеристичний опір $f_{0,2k}$ приймають значення напружень, які відповідають залишковому відносному подовженню, рівному 0,2%, оскільки такі сталі не мають фізичної площадки текучості (рис. 2.7, б).

До основних деформаційних характеристик арматури відносять:

- модуль пружності арматури, E_s ;
- відносні деформації видовження арматури ε_{s1} при досягненні напруженнями міцності f_{yk} ;
- граничні деформації арматури ε_{su} .

В розрахунках за граничними станами використовують розрахункові значення опору арматури розтягу, а діаграму деформування приймають ідеалізовану дволінійну (рис. 2.8). Розрахункове значення арматури на розтяг f_{yd} визначається за формулою

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}, \quad (2.18)$$

де γ_s – коефіцієнт надійності для арматури, який приймається для граничних станів першої групи для арматури класу A240С рівним

$\gamma_s = 1,05$; для класів A400C і A500C – відповідно $\gamma_s = 1,10$ і $1,15$ (для граничних станів другої групи $\gamma_s = 1,0$).

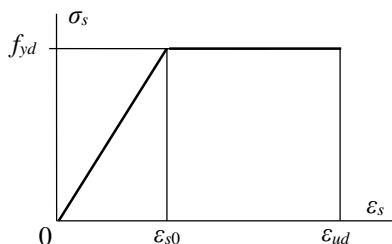


Рис. 2.8. Розрахункова (ідеалізована) діаграма механічного стану арматури

Значення модуля пружності арматури E_s при стиску і розтягу приймаються однаковими. Відносні деформації видовження арматури ε_{s0} визначаються за формулою

$$\varepsilon_{s0} = \frac{f_{yd}}{E_s}. \quad (2.19)$$

Міцнісні та деформаційні характеристики арматури наведені в таблиці А.2 додатка А.

3. РОЗРАХУНОК ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК ЗА ГРАНИЧНИМИ СТАНАМИ ПЕРШОЇ ГРУПИ

3.1. Розрахунок несучої здатності балок за нормальними перерізами

3.1.1. Мета розрахунку та основні передбачення

Граничні стани визначають межу між допустимими і недопустимими (позаграничними) станами конструкцій. Будівельні конструкції розраховують за граничними станами двох груп.

Перша група містить у собі граничні стани, настання яких призводить до повної непридатності конструкцій для експлуатації внаслідок:

- втрати несучої здатності у зв'язку з крихким, в'язким руйнуванням або руйнування від втоми та іншого характеру, включаючи руйнування при сумісній дії зовнішніх навантажень та несприятливому впливі навколишнього середовища (впливи агресивного середовища, змінного заморозування та відтавання, дії пожежі тощо);

- втрати стійкості форми або положення.

Досягнення граничного стану першої групи класифікується як відмова-зрив.

Основною метою проектування конструкцій, яке включає їхній розрахунок, є недопущення в процесі її експлуатації настання будь-якого граничного стану, тобто, забезпечити необхідну надійність і придатність конструкцій до нормальної експлуатації. Розрахунок конструкцій виконується за нелінійною деформаційною методикою, сутність якої полягає у тому, що враховується приріст у перерізах не зусиль (напружень), а деформацій матеріалів.

Несуча здатність залізобетонних елементів без попереднього напружування арматури на дію згинальних моментів визначається, виходячи з наступних передумов:

- за розрахунковий приймається усереднений переріз, що відповідає середнім деформаціям бетону і арматури по довжині ділянки між тріщинами, якщо такі є;

- деформації у звичайній арматурі однакові з оточуючим її бетоном, як при розтягу, так і при стиску;
- для розрахункового перерізу вважається справедливою гіпотеза про лінійний розподіл деформацій по його висоті (гіпотеза плоских перерізів);
- зв'язок між напруженнями σ_c і деформаціями ϵ_c у стиснутому бетоні приймається криволінійним у вигляді діаграми, яка показана на рис. 3.1;
- зв'язок між напруженнями σ_s і деформаціями ϵ_s в арматурі приймається у вигляді діаграми, яка наведена на рис. 2.7;
- роботу бетону в розтягнутій зоні допускається не ураховувати.

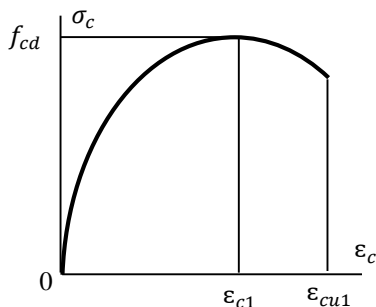


Рис. 3.1. Розрахункова діаграма деформування бетону для розрахунку конструкцій за граничними станами першої групи (f_{cd} – розрахункове значення міцності бетону на стиск; ϵ_{c1} – значення відносних деформацій стиску бетону при максимальних напруженнях f_{cd} ; ϵ_{cu1} – значення відносних граничних деформацій стиску бетону)

За критерій вичерпання несучої здатності перерізу приймається:

- втрата рівноваги між внутрішніми та зовнішніми зусиллями (досягнення максимуму на діаграмах “момент – кривизна (прогин)”) – екстремальний критерій;
- руйнування стиснутого бетону при досягненні фібровими деформаціями граничних значень ϵ_{cu1} (рис. 3.1) або розрив усіх

розтягнутих стержнів арматури внаслідок досягнення в них граничних деформацій ϵ_{ud} (див. рис. 2.7).

Найбільш характерним випадком руйнування згинальних елементів, в тому числі і балок, є випадок, коли деформації в арматурі досягають значень, які спричиняють текучість арматури, в нормальних перерізах розвиваються нормальні тріщини, ширина і їхня кількість зростає, внаслідок чого деформації в крайній стиснутій зоні бетону досягають граничних значень і відбувається роздроблення стиснутого бетону, відбувається руйнування балки по нормальному перерізу. На рис. 3.2 зображена балка після руйнування при згині, де видно, що в розтягнутій зоні виникає значна кількість тріщин та зруйнований бетон в стиснутій зоні.



Рис. 3.2. Характер руйнування балок по нормальним перерізам

3.1.2. Напружено – деформований стан нормальних перерізів згинальних залізобетонних елементів та умови рівноваги

В залізобетонних згинальних елементах робочу поздовжню арматуру, як правило, розташовують в розтягнутій зоні для сприймання розтягуючих зусиль, які виникають в поперечному перерізі від згину. Такі елементи називають згинальними елементами з одиночним армуванням. В окремих випадках, коли виникає необхідність підсилити бетон стиснутої зони поперечного перерізу, встановлюють арматуру у стиснутій зоні. Такі елементи називають згинальними елементами з подвійним армуванням.

Розрахунок залізобетонних конструкцій за несучою здатністю при дії згинального моменту виконується на основі розрахункової моделі поперечного (нормального до поздовжньої осі елемента) перерізу з використанням деформаційного методу. Розрахунок треба здійснювати на основі рівнянь рівноваги зовнішніх і внутрішніх зусиль у нормальному перерізі, умов деформування нормального перерізу та діаграм стану бетону і арматури. Як умову рівноваги у розрахунках нормальних перерізів приймають рівняння рівноваги згинальних моментів і поздовжніх сил від зовнішніх і внутрішніх зусиль у бетоні і арматурі. Лінійний розподіл поздовжніх деформацій бетону і арматури по висоті перерізу є умовою деформування нормального перерізу. Розрахунок несучої здатності за нормальними перерізами, як правило, виконують без урахування роботи бетону розтягнутої зони (рис. 3.3).

Подальше, як загальний випадок, розглядаються згинальні елементи прямокутного поперечного перерізу з подвійною арматурою. Для таких елементів рівняння рівноваги у граничному стані першої групи при відносних деформаціях крайньої фібри бетону $\varepsilon_c = \varepsilon_{c(1)}$ можна записати у вигляді:

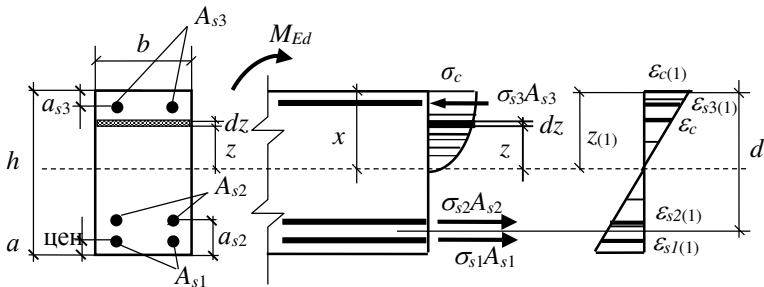


Рис 3.3. Напружено – деформований стан поперечного перерізу згинального залізобетонного елемента прямокутного профілю з подвійною арматурою

$$M_{c(1)} + M_{s(1)} - M = 0, \quad (3.1)$$

$$S_{c(1)} + S_{s3(1)} = S_{s1(1)} + S_{s2(1)}, \quad (3.2)$$

де M ; $M_{c(1)}$; $M_{s(1)}$ – значення відповіднозгинального моменту від дії зовнішнього навантаження та моментів внутрішніх зусиль устиснутому бетони та арматурі при значенні $\varepsilon_c = \varepsilon_{c(1)}$;

$S_{c(1)}$, $S_{s1(1)}$, $S_{s2(1)}$, $S_{s3(1)}$ – внутрішні зусилля відповідно у стиснутому бетони та в арматурах A_{s1} , A_{s2} і A_{s3} при значенні $\varepsilon_c = \varepsilon_{c(1)}$.

За гіпотезою плоских перерізів при заданому значенні деформацій у стиснутій крайній фібрі бетони $\varepsilon_c = \varepsilon_{c(1)}$ деформації у розтягнутій арматурі $\varepsilon_{s1(1)}$ і $\varepsilon_{s2(1)}$ та стиснутій арматурі $\varepsilon_{s3(1)}$ за фіксованого значення $x = z(1)$, яке відповідає значенню $\varepsilon_c = \varepsilon_{c(1)}$, визначаються за формулами:

$$\varepsilon_{s1(1)} = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z(1)} (h - z(1) - a_{s1}), \quad (3.3)$$

$$\varepsilon_{s2(1)} = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z(1)} (h - z(1) - a_{s2}), \quad (3.4)$$

$$\varepsilon_{s3(1)} = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z(1)} (z(1) - a_{s3}). \quad (3.5)$$

Зміна по висоті деформацій бетону визначається за формулою

$$\varepsilon_c = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z(1)} z. \quad (3.6)$$

З формули (3.6) випливає:

$$z = \frac{z(1)}{\varepsilon_{c(1)}} \varepsilon_c, \quad (3.7)$$

$$dz = \frac{z(1)}{\varepsilon_{c(1)}} d\varepsilon_c, \quad (3.8)$$

де z – віддаль від нейтральної лінії до центра елементарної площадки висотою dz в стиснутій зоні бетону (див. рис. 3.3);

dz – висота елементарної площадки з напруженням в бетони σ_c .

Епюра напружень в стиснутому бетони має криволінійний характер, а тому внутрішнє зусилля в бетони $S_{c(1)}$ можна визначити як суму зусиль в елементарних площадках нескінченної малої висоти dz (див. рис. 3.2), або як інтеграл зусиль по висоті стиснутої зони бетону, тобто, з урахуванням співвідношень (3.7) і (3.8)

$$S_{c(1)} = b \int_0^{z(1)} \sigma_c dz = b \frac{z(1)}{\varepsilon_{c(1)}} \int_0^{\varepsilon_{c(1)}} \sigma_c d\varepsilon_c. \quad (3.9)$$

Внутрішні зусилля в арматурі визначаються залежно від напружень та відносних деформацій в ній з урахуванням співвідношень (3.3), (3.4) та (3.5):

$$\begin{aligned} S_{s1(1)} &= A_{s1}\sigma_{s1(1)} = A_{s1}E_s\varepsilon_{s1(1)} = \\ &= A_{s1}E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z(1)} (h - z(1) - a_{s1}), \end{aligned} \quad (3.10)$$

$$\begin{aligned} S_{s2(1)} &= A_{s2}\sigma_{s2(1)} = A_{s2}E_s\varepsilon_{s2(1)} = \\ &= A_{s2}E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z(1)} (h - z(1) - a_{s2}), \end{aligned} \quad (3.11)$$

$$\begin{aligned} S_{s3(1)} &= A_{s3}\sigma_{s3(1)} = A_{s3}E_s\varepsilon_{s3(1)} = \\ &= A_{s3}E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z(1)} (z(1) - a_{s3}), \end{aligned} \quad (3.12)$$

де E_s – модуль пружності арматури.

В розрахунках залізобетонних конструкцій з використанням деформаційної моделі перерізів згинальні моменти обчислюються відносно нейтральної лінії, яка розташовується на віддалі x від крайньої фібри стиснутого бетону і обмежує його висоту (див. рис. 3.3). Значення розрахункового моменту від розрахункових граничних навантажень M_{Ed} знаходять за правилами будівельної механіки і він вважається постійним відносно будь-якої точки, розташованої в нормальному перерізі. Значення згинального моменту від зусиль в стиснутому бетоні $M_{c(1)}$ знаходиться як сума моментів зусиль в елементарних площадках висотою dz , або шляхом інтегрування з урахуванням співвідношень (3.7) та (3.8) за формулою

$$M_{c(1)} = b \int_0^{z(1)} \sigma_c z dz = b \left[\frac{z(1)}{\varepsilon_{c(1)}} \right]^2 \int_0^{\varepsilon_{c(1)}} \sigma_c \varepsilon_c d\varepsilon_c. \quad (3.13)$$

Моменти від внутрішніх зусиль в арматурі $M_{s1(1)}$, $M_{s2(1)}$ та $M_{s3(1)}$ визначаються за формулами:

$$\begin{aligned} M_{s1(1)} &= S_{s1(1)}(h - z(1) - a_{s1}) = \\ &= A_{s1}E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z(1)} (h - z(1) - a_{s1})^2, \end{aligned} \quad (3.14)$$

$$\begin{aligned} M_{s2(1)} &= S_{s2(1)}(h - z(1) - a_{s2}) = \\ &= A_{s2}E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z(1)} (h - z(1) - a_{s2})^2, \end{aligned} \quad (3.15)$$

$$M_{s3(1)} = S_{s3(1)}(z(1) - a_{s3}) = A_{s3}E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z(1)} (z(1) - a_{s3})^2. \quad (3.16)$$

Сумарний момент від зусиль в арматурі рівний

$$M_{s(1)} = M_{s1(1)} + M_{s2(1)} + M_{s3(1)}. \quad (3.17)$$

З урахуванням (3.9) – (3.16) рівняння рівноваги нормальних перерізів згинальних елементів прямокутного профілю (3.1) і (3.2) набувають вигляду

$$b \left[\frac{z(1)}{\varepsilon_{c(1)}} \right]^2 \int_0^{\varepsilon_{c(1)}} \sigma_c \varepsilon_c d\varepsilon_c + A_{s1} E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z(1)} (h - z(1) - a_{s1})^2 + \\ + A_{s2} E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z(1)} (h - z(1) - a_{s2})^2 + \\ + A_{s3} E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z(1)} (z(1) - a_{s3})^2 - M = 0, \quad (3.18)$$

$$b \frac{z(1)}{\varepsilon_{c(1)}} \int_0^{\varepsilon_{c(1)}} \sigma_c d\varepsilon_c + A_{s3} E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z(1)} (z(1) - a_{s3}) = \\ = A_{s1} E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z(1)} (h - z(1) - a_{s1}) + \\ + A_{s2} E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z(1)} (h - z(1) - a_{s2}). \quad (3.19)$$

У граничному стані, приймаючи $M = M_{Ed}$, умову забезпечення несучої здатності згинального елемента по нормальному перерізу можна записати в наступному вигляді:

$$M_{Ed} \leq b \left[\frac{z(1)}{\varepsilon_{c(1)}} \right]^2 \int_0^{\varepsilon_{c(1)}} \sigma_c \varepsilon_c d\varepsilon_c + \sum_1^n \sigma_{si} A_{si} z_{si}, \quad (3.20)$$

де M_{Ed} – згинальний момент в поперечному перерізі елемента від розрахункових граничних значень зовнішнього навантаження;

A_{si} – площа поперечного перерізу i -того стержня.

σ_{si} – напруження в i -тому стержні;

i – номер арматурного стержня;

n – кількість арматурних стержнів;

z_{si} – віддаль від центра ваги i -того стержня до нейтральної лінії.

У всіх випадках обов'язково повинна виконуватися умова

$$b \frac{z(1)}{\varepsilon_{c(1)}} \int_0^{\varepsilon_{c(1)}} \sigma_c d\varepsilon_c + \sum_1^n \sigma_{si} A_{si} = 0. \quad (3.21)$$

Для елементів з одиночним армуванням умови (3.20) і (3.21) набувають вигляду

$$M_{Ed} \leq b \left[\frac{z(1)}{\varepsilon_{c(1)}} \right]^2 \int_0^{\varepsilon_{c(1)}} \sigma_c \varepsilon_c d\varepsilon_c + \sigma_s A_s (d - z(1)), \quad (3.22)$$

$$b \frac{z(1)}{\varepsilon_{c(1)}} \int_0^{\varepsilon_{c(1)}} \sigma_c d\varepsilon_c - \sigma_s A_s = 0, \quad (3.23)$$

де σ_s – напруження в арматурі;

A_s – сумарна площа поперечного перерізу арматури в розтягнутій

зоні (стосовно рис. 3.3 $A_{s3} = 0$; $A_s = A_{s1} + A_{s2}$);

d – віддаль від крайньої стиснутої фібри бетону до центра ваги розтягнутої арматури (робоча висота перерізу).

В рівнянні (3.21) приймається таке правило знаків: «+» для стискаючих зусиль; «-» для розтягуючих зусиль.

Формули (3.3) – (3.19) дають можливість визначати внутрішні зусилля в поперечних перерізах балок на всьому діапазоні їхньої роботи залежно від значення деформацій крайньої фібри стиснутого бетону ε_c .

В формули (3.9) – (3.20) в підінтегральні вирази входять напруження в бетоні, які визначаються залежно від того, якою формою рівняння описується нелінійна діаграма «напруження – деформація» (« $\sigma_c - \varepsilon_c$ »). В ДБН В.2.6-98:2009 «Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення» діаграма деформування бетону « $\sigma_c - \varepsilon_c$ », наведена на рис. 3.1, пропонується описувати поліномом п'ятої степені або дрібно-раціональною залежністю.

Апроксимація залежності « $\sigma_c - \varepsilon_c$ » у формі поліному п'ятого степеня запропонована і обґрунтована Державним науково-дослідним інститутом будівельних конструкцій (д.т.н. А. М. Бамбура) має такий вигляд:

$$\begin{aligned} \sigma_c &= f_{(ck),(cd)} \sum_{k=1}^5 a_k \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^k = \\ &= f_{(ck),(cd)} \left[a_1 \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} + a_2 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^2 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^4 + a_5 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^5 \right], \end{aligned} \quad (3.24)$$

де $f_{(ck),(cd)}$ – розрахунковий опір бетону осьовому стиску (приймається рівним f_{ck} в розрахунках за граничними станами другої групи та f_{cd} – в розрахунках за граничними станами першої групи);

ε_{c1} – деформація при максимальних напруженнях (в розрахунках за граничними станами першою групою приймається $\varepsilon_{c1,cd}$, за граничними станами другої групи – $\varepsilon_{c1,ck}$);

a_k – коефіцієнти полінома, які визначаються з використанням параметрів, наведених в табл. А1 додатка А (значення коефіцієнтів a_k для розрахунків за двома групами граничних станів наведені в табл. А3 і табл. А4 додатка А).

Відповідно до Єврокод-2 можна використовувати апроксимацію деформування бетону у вигляді

$$\sigma_c = f_{(ck),(cd)} \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta}, \quad (3.25)$$

де $\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$;

$k = 1,05E_{cd} \times \varepsilon_{c1,cd} / f_{cd}$ і $k = 1,05E_{ck} \times \varepsilon_{c1,ck} / f_{ck}$ – відповідно в розрахунках за граничними станами першої і другої групи.

Вирази (3.23) і (3.24) справедливі при $0 < \varepsilon_c < \varepsilon_{cu1}$.

Нормативними документами також допускається використання спрощених діаграм «напруження – деформації» у вигляді дволінійної залежності.

3.1.3. Розрахунок несучої здатності залізобетонних блоків по нормальним перерізам з використанням діаграми деформування бетону у вигляді поліному п'ятого степеня

Приймаємо апроксимацію залежності « $\sigma_c - \varepsilon_c$ » у вигляді (3.24). Розглядається граничний стан першої групи, для якого формулу для визначення зусилля у стиснутому бетоні, враховуючи (3.9), можна записати у вигляді

$$\begin{aligned} S_{c(1)} &= b \frac{Z(1)}{\varepsilon_{c(1)}} \int_0^{\varepsilon_{c(1)}} \sigma_c d\varepsilon_c = b \frac{Z(1)}{\varepsilon_{c(1)}} \int_0^{\varepsilon_{c(1)}} f_{cd} \sum_{k=1}^5 a_k \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k d\varepsilon_c = \\ &= f_{cd} b \frac{Z(1)}{\varepsilon_{c(1)}} \int_0^{\varepsilon_{c(1)}} \left[a_1 \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} + a_2 \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^2 + a_3 \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^3 + \right. \\ &\quad \left. + a_4 \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^4 + a_5 \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^5 \right] d\varepsilon_c. \end{aligned} \quad (3.26)$$

Після інтегрування (3.26) по висоті стиснутої зони від 0 до $\varepsilon_{c(1)}$ формула для визначення внутрішнього зусилля в стиснутому бетоні при значенні відносної деформації крайньої стиснутої фібри $\varepsilon_{c(1)}$ набуває вигляду

$$S_{c(1)} = f_{cd} b \frac{Z(1)}{\varepsilon_{c(1)}} \left[a_1 \frac{\varepsilon_{c(1)}^2}{2\varepsilon_{c1}} + a_2 \frac{\varepsilon_{c(1)}^3}{3\varepsilon_{c1}^2} + a_3 \frac{\varepsilon_{c(1)}^4}{4\varepsilon_{c1}^3} + a_4 \frac{\varepsilon_{c(1)}^5}{5\varepsilon_{c1}^4} + a_5 \frac{\varepsilon_{c(1)}^6}{6\varepsilon_{c1}^5} \right]. \quad (3.27)$$

У виразі (3.27) за квадратні скобки в чисельник можна винести сталу (задану) величину $\varepsilon_{c(1)}$, де вона скоротиться з такою

ж величиною, що знаходиться перед дужками в знаменнику. Тоді вираз (3.27) набуде вигляду

$$S_{c(1)} = f_{cd} b z_{(1)} \left[\frac{a_1 \varepsilon_{c(1)}}{2 \varepsilon_{c1}} + \frac{a_2 \varepsilon_{c(1)}^2}{3 \varepsilon_{c1}^2} + \frac{a_3 \varepsilon_{c(1)}^3}{4 \varepsilon_{c1}^3} + \frac{a_4 \varepsilon_{c(1)}^4}{5 \varepsilon_{c1}^4} + \frac{a_5 \varepsilon_{c(1)}^5}{6 \varepsilon_{c1}^5} \right]. \quad (3.28)$$

У загальному формулу (3.28) для визначення $S_{c(1)}$ можна записати так

$$S_{c(1)} = f_{cd} b z_{(1)} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k. \quad (3.29)$$

Аналогічним шляхом отримується формула для визначення згинального моменту $M_{c(1)}$, який може сприйняти бетон стиснутої зони відносно нейтральної лінії. Після підстановки в формулу (3.13) виразу для σ_c остання набуває вигляду

$$M_{c(1)} = b \left[\frac{z_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \right]^2 \int_0^{\varepsilon_{c(1)}} f_{cd} \sum_{k=1}^5 a_k \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k \varepsilon_c d\varepsilon_c, \quad (3.30)$$

а після інтегрування -

$$M_{c(1)} = f_{cd} b \left[\frac{z_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \right]^2 \left[a_1 \frac{\varepsilon_{c(1)}^3}{3 \varepsilon_{c1}} + a_2 \frac{\varepsilon_{c(1)}^4}{4 \varepsilon_{c1}^2} + a_3 \frac{\varepsilon_{c(1)}^5}{5 \varepsilon_{c1}^3} + a_4 \frac{\varepsilon_{c(1)}^6}{6 \varepsilon_{c1}^5} + a_5 \frac{\varepsilon_{c(1)}^7}{7 \varepsilon_{c1}^2} \right]. \quad (3.31)$$

Рівняння (3.31) після винесення за квадратні дужки $\varepsilon_{c(1)}^2$ і скорочення набуває вигляду

$$M_{c(1)} = f_{cd} b z_{(1)}^2 \left[\frac{a_1 \varepsilon_{c(1)}}{3 \varepsilon_{c1}} + \frac{a_2 \varepsilon_{c(1)}^2}{4 \varepsilon_{c1}^2} + \frac{a_3 \varepsilon_{c(1)}^3}{5 \varepsilon_{c1}^3} + \frac{a_4 \varepsilon_{c(1)}^4}{6 \varepsilon_{c1}^4} + \frac{a_5 \varepsilon_{c(1)}^5}{7 \varepsilon_{c1}^5} \right]. \quad (3.32)$$

У загальному формулу для визначення $M_{c(1)}$ можна записати у такій формі:

$$M_{c(1)} = f_{cd} b z_{(1)}^2 \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k. \quad (3.33)$$

З урахуванням отриманих рішень відносно $M_{c(1)}$ і $S_{c(1)}$ умови рівноваги для елементів з одиночним армуванням набувають вигляду

$$f_{cd} b z_{(1)}^2 \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k + \sigma_s A_s (d - z_{(1)}) - M = 0, \quad (3.34)$$

$$f_{cd} b z_{(1)} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k - \sigma_s A_s = 0. \quad (3.35)$$

Умова (3.34) дає можливість знаходити значення згинального моменту від внутрішніх зусиль в бетоні і арматурі при заданому значенні відносної деформації крайньої фібри стиснутого бетону $\varepsilon_{c(1)}$. Для цього необхідно вирішити рівняння (3.34) відносно M , дотримуючись виконання умови (3.35). Спільне рішення рівнянь (3.34) і (3.35) досягається методом послідовних наближень.

В правилах проектування ДСТУ Б В.2.6-156:2010 умови рівноваги для згинальних елементів записані у такому вигляді:

$$\frac{bf_{cd}}{\bar{\aleph}} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^{k+1} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} = 0, \quad (3.36)$$

$$\frac{bf_{cd}}{\bar{\aleph}^2} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^{k+2} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} (x_1 - z_{si}) - M = 0. \quad (3.37)$$

де $\bar{\aleph} = \aleph / \varepsilon_{c1}$ – відносна кривизна;

$\bar{\aleph} = 1 / r = \frac{\varepsilon_{c(1)} + \varepsilon_{s(1)}}{h}$ – кривизна вигнутої осі в перерізі;

$x_1 = \varepsilon_{c(1)} / \bar{\aleph}$ – висота стиснутої зони;

z_{si} – відстань i -го стержня від найбільш стиснутої грані перерізу.

Система двох нелінійних алгебраїчних рівнянь (3.36) і (3.37) з двома невідомими розв'язуються методом послідовних наближень із контролем критеріїв вичерпання несучої здатності на кожному кроці розрахунків. Алгоритм розв'язку задач згідно з цим методом наведено в ДСТУ Б В.2.6-156:2010 і дає можливість їх розв'язувати стосовно згинальних елементів у трьох постановках :

- при заданому зусиллі M визначити кривизну в перерізі \aleph і деформації ε ;

- при заданих величинах кривизни в перерізі \aleph визначити величину згинального моменту M ;

- побудувати повну діаграму напруженого стану перерізу аж до руйнування бетону.

Як видно, запропоновані алгоритми не дають рішення задач щодо визначення площі робочої арматури за відомого моменту від зовнішнього навантаження. А такі задачі найбільш поширені при проектуванні залізобетонних конструкцій.

Формули (3.34) і (3.35) за своєю суттю ідентичні формулам (3.36) і (3.37), наведеним в ДСТУ Б В.2.6-156:2010, але мають простішу і більш чітку структуру. В Національному університеті

водного господарства та природокористування (Є.М. Бабич, В.Є. Бабич, В.В. Савицький) на основі рівнянь (3.34) і (3.35) розроблена методика для практичних вирішень завдань, передбачених ДСТУ, а також для розрахунку поздовжньої робочої арматури.

Аналізуючи структуру формул (3.34) і (3.35), можна утверджувати, що в правій частині першого рівняння перед квадратними дужками і перед знаком суми другого рівняння знаходиться вираз для визначення рівнодіючої в бетоні стиснутої зони за умови рівномірного розподілення напружень, тобто, за умови, коли коефіцієнт повноти епюри напружень складає $\omega = 1,0$. Відповідно в квадратних дужках та під знаком суми знаходиться вираз для фактичного коефіцієнта повноти епюри напружень при значенні деформації в крайній фібрі бетону, рівній $\varepsilon_{c(1)}$. З огляду на це рівняння (3.35) можна записати у вигляді

$$\omega f_{cd} b z_{(1)} = \sigma_s A_s, \quad (3.38)$$

де ω - коефіцієнт повноти епюри напружень в стиснутому бетоні, визначається за формулою

$$\omega = \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k, \quad (3.39)$$

або

$$\omega = \left[\frac{a_1}{2} \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} + \frac{a_2}{3} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^2 + \frac{a_3}{4} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^3 + \frac{a_4}{5} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^4 + \frac{a_5}{6} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^5 \right]. \quad (3.40)$$

Аналогічно формулу (3.34) можна записати у вигляді

$$\beta f_{cd} b z_{(1)}^2 + \sigma_s A_s (d - z_{(1)}) - M = 0, \quad (3.41)$$

де β – коефіцієнт відносної несучої здатності нормального перерізу, який визначається за формулами

$$\beta = \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k, \quad (3.42)$$

або

$$\beta = \left[\frac{a_1}{3} \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} + \frac{a_2}{4} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^2 + \frac{a_3}{5} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^3 + \frac{a_4}{6} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^4 + \frac{a_5}{7} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^5 \right]. \quad (3.43)$$

З формул (3.43) і (3.44) випливає, що коефіцієнти ω і β залежать від деформаційних характеристик бетону, тобто тільки від класу бетону, і інваріантні по відношенню до інших характеристик поперечного перерізу. Це є підставою для табулювання цих коефіцієнтів (табл. Б.1 і табл. Б.2 додатку Б). Максимальні значення коефіцієнтів ω і β для кожного класу бетону знаходяться із умов

$$\frac{d\omega}{d\varepsilon_c} = 0 \quad \text{і} \quad \frac{d\beta}{d\varepsilon_c} = 0. \quad (3.44)$$

Знайдені за умовами (3.44) максимальні значення коефіцієнтів ω_{max} і β_{max} для різних класів бетонів наведені в табл. Б.3 додатку Б.

На основі рівнянь рівноваги (3.38) та (3.41), використовуючи коефіцієнти ω і β , можна вирішувати завдання в постановках, передбачених ДСТУ Б В.2.6-156:2010, та знаходити необхідну площу робочої арматури при заданому зовнішньому згинальному моменті.

3.1.3.1. Практичний метод розв'язання рівнянь рівноваги. В рівняннях рівноваги (3.38) і (3.41) при заданому значенні деформації в бетоні $\varepsilon_{c(1)}$ невідомою є висота стиснутої зони бетону $z_{(1)} = x_{(1)}$. Практично задача знаходження невідомого вирішується методом наближень з заданою точністю m . Наприклад, за точність визначення висоти стиснутої зони бетону можна прийняти 2 або 5% (при повному виконанні умови (38) $m = 0$).

На першому кроці наближення при значенні $\varepsilon_c = \varepsilon_{c(1)}$ можна прийняти $x_{(1)} = z_{(1)} = 0,5d$ і перевірити рівняння (3.38), позначивши ліву частину рівняння $S_{c(1)} = \omega f_{cd} b z_{(1)}$, а праву- $S_{s(1)} = \sigma_s A_s = \varepsilon_s E_s A_s$. Якщо

$$\frac{|S_{c(1)} - S_{s(1)}| \times 100}{0,5(S_{c(1)} + S_{s(1)})} > m, \quad (3.45)$$

виконується другий крок наближення, за якого уточнюється значення z , приймаючи $z_{(2)} = z_{(1)} \pm i z_{(1)}$, де i – крок наближення (можна прийняти $i = 0,02$ або $0,05$). При значенні $z_{(2)}$ знову перевіряється умова (3.38). Якщо вона знову не виконується,

робиться третій крок наближення, приймаючи $z_{(3)} = z_{(2)} \pm iz_{(2)}$. Такі наближення повторюються до задоволення умови (3.38).

За визначенням в останньому наближенні $z_{(n)}$ (n – номер кроку наближення) з рівняння (3.41) знаходиться згинальний момент $M_{(1)}$

$$M_{(1)} = \beta f_{cd} b z_{(1)}^2 + \sigma_s A_s (d - z_{(1)}), \quad (3.46)$$

який відповідає деформації крайньої стиснутої фібри бетону $\varepsilon_c = \varepsilon_{c(1)}$. За інших значень ε_c розрахунки повторюються.

3.1.3.2. Визначення несучої здатності згинальних елементів по нормальному перерізу. За критерій вичерпання несучої здатності перерізу, що обумовлює втрату рівноваги між зовнішніми і внутрішніми зусиллями, розрахунковий граничний момент можна визначити як максимальний на діаграмі “момент - кривизна” (екстремальний критерій). Таку задачу можна вирішувати теоретичним і практичним шляхами. За теоретичним шляхом необхідно записати рівняння згинальних моментів як функцію кривизни і вирішити рівняння $dM/d\chi = 0$ відносно згинального моменту. За практичним шляхом можна побудувати графік залежності між моментами і кривизною і на ньому знайти максимальне значення моменту або використати максимальне значення коефіцієнта β для заданого класу бетону.

Графік залежності “момент - кривизна” будується наступним чином. Задаючись з певним кроком зміну деформацій стиснутого бетону $\varepsilon_{c(1)}$, методом поступових наближень знаходяться відповідні значення деформацій в розтягнутій арматурі $\varepsilon_{s(1)}$, а за формулою (3.46) – відповідні значення згинального моменту $M_{(1)} = M_{S(1)}$ ($M_{S(1)}$ – згинальний момент, який може сприйняти нормальний переріз елемента при деформації крайньої стиснутої фібри бетону $\varepsilon_c = \varepsilon_{c(1)}$). Кривизна елемента знаходиться за формулою

$$\kappa_{(1)} = \frac{\varepsilon_{c(1)} + \varepsilon_{s(1)}}{d}. \quad (3.47)$$

Деформації стиснутого бетону необхідно змінювати від $\varepsilon_c = 0$ до $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu1}$, наприклад через $0,1\varepsilon_{cu1}$ або через $0,05\varepsilon_{cu1}$. За знайденими M_S і χ будується графік (рис. 3.4), на якому визначається значення граничного згинального моменту M_{Su} ,

який може сприйняти згинальний елемент, тобто, його несуча здатність по нормальному перерізу.

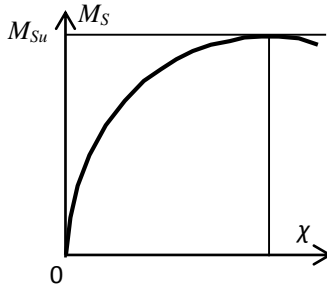


Рис. 3.4. Графік залежності “момент – кривизна”

Можна також з метою повного використання в роботі стиснутої зони бетону за табл. Б.3 додатка Б прийняти максимальне значення коефіцієнта ω_{\max} і визначити відповідне йому відношення $\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$. Знайшовши значення деформації $\varepsilon_c = \eta \varepsilon_{c1}$, задача вирішується методом наближень, уточнюючи висоту стиснутої зони бетону до задоволення умови (3.38).

3.1.3.3. Розрахунок площі поперечного перерізу робочої арматури. Для елементів з одиночним армуванням суть розрахунку зводиться до визначення сумарної площі поперечного перерізу розтягнутої арматури A_s , для цього використовуються умови рівноваги у вигляді (3.38) та (3.41). Якщо в рівнянні (3.41) прийняти $M = M_{Ed}$, то умова забезпечення несучої здатності елемента по нормальному перерізу набуде вигляду

$$M_{Ed} \leq \beta f_{cd} b z_{(1)}^2 + \sigma_s A_s (d - z_{(1)}). \quad (3.48)$$

При цьому повинна виконуватися умова (3.38) (M_{Ed} – див. формулу (3.20)).

Можна передбачити, що найбільш економічне армування буде за умови, коли максимально буде використовуватися робота бетону стиснутої зони, тобто, коли коефіцієнт повноти епюри напружень в бетоні буде максимальним ($\omega = \omega_{\max}$). За цієї умови згідно з табл. А6 приймається значення $\omega = \omega_{\max}$ і відповідне йому значення $\eta = \varepsilon_{c(1)} / \varepsilon_{c1}$, а за значенням η за табл. Б.3 додатку Б

знаходиться значення β . В цьому випадку умова (3.38) набуває вигляду

$$\omega_{max} f_{cd} b z_{(1)} = \sigma_{s(1)} A_s = E_s \varepsilon_{s(1)} A_s. \quad (3.49)$$

Задача вирішується шляхом послідовного наближення значення $z_{(n)}$ при прийнятому значенні $\varepsilon_{c(1)}$ до задоволення умови (3.49). На першому кроці наближення можна прийняти $x = z_{(1)} = 0,5d$, після чого можна визначити площу поперечного перерізу арматури

$$A_s = \frac{f_{cd} b z_{(1)} \omega_{max}}{E_s \varepsilon_{s(1)}}, \quad (3.50)$$

де $\varepsilon_{s(1)}$ – знаходиться за формулою

$$\varepsilon_{s(1)} = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (d - z_{(1)}). \quad (3.51)$$

Після визначення A_s і підбору кількості стержнів за сортаментом граничний розрахунковий момент внутрішніх зусиль можна визначити за формулою

$$M_{S(1)} = \beta f_{cd} b z_{(1)}^2 + A_s \varepsilon_{s(1)} E_s (d - z_{(1)}). \quad (3.52)$$

Якщо виявиться, що

$$M_{Ed} \leq M_{S(1)} \leq 1,05 M_{Ed}, \quad (3.53)$$

розв'язок задачі знайдено. Якщо умова (3.53) не виконується, необхідно на другому кроці змінити висоту стиснутої зони $x = z_{(2)} = (1 \pm 0,05)z_{(1)}$ і розрахунок повторити. Наближення виконується до досягнення виконання умови (3.53), за якої остаточно приймається площа поздовжньої розтягнутої арматури.

За умови, що за будь яких значень z $M_{S(1)} < M_{Ed}$, необхідно застосувати подвійне армування, тобто, передбачувати арматуру в стиснутій зоні перерізу. В усіх випадках деформації розтягнутої арматури не повинні перевищувати $\varepsilon_s < \varepsilon_{ud}$.

У випадках, коли арматура площею $A_s = A_{s1} + A_{s2}$ розташовується в два ряди по висоті (див. рис. 3.3), то несуча здатність поперечного перерізу знаходиться за формулою

$$M_{S(1)} = \beta f_{cd} b z_{(1)}^2 + A_{s1} E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (h - z_{(1)} - a_{s1})^2 + A_{s2} E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (h - z_{(1)} - a_{s2})^2. \quad (3.54)$$

3.1.4. Розрахунок несучої здатності залізобетонних балок по нормальним перерізам з використанням діаграми деформування бетону у вигляді дробово-раціональної функції

Методика розрахунку несучої здатності нормальних перерізів згинальних залізобетонних елементів з використанням дробово-раціональної діаграми деформування бетону у вигляді (3.25) розроблена в Полтавському національному технічному університеті імені Юрія Кондратюка (д.т.н. професор Павліков А.М.). В розробленій методиці безпосередньо вирішується задача знаходження необхідної площі робочої арматури.

Розрахунок площі арматури виконується для такого стану залізобетонного елемента, коли в його поперечному перерізі бетон найбільш стиснутої фібри досягає таких значень деформацій, що кількість арматури, установлені в даному перерізі елемента для сприйняття заданого зовнішнього моменту, буде мінімальною. За відомі величини прийняті значення зовнішнього моменту $M = M_{Ed}$, розміри поперечного перерізу $b \times h$, фізико-механічні характеристики бетону f_{cd} , E_{cd} , ε_{c1} і арматури f_{yd} , E_s . За невідомі величини вважаються площа поздовжньої арматури A_s , напруження в ній σ_s та граничні значення відносних деформацій у бетоні ε_{cu} (ε_{cu1}) або їхній рівень η_{cu} (η_{cu1}).

В основу розрахунків покладені рівняння рівноваги у вигляді:

$$S_s - S_c = 0, \quad (3.55)$$

$$M - S_c(d - x + y_{sc}), \quad (3.56)$$

де S_s і S_c – рівнодіючі напружень відповідно в арматурі та бетоні; d , x , y_{sc} – відповідно робоча висота, висота стиснутої зони поперечного перерізу, відстань від нейтральної лінії до точки прикладання зусилля S_c (рис. 3.5).

Діаграма роботи арматури приймається такою, як показана на рис. 2.6 та використовується умова сумісності деформування бетону і арматури $\varepsilon_c = \varepsilon_s$.

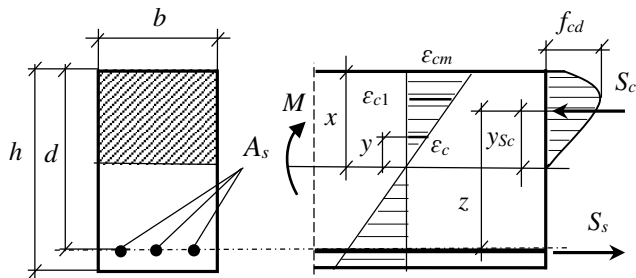


Рис. 3.5. Розрахункова схема до визначення площі арматури

В розробленій методиці вводиться поняття критерію мінімальної кількості арматури в перерізі у вигляді умови

$$A_s(\varepsilon_{cu}) = \min A_s(\varepsilon_{cm}), \quad (3.57)$$

в якій граничне значення відносної деформації бетону на стиск у залізобетонному елементі $\varepsilon_{cu} > \varepsilon_{c1}$ ($\varepsilon_{cm}/\varepsilon_{c1} = \eta_m$, $\varepsilon_{cu}/\varepsilon_{c1} = \eta_u$) задовольняє умову екстремального критерію міцності перерізу в балці

$$M(\varepsilon_{cu}) = M_u = \max M(\varepsilon_{cm}), \quad (3.58)$$

або
$$M(\eta_u) = M_u = \max M(\eta_m). \quad (3.59)$$

З урахуванням прийнятих критеріїв та передумов після відповідних математичних перетворень отримані такі вирази:

$$S_c = b \int_0^x \frac{f_{cd} \eta_m y (kx - \eta_m y)}{x(x + (k-2)\eta_m y)} dy = f_{cd} b x \omega(\eta_m), \quad (3.60)$$

$$y_{Sc} = \frac{M_c}{S_c} = x \frac{\varphi(\eta_m)}{\omega(\eta_m)}, \quad (3.61)$$

$$M_c = b \int_0^x \frac{f_{cd} \eta_m y (kx - \eta_m y) y}{x(x + (k-2)\eta_m y)} dy = f_{cd} b x^2 \varphi(\eta_m). \quad (3.62)$$

В формулі (3.60) коефіцієнт $\omega(\eta_m)$ розглядається як коефіцієнт повноти епюри напружень в стиснутому бетоні і залежно від значення K визначається за формулами:

при $k \neq 2$

$$\omega(\eta_m) = \frac{(k-1)^2(c - \ln c - 1)}{(k-2)^2 \eta_m} - \frac{\eta_m}{2(k-2)}, \quad (3.63)$$

при $k = 2$

$$\omega(\eta_m) = \eta_m(1 - \eta_m/3), \quad (3.64)$$

де c приймається рівним $c = 1 + (k-2)\eta_m$.

Коефіцієнт φ_m також залежить від значення k і визначається за формулами:

при $k \neq 2$

$$\varphi(\eta_m) = \frac{(k-1)^2[(c-2)^2 + 2lnc - 1]}{2(k-2)^4 \eta_m^2} - \frac{\eta_m}{3(k-2)}, \quad (3.65)$$

при $k = 2$

$$\varphi(\eta_m) = \eta_m \left(\frac{2}{3} - \frac{\eta_m}{4} \right). \quad (3.66)$$

На підставі отриманих вище рівнянь після математичних перетворень в методиці, що розглядається, рекомендується для використання в практиці проектування згинальних залізобетонних елементів використовувати рівняння у вигляді

$$\chi(\eta_m) \frac{f_{yd}^2}{f_{cd}^2} \rho_f^2 - \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \rho_f + \bar{\alpha}_m = 0, \quad (3.67)$$

де ρ_f – коефіцієнт армування залізобетонного елемента поздовжньою арматурою;

$\bar{\alpha}_m$ – коефіцієнт відносного значення зовнішнього моменту M , який в граничному стані набуває значення M_u , визначається за формулою

$$\bar{\alpha}_m = \frac{M}{f_{cd} b d^2}. \quad (3.68)$$

Аналіз рівняння (3.67) показує, що для визначення необхідної площі арматури A_s при заданому значенні моменту від дії зовнішнього навантаження достатньо дане рівняння розв'язати відносно ρ_f за умови, що $\eta_m = \eta_u$. Внаслідок такого розв'язку отримується формула для визначення коефіцієнта армування у вигляді

$$\rho_f = \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \left(\frac{1 - \sqrt{1 - 4\chi\bar{\alpha}_m}}{2\chi} \right). \quad (3.69)$$

За значенням коефіцієнта армування знаходиться необхідна площа робочої арматури

$$A_s = \rho_f b d. \quad (3.70)$$

Для спрощення виконання розрахунків для знаходження параметрів, які входять в розрахункові формули, розроблена таблиця, яка наведена в додатку Б (табл. Б.4).

3.1.5. Розрахунок несучої здатності залізобетонних балок по нормальним перерізам з використанням спрощеної дволінійної діаграми деформування бетону

3.1.5.1. Основні передбачення і припущення. Основні положення проектування залізобетонних конструкцій допускають використання в деформаційній моделі розрахунку залізобетонних конструкцій спрощену або дволінійну залежність «напруження-деформації» (рис. 3.6). Розрахункові значення деформаційних характеристик бетону для цієї діаграми наведені в табл. А.1 додатка А.

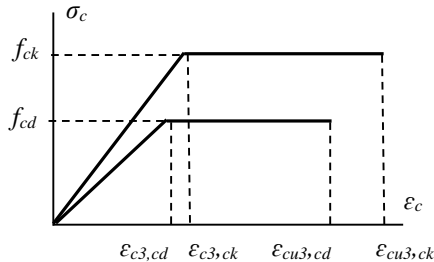


Рис. 3.6. Дволінійна залежність «напруження-деформації» бетону

Докладну методику розрахунку несучої здатності згинальних залізобетонних елементів з використанням спрощеної діаграми деформування бетону розроблена в Київському національному університеті будівництва і архітектури (Л. А. Мурашко, В. М. Колякова, Д. В. Сморгалов).

В даній методиці використовуються передбачення, наведені в 3.1.1, але допускається криволінійну епюру напружень в стиснутій зоні бетону замінити прямокутною, використовуючи коефіцієнт λ , який визначає розрахункову висоту стиснутої зони і приймається рівним $\lambda = 0,8$ (рис. 3.7). Також вводиться коефіцієнт η , який визначає вплив різних факторів на міцність бетону. За відсутності конкретних даних рекомендується приймати $\eta = 1,0$.

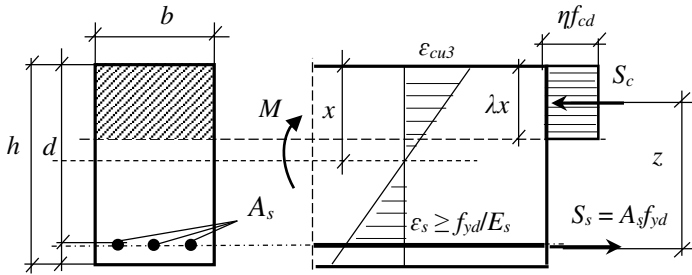


Рис. 3.7. Розподіл деформацій, напружень та зусиль в нормальному перерізі елемента при спрощеній діаграмі деформування бетону

Дійсну висоту стиснутої зони x визначають за допомогою гіпотези плоских перерізів:

$$x = \frac{\varepsilon_{cu,3}}{\varepsilon_{cu,3} + \varepsilon_s} d = \xi d. \quad (3.71)$$

В методиці передбачається, що, якщо за межу переходу від переармованих перерізів, в яких руйнування супроводжується деформаціями текучості арматури в межах $\varepsilon_{s0} \leq \varepsilon_s \leq 10\%$, то граничне значення відносної висоти стиснутої зони ξ_R визначиться за формулою

$$\xi_R = \frac{\varepsilon_{cu,3}}{\varepsilon_{cu,3} + \varepsilon_{s0}}, \quad (3.72)$$

де $\varepsilon_{s0} = f_{yd}/E_s$.

Значення ξ_R для різних класів бетону і арматури наведені в табл. А.6 додатка А.

Якщо $\xi \leq \xi_R$ або $x \leq x_R = \xi_R d$, залізобетонні згинальні елементи проектують з одиночною арматурою, розташованою тільки в розтягнутій зоні перерізу, а якщо $\xi > \xi_R$ або $x > x_R$, елементи проектують з подвійною арматурою, частина якої розташовується в розтягнутій зоні, а частина – в стиснутій зоні перерізу.

3.1.5.2. Розрахунок згинальних елементів прямокутного профіля з подвійним армуванням. Напружено-деформований стан поперечного перерізу елементів з подвійним армуванням наведено на рис. 3.6. Умова забезпечення несучої здатності нормального перерізу такого елемента має вигляд

$$M_{Ed} \leq M_R + S'_s(d - a') = M_R + \sigma'_s A'_s(d - a'), \quad (3.73)$$

де M_R – згинальний момент, який може сприйняти нормальний переріз за умови, коли висота стиснутої зони дорівнює граничному значенню ($x = x_R$);

σ'_s – напруження в арматурі стиснутої зони, яке обмежується граничними деформаціями бетону;

A'_s – площа поперечного перерізу арматури, розташованої в стиснутій зоні перерізу.

Зважаючи на напружено-деформований стан нормального перерізу (рис. 3.6), значення моменту M_R знаходиться за формулою

$$M_R = \lambda x_R b f_{cd} (d - 0,5 \lambda x_R). \quad (3.74)$$

В граничному стані передбачається, що деформації крайньої стиснутої фібри бетону досягають значення $\varepsilon_{cu,3}$. За цієї умови за гіпотезою плоских перерізів деформації в стиснутій арматурі складуть

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_{cu,3} (1 - a'/x_R). \quad (3.75)$$

Якщо виявиться, що $\varepsilon'_s \leq f_{yk}/(E_s \gamma_s)$, то напруження в стиснутій арматурі приймаються рівними $\sigma'_s = \varepsilon'_s E_s$. У випадку, коли $\varepsilon'_s > f_{yk}/(E_s \gamma_s)$, приймається $\sigma'_s = f_{yd}$.

Прийнявши у формулі (3.73) знак рівності, за умови максимального використання в роботі стиснутої зони бетону можна знайти необхідну площу стиснутої арматури за формулою

$$A'_s = \frac{M_{Ed} - M_R}{\sigma'_s (d - a')}. \quad (3.76)$$

Деформації розтягнутої арматури визначаються за формулою

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu,3} \left(\frac{d}{x_R} - 1 \right) \quad (3.77)$$

і у випадку, коли $\varepsilon_s \leq f_{yd}/E_s$, напруження в розтягнутій арматурі приймаються рівними $\sigma_s = \varepsilon_s E_s$, а в іншому випадку – $\sigma_s = f_{yd}$.

Площа арматури в розтягнутій зоні визначається з рівняння рівноваги внутрішніх зусиль (суми проєкцій всіх сил на вісь елемента, яке має вигляд

$$A_s \sigma_s = \lambda x_R b x f_{cd} + A'_s \varepsilon'_s, \quad (3.78)$$

$$A_s = \frac{\lambda x_R b f_{cd} + A'_s \sigma'_s}{\sigma_s}. \quad (3.79)$$

За знайденими площами арматури підбирається кількість і діаметр стержнів в стиснутій і розтягнутій зонах перерізу, при цьому повинні виконуватися конструктивні вимоги стосовно мінімального і максимального процентів армування.

3.1.5.3. Визначення площі розтягнутої арматури в елементах прямокутного профіля з одиночною арматурою.

Рівняння рівноваги відповідно до рис. 3.8 має вигляд

$$M = S_c z = b \lambda x f_{cd} (d - 0,5 \lambda x). \quad (3.80)$$

Беручи до уваги, що $x = \xi d$, $\xi = x/d$, а коефіцієнт $\lambda = 0,8$ і $\eta = 1$, рівняння (3.73) набуває вигляду

$$M = b d f_{cd} 0,8 (1 - 0,8 \times 0,5 \xi d) = 0,8 b d^2 f_{cd} (1 - 0,4 \xi). \quad (3.81)$$

Позначивши $\alpha_m = 0,8 \xi (1 - 0,4 \xi)$, формула (3.80) може бути представлена у спрощеному вигляді

$$M = \alpha_m b d^2 f_{cd}, \quad (3.81)$$

з якого

$$\alpha_m = \frac{M}{b d^2 f_{cd}}. \quad (3.82)$$

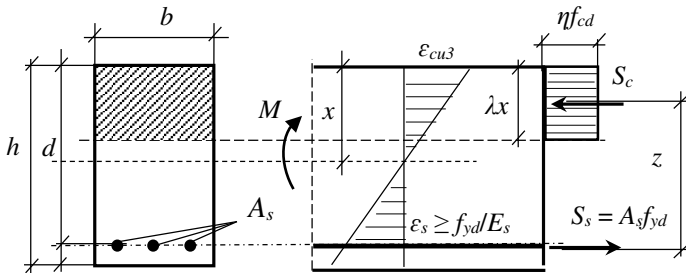


Рис. 3.8. Напружено-деформований стан нормального перерізу елементів прямокутного перерізу з одиночною арматурою

Для визначення площі розтягнутої арматури використовується рівняння рівноваги зовнішнього моменту і моментів внутрішніх сил відносно точки прикладання рівнодіючої напружень в стиснутому бетоні

$$M = S_s z = A_s f_{yd} (d - 0,5 \lambda x). \quad (3.83)$$

Прийнявши $z = \zeta d$, рівняння (3.77) матиме вигляд

$$M = A_s f_{yd} (1 - 0,5 \times 0,8 \xi) = A_s f_{yd} \zeta d, \quad (3.84)$$

де $\zeta = 1 - 0,4 \xi$.

З формули (3.84), приймаючи $M = M_{Ed}$ знаходиться площа розтягнутої арматури

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \zeta d}. \quad (3.85)$$

Коефіцієнти α_m і ζ зв'язані між собою через дійсну відносну висоту стиснутої зони бетону ξ , а тому за відомого значення одного з них є можливість визначити значення інших коефіцієнтів за допомогою формул або по табл. Б.6 додатка Б.

3.2. Розрахунок несучої здатності залізобетонних перерізів, похилих до поздовжньої осі

3.2.1. Характер руйнування елементів по похилих перерізах

В згинальних залізобетонних елементах на ділянках, де одночасно діють згинальні моменти і поперечні сили, в похилих перерізах виникають головні стискаючі та головні розтягуючі напруження (рис. 3.9, а). Якщо головні розтягуючі напруження будуть перевершувати міцність бетону на розтяг, то в похилих перерізах утворюються тріщини (рис. 3.9, б).

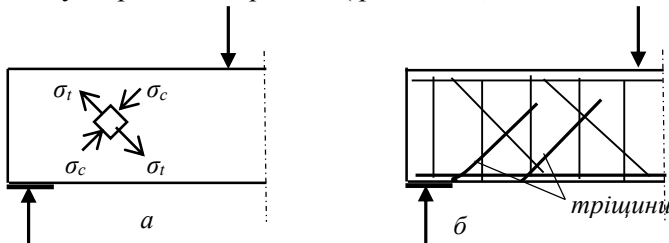


Рис. 3.9. Напружений стан в припорній ділянці згинальних елементів (а) та розташування похилих тріщин (б)

Система похилих тріщин розділяє елемент на окремі блоки, які з'єднані між собою поздовжньою арматурою в розтягнутій зоні, поперечною арматурою і нетріснутою частиною бетону над

похилою тріщиною в стиснутій зоні. Руйнування залізобетонного елемента може відбуватися по похилій тріщині за текучості поперечної арматури внаслідок текучості чи порушення анкерування поздовжньої арматури (руйнування в розтягнутій зоні переважно від дії згинального моменту) (рис. 3.10, *а*) або руйнування бетону над вершиною похилої тріщини (руйнування від зрізу переважно під дією поперечної сили) (рис.3.10, *б*).

Руйнування стиснутої зони спостерігається за сильної добре заанкерованої поздовжньої арматури, а руйнування по розтягнутій зоні – при недостатньому анкеруванні поздовжньої арматури або при ослабленні повздовжньої арматури внаслідок її обривання.

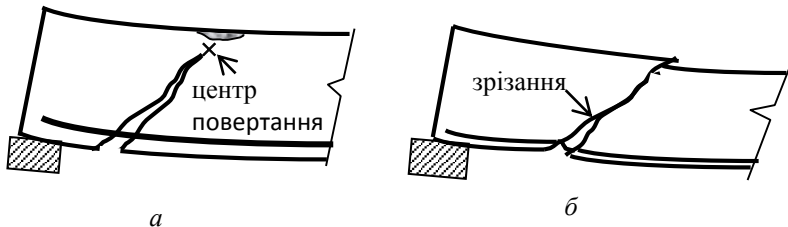


Рис. 3.10. Характерні випадки руйнування згинальних елементів:

а – по розтягнутій зоні внаслідок текучості арматури або порушення її анкерування; *б* – внаслідок зрізання

Крім руйнування по похилим тріщинам може відбутися руйнування (роздроблення) бетону в блоках між тріщинами внаслідок дії головних стискаючих напружень. Такий характер руйнування спостерігається при сильній поперечній арматурі і слабкій тонкій стінки в таврових і двотаврових елементах.

3.2.2. Способи армування та призначення розрахункових похилих перерізів

Для сприйняття головних розтягуючих напружень і забезпечення несучої здатності похилих перерізів влаштовують поперечну арматуру. Поперечна арматура може бути виконана у вигляді тільки поперечних стержнів (рис. 3.11, *а*), у вигляді

тільки похилих тріщин (рис. 3.11, б) або у вигляді їх комбінації. Одночасне використання поперечних і похилих стержнів найчастіше використовують для армування монолітних балок окремими стержнями (рис. 3.11, в). У всіх випадках поперечна арматура повинна перетинати можливі похилі тріщини.

Правилами проектування залізобетонних конструкцій передбачено несучу здатність по похилим перерізам розглядати як опір перерізу зсуву (зрізу). Розрахункові перерізи призначаються залежно від виду опор та місця теоретичного обривання стержнів. Місце теоретичного обривання – це переріз, де поздовжній стержень за розрахунком не потрібний, а несучу здатність нормального перерізу забезпечують інші поздовжні стержні.

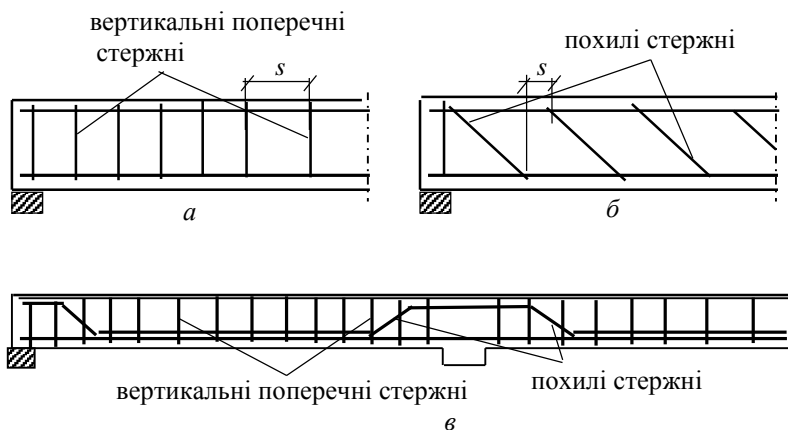


Рис. 3.11. Способи армування похилих перерізів:

a – вертикальними поперечними стержнями; *б* – похилими стержнями;
в – комбіноване армування

На вільній опорі розрахунковий переріз знаходиться в точці перетину верхньої грані балки з лінією, проведеною під кутом 45° з точки примикання балки до внутрішньої грані опори. Так же визначається розрахунковий переріз у випадку обривання поздовжніх стержнів, але пряма проводиться з точки теоретичного обривання стержня (рис. 3.12, а). На проміжних

операх у випадку обривання частини поздовжніх стержнів пряма проводиться з точки теоретичного обриву в бік проміжної опори до перетину з нижньою гранню балки (рис. 3.12, б).

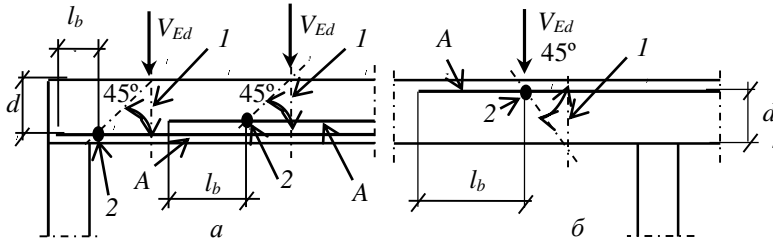


Рис. 3.12. До визначення розрахункових перерізів та A_{st} :
 a – на крайній опорі; b – на середній опорі; 1 – переріз
 для визначення V_{Ed} ; 2 – місце теоретичного обриву

3.2.3. Умови забезпечення несучої здатності похилих перерізів без поперечного армування

У загальному вигляді несуча здатність похилих перерізів балок забезпечується при виконанні умови

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} + V_{Rd,s}, \quad (3.86)$$

де V_{Ed} – розрахункове значення поперечної сили від дії зовнішнього навантаження в розрахунковому перерізі;
 $V_{Rd,c}$ – розрахункове значення поперечної сили, яку може сприйняти поперечний переріз без поперечної арматури;
 $V_{Rd,s}$ – розрахункове значення поперечної сили, яку може сприйняти поперечна арматура на границі текучості.

Якщо поперечне армування відсутнє, то розрахункову поперечну силу повинен сприйняти бетон. В цьому випадку несуча здатність забезпечується за умови

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c}. \quad (3.87)$$

Несуча здатність похилих перерізів визначається опором зсуву бетону, розрахункове значення якого знаходиться за формулою

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d, \quad (3.88)$$

і приймається не менше

$$V_{Rd,c} = (V_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d, \quad (3.89)$$

де f_{ck} – характеристична призмova міцність бетону;

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0; \quad d - \text{в мм};$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02;$$

A_{sl} – площа розтягнутої арматури, яка продовжується на відстань рівну або більшу ($l_{bd} + d$) за переріз, що розглядається (рис.3.12);

b_w – найменша ширина поперечного перерізу у розтягнутій зоні, мм;

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c \leq 0,2 f_{cd}, \text{ МПа};$$

N_{Ed} – осьова сила у поперечному перерізі, викликана навантаженням або попереднім напруженням, Н;

($N_{Ed} > 0$ при стиску);

A_c – площа поперечного перерізу бетону, мм²;

k_1 – коефіцієнт, який за відсутності точних даних, приймається рівним $k_1 = 0,15$;

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c;$$

γ_c – коефіцієнт надійності бетону;

$$V_{min} = 0,035 \sqrt{f_{ck} k^3}.$$

Несуча здатність за поперечною силою повинна завжди задовольняти умову

$$V_{Ed} \leq 0,5 b_w d v f_{cd}, \quad (3.90)$$

де v – коефіцієнт зниження міцності бетону з тріщинами при зсуві, який рекомендується визначати за виразом

$$v = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] (f_{ck} \text{ в МПа}). \quad (3.91)$$

3.2.4. Умови забезпечення несучої здатності похилих перерізів, які потребують поперечну арматуру за розрахунком

Якщо умова (3.81) не виконується, то в похилих перерізах можливе утворення тріщин, що обумовлює необхідність для

сприйняття розтягуючих зусиль в похилих перерізах встановлювати розтягнуту вертикальну або похилу поперечну арматуру.

Для розрахунку елементів із поперечною арматурою разом із загальною деформаційною моделлю рекомендується використовувати «фермову» модель (рис. 3.13). У «фермовій» моделі умовно уявляється, що роль верхнього поясу виконує бетон стиснутої зони, нижнього – розтягнута поздовжня арматура, стиснутих розкосів – стиснутий бетон між суміжними похилими тріщинами, а розтягнутих розкосів – поперечна арматура.

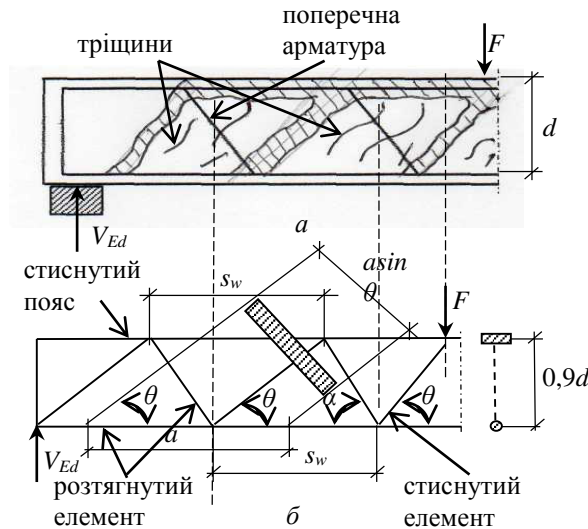


Рис. 3.13. Розрахункова схема площі поперечної арматури за методом «фермової» моделі:
a – схема утворення тріщин;
б – «фермова» модель згинального елемента

Для елементів з вертикальним поперечним армуванням за опір зсуву приймається менша із величин:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta ; \quad (3.92)$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} (\cot \theta + \tan \theta), \quad (3.93)$$

де A_{sw} – площа поперечного перерізу поперечної арматури;

s – крок поперечних стержнів

f_{ywd} – розрахунковий опір текучості поперечної арматури;

ν_1 – коефіцієнт зменшення міцності бетону з тріщинами при зсуві;

α_{cw} – коефіцієнт, який враховує рівень напружень у стиснутому поясі;

$z = 0,9d$.

Якщо розрахункові напруження у поперечній арматурі становлять менше ніж 80% від характеристичних напружень текучості ($f_{ywd} < 0,8f_{yk}$), при $f_{ck} \leq 60$ МПа значення коефіцієнта ν_1 можна приймати рівним $\nu_1 = 0,6$.

Рекомендується також приймати значення коефіцієнта α_{cw} такими:

$\alpha_{cw} = (1 + \sigma_{cp}/f_{cd})$ – при $0 > \sigma_{cp} \leq 0,25f_{cd}$,

$\alpha_{cw} = 1,25$ – при $0,25f_{cd} > \sigma_{cp} \leq 0,50f_{cd}$,

$\alpha_{cw} = 2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$ – при $0,50f_{cd} > \sigma_{cp} \leq 1,0f_{cd}$,

де σ_{cp} – середнє напруження стиску, прийнятим позитивним у бетоні, викликане розрахунковою осьовою силою (визначається шляхом осереднення в межах бетонного перерізу з урахуванням арматури, знаходиться на відстані від грані, більшій за $0,5d \cot \theta$).

Смуга бетону між сусідніми похилими тріщинами працює на стиск, а кут нахилу стиснутих смуг змінюється в межах $21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$ ($1 \leq \cot \theta \leq 2,5$). Величина кута залежить від діючої поперечної сили, розмірів поперечного перерізу та класу бетону і орієнтовно може бути визначена за формулою

$$\cot \theta = k_2(4,5 - 0,15v_{Ed}^2 - 0,09v_{Ed}) \leq 2,5, \quad (3.94)$$

де $v_{Ed} = V_{Ed}/(b_w d)$;

k_2 – коефіцієнт, який враховує клас бетону і може прийматися за табл. 3.1.

Таблиця 3.1

Значення коефіцієнта k_2

Клас бетону	C16/20	C20/25	C25/30	C30/35	C32/40	C35/45
k_2	0,65	0,80	0,90	1,00	1,10	1,20

У випадку армування похилою поперечною арматурою за опір зсуву приймається менша із величин:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s_w} z f_{ywd} (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha, \quad (3.95)$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{(\cot\theta + \cot\alpha)(1 + \cot^2\theta)}, \quad (3.96)$$

де α – кут між поперечною арматурою і віссю балки, перпендикулярної до поперечної сили.

З урахуванням формул (3.90), (3.91), (3.95) і (3.96) умови забезпечення несучої здатності похилих перерізів з поперечною арматурою набувають вигляду

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s}, \quad (3.97)$$

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}. \quad (3.98)$$

Виконання умови (3.97) свідчить про те, що несуча здатність похилого перерізу забезпечується поперечною арматурою, а умови (3.98) – міцністю бетонної смуги на стиск, яка розташована між сумісними похилими тріщинами (рис. 3.13, б). Для залізобетонних елементів умови (3.97) і (3.98) повинні виконуватися одночасно.

3.2.5. Визначення площі вертикальної поперечної арматури

Збірні залізобетонні балки та в більшості випадків монолітні балки для забезпечення несучої здатності по похилим перерізам армують вертикальною поперечною арматурою (рис. 3.14). Для визначення площі поперечного перерізу поперечних стержнів в одній площині можна використати вираз (3.92), а в умові (3.97) прийняти рівність, тобто

$$V_{Ed} = V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s_w} z f_{ywd} \cot\theta. \quad (3.99)$$

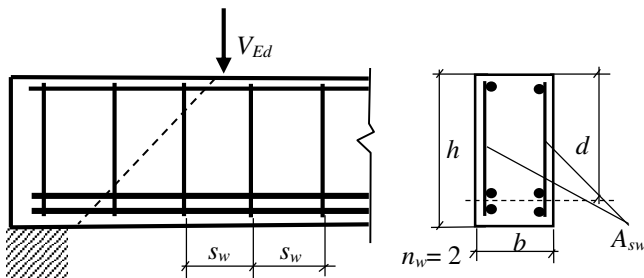


Рис. 3.14. До розрахунку вертикальної поперечної арматури

Рівняння (3.99) містить два невідомих значення: крок поперечних стержнів s_w та їхня площа поперечного перерізу в одній площині A_{sw} , з чого випливає, що для знаходження A_{sw} необхідно знати крок стержнів s_w . Нормами крок поперечних стержнів обмежується виразом

$$s_{w,max} = 0,75d(1 + \cot \alpha). \quad (3.100)$$

Оскільки для вертикальних поперечних стержнів кут $\alpha = 90^\circ$, то для них $s_{w,max} = 0,75d$. Значення $\cot \theta$ можна прийняти за табл. 3.1. З урахуванням наведеного площу поперечного перерізу вертикальних поперечних стержнів в одній площині можна визначити за формулою

$$A_{sw} = \frac{VEds_{w,max}}{zf_{ywd} \cot \theta}. \quad (3.101)$$

За значенням A_{sw} знаходиться площа поперечного перерізу одного поперечного стержня a_{sw} , для чого з конструктивних міркувань призначається кількість поперечних стержнів в одній площині n_w (в основному за кількістю каркасів). За знайденим значенням $a_{sw} = A_{sw}/n_w$ за табл. Б.8 додатку Б приймається діаметр поперечного стержня d_{sw} .

Діаметр поперечних стержнів повинен задовольняти умовам зварювання з поздовжніми стержнями та бути не меншим $d_{s,w} \geq 6$ мм.

За прийнятою фактичною площею поперечного перерізу поперечної арматури A_{sw} визначається коефіцієнт поперечного армування за формулою

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s_w b_w \sin \alpha}, \quad (3.102)$$

який повинен задовольняти умову

$$\rho_w \geq \rho_{w,min} = (0,08\sqrt{f_{ck}})/f_{yk}. \quad (3.103)$$

Якщо умова (3.95) не виконується, необхідно збільшити діаметр поперечних стержнів або зменшити їхній крок.

3.2.6. Визначення площі похилої поперечної арматури

Для визначення площі поперечного перерізу похилої поперечної арматури $A_{s,inc}$ можна використати рівняння

$$V_{Ed} = V_{Rd,s} = \frac{A_{s,inc}}{s_{inc}} z f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha, \quad (3.104)$$

де $A_{s,inc}$ – площа поперечного перерізу похилих стержнів;
 s_{inc} – крок похилих стержнів.

Максимальний крок похилих стержнів можна прийняти $s_{inc,max} = d$, тоді з рівняння (3.104) знаходиться площа поперечного перерізу похилих стержнів

$$A_{s,inc} = \frac{V_{Ed} s_{inc}}{z f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}. \quad (3.105)$$

За знайденою площею $A_{s,inc}$ визначається діаметр похилих стержнів та за формулами (3.102) і (3.103) перевіряється мінімальний коефіцієнт поперечного армування похилими стержнями.

В практиці застосування залізобетонних балок трапляються випадки, коли необхідно використовувати вертикальну і похилу поперечну арматуру (комбіноване армування). В таких випадках вертикальна поперечна арматура призначається конструктивно, а розрахунок похилої арматури здійснюється на поперечну силу, яка дорівнює різниці між розрахунковою поперечною силою від зовнішнього навантаження та поперечною силою, яку сприймає вертикальна поперечна арматура, тобто на поперечну силу ($V_{Ed} - V_{Rd,s}$), де $V_{Rd,s}$ визначається за формулою (3.92).

3.3. Особливості розрахунку несучої здатності по нормальним перерізам балок таврового і двотаврового профілів

Залізобетонні балки таврового і двотаврового профілів в практиці будівництва мають широке використання. Вони можуть бути застосовані як окремі збірні конструкції, так і в складі монолітних або збірно-монолітних. Окремі конструкції – таврові і двотаврові балки, ребристі плити, коробчасті настили тощо. В складі монолітних перекриттів, ребристих підпірних стін – умовно у вигляді таврових перерізів. Оскільки нижня полиця в балках двотаврового профілю в переважній більшості знаходиться в розтягнутій зоні, то в розрахунках вони розглядаються як таврового перерізу.

3.3.1. Випадки розташування нейтральної лінії в балках таврового профілю

Залежно від величини згинального моменту від зовнішнього навантаження, геометричних розмірів поперечного перерізу, площі розтягнутої арматури та механічних характеристик матеріалів можуть бути такі випадки розташування нейтральної лінії:

нейтральна лінія розташована в ребрі $x > h_{eff}$ (рис. 3.15, а);

нейтральна лінія розташована в полиці $x \leq h_{eff}$ (рис. 3.15, б).

В розрахунках таврових балок приймають таку робочу ширину полиці b_{eff} , на якій можна вважати, що напруження розподіляються рівномірно. Величину b_{eff} можна визначати за формулою

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w, \quad (3.106)$$

де $b_{eff,i}$ – ширина звисів полиці в монолітних конструкціях з боку сусідніх балок, яка визначається за формулами

$$b_{eff,i} = 0,2b_i + 0,1l_0 \leq 0,2l_0; \quad (3.107)$$

$$b_{eff,i} \leq b_i; \quad (3.108)$$

b_i – ширина звису, яка дорівнює половині віддалі між боковими поверхнями балок;

l_0 – відстань між точками балки з нульовими моментами.

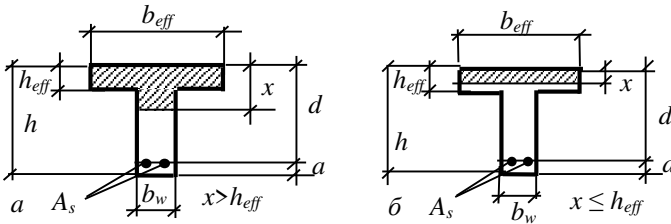


Рис. 3.15. Випадки розташування нейтральної лінії в згинальних елементах таврового перерізу

Балки таврового профілю, в яких нейтральна лінія знаходиться в межах полиці, розраховуються як балки прямокутного перерізу шириною b_{eff} . Розрахунок балок, в яких

нейтральна лінія перетинає ребро ($x > h_{eff}$), необхідно виконувати з урахуванням стиску частини ребра.

3.3.2. Розрахунок несучої здатності нормальних перерізів балок таврового профілю, коли нейтральна лінія перетинає ребро

3.3.2.1. Розрахунок з використанням діаграми деформування бетону, яка описується поліномом п'ятого степеня. Переріз таврового перерізу в розрахунках розглядається як переріз, що складається з стінки на всю висоту і верхніх звисів полиць з відповідними розмірами (рис. 3.16). Передбачення для складання умов рівноваги та загальні рівняння рівноваги приймаються такими, як для балок прямокутного перерізу (3.1.1).

До співвідношень деформацій, які впливають з гіпотези плоских перерізів (3.3) ... (3.8), додається співвідношення для визначення деформацій в бетоні на рівні нижньої поверхні звисів (рис. 3.16), яке має вигляд

$$\varepsilon_{c,eff(1)} = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (z_{(1)} - h_{eff}). \quad (3.109)$$

По аналогії з (3.9) зусилля в бетоні стиснутої зони визначається як сума зусиль в стиснутій зоні стінки (ребра) та зусилля в звисах за формулою

$$S_{c(1)} = b_w \int_0^{z_{(1)}} \sigma_c dz + (b_{eff} - b_w) \int_{z_{(1)} - h_{eff}}^{z_{(1)}} \sigma_c dz. \quad (3.110)$$

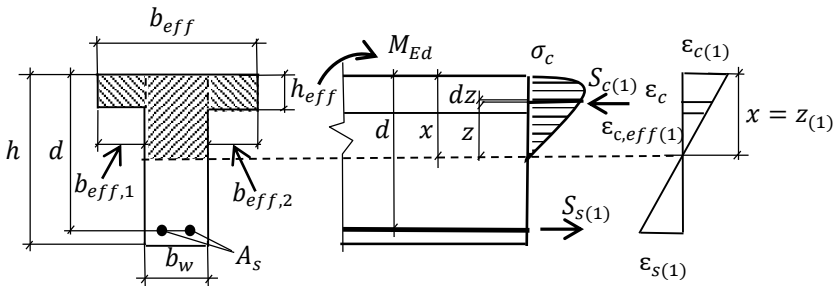


Рис. 3.16. Напружено-деформований стан згинальних елементів таврового профілю при $x > h_{eff}$

З урахуванням співвідношень (3.3) ... (3.8) та (3.109) формулу (3.110) можна записати у такому вигляді

$$S_{c(1)} = b_w \frac{z(1)}{\varepsilon_{c(1)}} \int_0^{\varepsilon_{c(1)}} \sigma_c d\varepsilon_c + (b_{eff} - b_w) \frac{z(1)}{\varepsilon_{c(1)}} \int_{\varepsilon_{c,eff(1)}}^{\varepsilon_{c(1)}} \sigma_c d\varepsilon_c. \quad (3.111)$$

Внутрішні зусилля в арматурі визначаються за формулою

$$S_{s(1)} = A_s \sigma_{s(1)} = A_s E_s \varepsilon_{s(1)} = A_s E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z(1)} (d - z(1)). \quad (3.112)$$

Значення згинального моменту від зусиль в стиснутому бетоні $M_{c(1)}$ знаходиться як сума моментів зусиль в елементарних площадках стінки і звисів висотою dz або шляхом інтегрування за формулою

$$M_{c(1)} = b_w \int_0^{z(1)} \sigma_c z dz + (b_{eff} - b_w) \int_{z(1)-h_{eff}}^{z(1)} \sigma_c z dz, \quad (3.113)$$

або з урахуванням заміни меж інтегрування за деформаціями -

$$M_{c(1)} = b_w \frac{z(1)}{\varepsilon_{c(1)}} \int_0^{\varepsilon_{c(1)}} \sigma_c \varepsilon d\varepsilon_c + (b_{eff} - b_w) \frac{z(1)}{\varepsilon_{c(1)}} \int_{\varepsilon_{c,eff(1)}}^{\varepsilon_{c(1)}} \sigma_c \varepsilon d\varepsilon_c. \quad (3.114)$$

Значення моменту від внутрішнього зусилля в арматурі знаходиться за виразом

$$M_{s(1)} = A_s E_s \varepsilon_{s(1)} (d - z(1)) = A_s E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z(1)} (d - z(1))^2. \quad (3.115)$$

Сумарний момент внутрішніх зусиль $M_{S(1)}$ відносно нейтральної лінії складає

$$M_{S(1)} = M_{c(1)} + M_{s(1)}. \quad (3.116)$$

У граничному стані несуча здатність перерізу у загальному вигляді забезпечується виконанням умов:

$$M_{Ed} \leq M_{Sd}; S_c - S_s = 0. \quad (3.117)$$

Для конкретного вирішення задач в рівняннях (3.114) та (3.117) необхідно використати одну із можливих діаграм деформування бетону. При використанні діаграми деформування бетону у вигляді полінома п'ятого степеня (3.24) після інтегрування та математичних перетворень умови (3.117) набувають вигляду:

$$M_{Ed} \leq f_{cd} z_{(1)}^2 \left[\begin{aligned} & b_w \sum_1^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k + \\ & + (b_{eff} - b_w) \sum_1^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^k}{\varepsilon_{c1}^k} - \frac{\varepsilon_{c,eff(1)}^{k+2}}{\varepsilon_{c(1)}^2 \varepsilon_{c1}^k} \right) \end{aligned} \right] + \\ + E_s A_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (d - z_{(1)})^2; \quad (3.118)$$

$$f_{cd} z_{(1)} \left[\begin{aligned} & b_w \sum_1^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k + \\ & + (b_{eff} - b_w) \sum_1^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^k}{\varepsilon_{c1}^k} - \frac{\varepsilon_{c,eff(1)}^{k+1}}{\varepsilon_{c(1)} \varepsilon_{c1}^k} \right) \end{aligned} \right] - \\ - E_s A_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (d - z_{(1)}) = 0. \quad (3.119)$$

Визначення несучої здатності елементів таврового перерізу здійснюється за такою ж методикою, як і елементів прямокутного перерізу за екстремальним критерієм. Система рівнянь (3.118) і (3.119) вирішується методом послідовних наближень.

Положення нейтральної лінії визначається шляхом порівняння значення згинального моменту від зовнішнього навантаження M_{Ed} та згинального моменту, який може прийняти поперечний переріз за умови, що полиця повністю стиснута M_{eff} , тобто, при $x = z_{(1)} = h_{eff}$. В цьому випадку елемент розглядається як прямокутного перерізу шириною b_{eff} , при цьому орієнтовно можна визначити площу розтягнутої арматури за прийнятих умов. Для цього по табл. А.3 додатка А приймається значення коефіцієнта w_{max} і відповідні йому значення деформації стиснутого бетону $\varepsilon_{c(1)}$ та коефіцієнта β .

Деформації в розтягнутій арматурі, які відповідають значенню $\varepsilon_{c(1)}$, знаходяться за формулою

$$\varepsilon_{s(1)} = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{h_{eff}} (d - h_{eff}) \leq \varepsilon_{s0}. \quad (3.120)$$

У випадку, коли $\varepsilon_{s(1)} > \varepsilon_{s0}$, приймається $\varepsilon_{s(1)} = \varepsilon_{s0}$.

Площа розтягнутої арматури знаходиться за виразом

$$A_s = \frac{w_{max} f_{cd} b_{eff} h_{eff}}{\varepsilon_{s(1)} E_s}. \quad (3.121)$$

Згинальний момент, який може прийняти переріз за умови повністю стиснутої полиці визначається за формулою

$$M_{eff} = \beta f_{cd} b_{eff} h_{eff}^2 + \varepsilon_{s(1)} A_s E_s (d - h_{eff}). \quad (3.122)$$

У випадках, коли $M_{eff} < M_{Ed}$, нейтральна лінія перетинає ребро, а коли $M_{eff} \geq M_{Ed}$, – розташовується в полиці ($x \leq h_{eff}$).

3.3.2.2. Розрахунок з використанням спрощеної дволінійної діаграми деформування бетону. Положення нейтральної лінії визначається шляхом порівняння розрахункового згинального моменту M_{Ed} з моментом, який може сприйняти поперечний переріз M_{eff} за умови, що полиця перерізу повністю стиснута, тобто $x = h_{eff}$ (рис. 3.16). Значення моменту M_{eff} визначається за формулою

$$M_{eff} = b_{eff} h_{eff} f_{cd} (d - 0,5 h_{eff}). \quad (3.123)$$

За умови $M_{eff} \geq M_{Ed}$ висота стиснутої зони буде знаходитися в полиці ($x \leq h_{eff}$), а переріз розраховується як прямокутний шириною b_{eff} .

Коли нейтральна лінія в тавровому перерізі розташовується в ребрі ($x > h_{eff}$), вважається, що повний момент, що сприймає переріз, складається з моменту $M_{eff,1}$, який сприймають звиси і частина розтягнутої арматури A_{s1} , і моменту $M_{eff,2}$, який сприймає стиснута частина ребра і відповідна частина арматури A_{s2} .

Умова забезпечення несучої здатності нормального перерізу при $x > h_{eff}$ записується у вигляді

$$M_{Ed} \leq M_{eff,1} + M_{eff,2} \quad (3.124)$$

або

$$M_{Ed} \leq (b_{eff} - b_w) h_{eff} f_{cd} (d - 0,5 h_{eff}) + \alpha_m b d^2 f_{cd}. \quad (3.125)$$

Частина розтягнутої арматури A_{s1} визначається від дії моменту $M_{eff,1}$ за формулою

$$A_{s1} = \frac{(b_{eff} - b_w) h_{eff} f_{cd}}{f_{yd}}. \quad (3.127)$$

На дію моменту $M_{eff,2} = M_{Ed} - M_{eff,1}$ розраховується ребро шириною b_w . Для цього із формули (3.125) визначається коефіцієнт α_m

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed} - (b_{eff} - b_w) h_{eff} f_{cd} (d - 0,5 h_{eff})}{b d^2 f_{cd}}. \quad (3.128)$$

За табл. Б.6 додатку Б за значенням коефіцієнту α_m знаходиться коефіцієнт ζ , за яким обчислюється площа арматури A_{s2} за формулою

$$A_{s2} = \frac{M_{eff,z}}{\zeta d f_{yd}}. \quad (3.129).$$

Повна площа розтягнутої арматури в перерізі складатиме

$$A_s = A_{s1} + A_{s2}. \quad (3.130)$$

За знайденою площею арматури A_s приймається діаметр і кількість стержнів в перерізі та перевіряється відповідність процента армування конструктивним вимогам (процент армування визначається по відношенню до робочої площі ребра, як для прямокутного перерізу).

4. РОЗРАХУНОК ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК ЗА ГРАНИЧНИМИ СТАНАМИ ДРУГОЇ ГРУПИ

4.1. Мета та основні положення розрахунку

Друга група містить граничні стани (граничні стани за придатністю до експлуатації), які ускладнюють експлуатацію будівельних конструкцій або зменшують їхню довговічність порівняно зі встановленим терміном експлуатації і для яких позаграничними станами є:

- надмірні переміщення або повороти деяких точок конструкції;
- недопустимі коливання;
- утворення та розкриття тріщин, досягнення ними гранично допустимих значень розкриття чи довжини;
- втрата стійкості форми у вигляді локального деформування;
- пошкодження від корозії чи інших видів фізичного зношення, які призводять до необхідності обмеження експлуатації.

Досягнення граничного стану другої групи класифікується у більшості випадків як відмова-перешкода. Розрахунки за граничними станами другої групи ґрунтуються на:

- обмеженні рівня напружень;
- контролі тріщиноутворення та ширини розкриття тріщин;
- контролі прогинів.

Обмеження напружень стиску в бетоні виконують для запобігання виникненню поздовжніх тріщин або високих рівнів повзучості. Поздовжні тріщини можуть виникати, якщо рівень напружень при нормативному сполученні навантажень критичну величину. Такі тріщини можуть призводити до зменшення довговічності конструкцій. У випадках, коли можливі корозійні пошкодження, викликані хлоридами або поперемінним заморожуванням-відтаванням, напруження стиску в бетоні не повинні перевищувати $\sigma_c \leq 0,6f_{ck}$.

Напруження розтягання в арматурі повинні обмежуватися для запобігання недопустимим тріщинам або деформаціям.

Утворення тріщин є нормальним явищем для залізобетонних конструкцій, на які діє згин, розтяг, зріз або крутіння, викликані безпосереднім навантаженням. Утворення тріщин повинно обмежуватися до рівня, за якого вони не впливають на належне функціонування конструкцій або вони є прийнятними.

Розрахунок залізобетонних елементів за утворенням нормальних та похилих тріщин виконується за граничними зусиллями або за нелінійною деформаційною моделлю. Розрахунок за граничними зусиллями полягає в тому, щоб зусилля S від зовнішнього навантаження та інших дій у перерізі, що розглядається, не повинно перевищувати зусилля, яке може сприйняти залізобетонний елемент перед утворенням тріщин $S_{w,u}$:

$$S \leq S_{w,u} . \quad (4.1)$$

Розрахунок залізобетонних елементів за утворенням тріщин за нелінійною деформаційною моделлю виконується на основі діаграм стану арматури, розтягнутого та стисненого бетону, а також гіпотези плоских перерізів. Критерієм утворення тріщин є досягнення граничних відносних деформацій у розтягнутому бетоні на рівні нижнього шару розтягнутої арматури.

Розрахунок залізобетонних елементів за розкриттям нормальних і похилих тріщин виконується у випадках, коли розрахункова перевірка показує, що тріщини утворюються, тобто, коли не виконується умова (4.1). Розрахунок виконують із умови, за якою ширина розкриття тріщин від зовнішнього навантаження w_k не повинна перевищувати гранично допустимого значення ширини розкриття тріщин $w_{k,u}$:

$$w_k \leq w_{k,u} . \quad (4.2)$$

Деформації елементів або конструкцій не повинні несприятливо впливати на їх належне функціонування і зовнішній вигляд. Розрахунок залізобетонних елементів за деформаціями виконують за умови, що прогини або переміщення конструкцій f від

дії зовнішнього навантаження не повинні перевищувати гранично допустимих значень прогинів або переміщень f_u :

$$f \leq f_u. \quad (4.3)$$

Прогини або переміщення залізобетонних конструкцій визначають за загальними правилами будівельної механіки у залежності від згинальних, зсувних та осьових деформаційних (жорсткісних) характеристик залізобетонного елемента у перерізах за його довжиною (кривизни, кутів зсуву тощо) при дії характеристичних значень навантажень (при $\gamma_f = 1,0$) з урахування їх сполучень відповідно до ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи», тобто, використовуються експлуатаційні розрахункові значення навантажень.

4.2. Розрахунок згинальних елементів за утворенням та розкриттям тріщин

4.2.1. Механіка утворення та розкриття тріщин

В залізобетонних елементах тріщини можуть виникати внаслідок перенапруження матеріалів під час експлуатації, умов твердіння, усадки бетону, зміни температури тощо. Тріщини від перенапруження, як правило, виникають в розтягнутих зонах елементів. В розтягнутих зонах елементів, не помітні на око, можуть виникати навіть у бездоганно виготовлених залізобетонних конструкціях. Утворення тріщин обумовлено малою розтяжністю бетону, який не здатний слідувати за суттєвими деформаціями арматури. Досвід експлуатації залізобетонних конструкцій свідчить, що утворення тріщин обмеженої ширини в розтягнутих зонах не є небезпечним і не порушує загальної монолітності і довговічності залізобетонних конструкцій.

В процесі розвитку тріщин в розтягнутих зонах бетону вирізняють три етапи: виникнення (утворення) тріщин, коли вони ще невидимі; утворення тріщин, коли їх видно неозброєним оком; розкриття тріщин до гранично можливих обмежень. Вважається, що

в елементах зі звичайним вмістом арматури утворення тріщин співпадає з їхнім виникненням, а тому в розрахунках розглядають два етапи: утворення і розкриття тріщин.

Граничне зусилля, яке сприймає залізобетонний елемент у разі утворення нормальних тріщин визначають із розрахунку цього елемента як суцільного тіла з урахуванням пружних деформацій у арматурі та непружних деформацій у розтягнутому і стиснутому бетоні при досягненні деформацій розтягу граничних значень, рівних

$$\varepsilon_{ctu} = 2f_{ctm}/E_{ck}, \quad (4.4)$$

де ε_{ctu} – значення відносних граничних деформацій розтягу бетону;
 f_{ctm} – середнє значення міцності бетону на осьовий розтяг;
 E_{ck} – характеристичне значення початкового модуля пружності бетону.

Механіка утворення та розкриття тріщин в розтягнутих зонах залізобетонних елементів, які зазнають згину, розтягу, позацентрового стиску, практично однакова. З огляду на це, нижче описаний процес утворення і розкриття тріщин в центрально розтягнутому залізобетонному елементі, армованого звичайною арматурою (рис. 4.1).

На початку розтягання елемента силою F_t до виникнення тріщин внаслідок спільної роботи бетону і арматури в них виникають однакові деформації. Перша тріщина утворюється в перерізі, де деформації в бетоні досягнуть граничних значень ε_{ctu} . В перерізі з тріщиною бетон виключається з роботи, а всі розтягуючі зусилля в елементі сприймає арматура, в якій деформації досягають певного значення ε_s (рис. 4.1, а). Після виникнення першої тріщини вліво і праворуч від неї зчеплення арматури з бетоном не порушується, а тому деформації в бетоні збільшуються, а в арматурі зменшуються (рис. 4.1, б). В суміжних перерізах на віддалі s_r від першої тріщини, де деформації в бетоні перевищать ε_{ctu} , виникають нові тріщини, в яких деформації в арматурі збільшуються до значення ε_s .

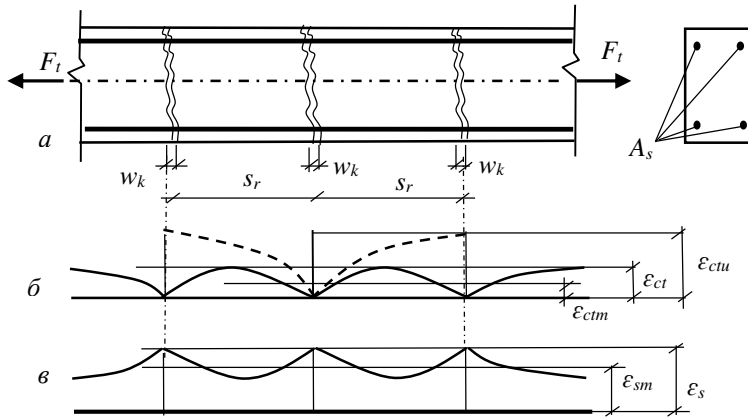


Рис. 4.1. Зміна деформацій в бетоні і арматурі в процесі утворення та розкриття тріщин: *a* – розтягнутий залізобетонний елемент з тріщинами; *б* – зміна деформацій в бетоні; *в* – зміна деформацій в арматурі

Внаслідок утворення тріщин вздовж елемента епюри розподілення деформацій бетону і арматури мають криволінійний характер, який теоретично описати дуже важко. Тому в розрахунках залізобетонних елементів використовують середні значення деформацій в бетоні ϵ_{ctm} і арматурі ϵ_{sm} (рис. 4.1).

Зі збільшенням зусилля F_t в перерізі з тріщиною деформації арматури збільшуються, що призводить до збільшення ширини розкриття тріщи w_k . В правилах проектування залізобетонних конструкцій ДСТУ Б В.2.6:2010 рекомендується обмежувати ширину розкриття тріщин w_{ku} значеннями, наведеними в табл. А.7 додатка А. В більшості випадків вони складають $w_{ku} = (0,3 \dots 0,4)$ мм.

4.2.2. Визначення моменту тріщиноутворення в згинальних залізобетонних елементах

При визначенні моменту тріщиноутворення M_k розглядається перша стадія роботи залізобетонних елементів, тобто робота елементів без тріщин. В граничному стані, як відмічалось в 4.1,

деформації в розтягнутому бетоні на рівні арматури досягають граничних значень ε_{ctu} , що визначаються за формулою (4.4). Використовуючи гіпотезу плоских перерізів (рис. 4.2), можна знайти деформації крайньої стиснутої фібри бетону $\varepsilon_{c(1)}$, приймаючи в першому наближенні значення $x = z_{(1)}$:

$$\varepsilon_{c(1)} = \frac{\varepsilon_{ctu}}{d - z_{(1)}} Z_{(1)} . \quad (4.5)$$

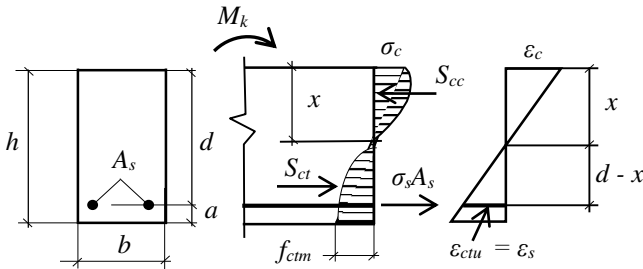


Рис. 4.2. Напружено-деформований стан згинального залізобетонного елемента перед утворенням тріщин

Деформації в розтягнутій арматурі внаслідок її сумісної роботи з бетоном приймаються рівними $\varepsilon_s = \varepsilon_{ctu}$.

Задача знаходження моменту тріщиноутворення M_k вирішується методом наближення до виконання умови рівності зусиль в стиснутій і розтягнутій зонах поперечного перерізу:

$$S_{cc} = S_{ct} + S_s , \quad (4.6)$$

де S_{cc} – внутрішнє зусилля в бетоні стиснутої зони;

S_{ct} – те саме, в бетоні розтягнутої зони;

S_s – зусилля в розтягнутій арматурі.

Для визначення зусиль в бетоні стиснутої і розтягнутої зон використовуємо деформаційну модель, в якій діаграма деформування бетону в обох зонах описується залежністю у вигляді (3.24). З огляду на це, використовуючи методіку визначення внутрішніх зусиль, наведену в 3.1.3.1, для напружено-деформованого стану за рис. 4.2 внутрішні зусилля, приймаючи в першому наближенні $x = z_{(1)}$, можна визначити за формулами:

$$S_{cc} = b \int_0^{\varepsilon_{c(1)}} \sigma_c d\varepsilon = w_c f_{cm} b z_{(1)}; \quad (4.7)$$

$$S_{ct} = b \int_0^{\varepsilon_{ctu}} \sigma_{ct} d\varepsilon_{ct} = w_t f_{ctm} b (h - z_{(1)}); \quad (4.8)$$

$$S_s = \varepsilon_s E_s A_s = \varepsilon_{ctu} E_s A_s, \quad (4.9)$$

де w_c і w_t – відповідно коефіцієнти повноти епюри напружень в бетоні стиснутої та розтягнутої зони перерізу.

Значення коефіцієнтів w_c і w_t визначаються за табл. Б2 додатку Б залежно від значення $\eta = \varepsilon_{c(1)}/\varepsilon_{c1,ck}$ для стиснутої зони бетону та $\eta = \varepsilon_{c(1)}/\varepsilon_{c1,ck} = 1,0$ для розтягнутої зони бетону.

В першому наближенні можна прийняти $z_{(1)} = 0,5h$ і, користуючись формулами (4.7) ... (4.8), окремо знайти зусилля лівої і правої частини рівняння (4.6). Достовірність виконання умови (4.6) можна оцінити за виразом

$$\Delta S = \frac{S_{cc}}{S_{ct} + S_s} = (0,95 \dots 1,05), \quad (4.10)$$

тобто, рівнянням (4.10) допускається похибка в розрахунках до 5% (можливо встановити і меншу похибку, наприклад 2 чи 3%).

Якщо умова (4.10) не виконується, то необхідно виконати другий крок наближення, прийнявши значення $z_{(2)} = z_{(1)} (1 \pm 0,02)$. Розрахунки повторюються до досягнення виконання умов (4.6) і (4.10) та остаточно приймаються значення $z_{(n)}$ і $\varepsilon_{c(n)}$ (n – останній крок наближення).

Після встановлення напружено-деформованого стану перерізу перед утворенням тріщин, згинальний момент тріщиноутворення можна знайти за формулою

$$M_k = \beta_c f_{ck} b z_{(n)}^2 + \beta_t f_{ctm} b (h - z_{(n)}) + \varepsilon_{ctu} E_s (d - z_{(n)}), \quad (4.11)$$

де β_c – коефіцієнт, який приймається за табл. Б1 додатка Б при значенні $\eta = \varepsilon_{c(n)}/\varepsilon_{c1}$;

β_t – коефіцієнт, який приймається за табл. Б1 додатку Б при значенні $\eta = 1,0$.

Якщо на згинальний елемент (балку) діє згинальний момент від зовнішнього характеристичного навантаження $M_{Ek} \leq M_k$, то тріщини не виникають, в протилежному випадку, тобто при $M_{Ek} > M_k$, в нормальному перерізі згинальних елементів тріщини виникають.

4.2.3. Визначення ширини розкриття тріщин в нормальних перерізах згинальних залізобетонних елементів

Ширина розкриття тріщин визначається із умови, що подовження арматури Δl_s на ділянці між тріщинами s_r дорівнює сумі подовження бетону Δl_c та ширини розкриття тріщин w_r (рис. 4.1), тобто

$$\Delta l_s = \Delta l_c + w_k, \quad (4.11)$$

$$\varepsilon_{sm} s_r = \varepsilon_{ctm} s_r + w_k. \quad (4.12)$$

З формули (4.12) випливає, що

$$w_k = \varepsilon_{sm} s_r - \varepsilon_{ctm} s_r = s_r (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}). \quad (4.13)$$

В правилах проектування ДСТУ Б В.2.6:2010 для визначення ширини розкриття тріщин пропонується формула

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}), \quad (4.14)$$

де $s_{r,max}$ – максимальний крок тріщин;

ε_{sm} – середні деформації в арматурі при відповідному сполученні навантажень;

ε_{ctm} – середня деформація бетону між тріщинами.

Теоретично обґрунтованих аналітичних залежностей для визначення величин $s_{r,max}$ і $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm})$ наразі не розроблено, а тому в національних і європейських нормах проектування пропонується залежності, які задовільно відповідають експериментальним даним. Так, значення $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm})$ можна визначати за формулою

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}) = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_s \rho_{p,eff})}{E_s} \leq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}, \quad (4.15)$$

де σ_s – напруження в розтягнутій арматурі в перерізі з тріщинами;

$\alpha_s = E_c / E_{cm}$;

$\rho_{p,eff} = A_s / A_{c,eff}$ (для елементів без попереднього напружування арматури);

$A_{s,eff} = b \times h_{s,eff}$ – фактична площа розтягнутого бетону, що оточує арматуру;

$h_{s,eff}$ – висота розтягнутого бетону, значення якої приймається меншим із значень: $2,5(h - d)$; $(h - x)$; $\frac{h}{2}$;

k_t – коефіцієнт, що залежить від тривалості навантаження:

$k_t = 0,6$ – для короткотривалого навантаження;

$k_t = 0,4$ – для довготривалого навантаження;

E_{ctm} – середнє значення початкового модуля пружності бетону

$f_{ct,eff}$ – середнє значення міцності бетону на розтяг (зазвичай приймають $f_{ct,eff} = f_{ctm}$).

Максимальний крок розташування тріщин залежить від відстані між розтягнутими стержнями в розтягнутій зоні:

- якщо віддаль між центрами стержнів не перевищує $5(c + d_s/2)$

$$s_{r,max} = 3,4c + 0,425k_1k_2d_s/\rho_{p,eff}; \quad (4.16)$$

- якщо віддаль між центрами стержнів більший ніж $5(c + d_s/2)$

$$s_{r,max} = 1,3(h - x), \quad (4.17)$$

де c – захисний шар бетону;

d_s – діаметр поздовжніх стержнів;

k_1 – коефіцієнт, що враховує характеристики зчеплення арматури ($k_1 = 0,8$ для стержнів періодичного профіля; $k_1 = 1,6$ для стержнів із гладкою поверхнею);

k_2 – коефіцієнт, що враховує розподіл деформацій ($k_2 = 0,5$ для згинальних елементів; $k_2 = 1,05$ для чистого розтягу).

За формулою (4.15) значення ($\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}$), в основному, залежить від напруження в арматурі σ_s в перерізі з тріщиною, яке повинно визначатися від дії характеристичних значень навантаження за деформаційною моделлю. Для цього можна використати умови рівноваги поперечного перерізу з тріщиною, наведені в розділі 3. Так, з використанням описання діаграми деформування бетону за формулою (3.24) можна використати рівняння (3.38) і (3.41), прийнявши $M = M_{Ek}$, де M_{Ek} – згинальний момент від дії характеристичного значення відповідного навантаження.

Задачу визначення напружень в арматурі σ_s можна вирішити практичним методом (шляхом поступових наближень) по аналогії з

визначенням несучої здатності нормального перерізу згинального елемента, як це наведено в 3.1.3.2. Задаючись значенням $\varepsilon_{c(1)}$, за якого визначається висота стиснутої зони $x = z_{(1)}$ до задоволення рівняння (3.38), знаходиться за формулою (3.46) згинальний момент $M_{(1)}$ і його значення порівнюється зі значенням M_{Ek} . На першому кроці можна прийняти $\varepsilon_{c(1)} = 0,3\varepsilon_{cu1,ck}$, а $z_{(1)} = 0,5d$. В подальшому значення $\varepsilon_{c(1)}$ можна поступово збільшувати через $0,05 \varepsilon_{cu1}$. Розрахунки продовжуються до тих пір, коли на n кроці виявиться, що значення $M_{(n)} = (1 \pm 0,05) M_{Ek}$. На кінцевому кроці розрахунків за значенням $\varepsilon_{s(n)}$ знаходиться значення напружень в арматурі $\sigma_s = \varepsilon_{s(n)} E_s$, яке використовуються у формулі (4.15).

Значення ε_s можна знайти з графіку на рис. 3.4, визначивши кривину χ при значенні $M = M_{Ek}$, яка включає ε_s .

На повну ширину розкриття тріщин w_k впливають змінні тривалі навантаження, які визначаються відповідно до ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи». В цьому випадку повна ширина розкриття тріщин w_k визначається за формулою

$$w_k = w_{k1} - w_{k2} + w_{k3}, \quad (4.18)$$

де w_{k1} – ширина розкриття тріщин від нетривалої дії постійних і змінних тривалих та короткочасних навантажень (повного навантаження);

w_{k2} – ширина розкриття тріщин від нетривалої дії постійних і змінних тривалих навантажень;

w_{k3} – ширина розкриття тріщин від тривалої дії постійних і змінних тривалих навантажень.

При визначенні ширини розкриття тріщин w_k в формулу (4.15) підставляється наступні значення напружень σ_s та коефіцієнта k_t :

при визначенні w_{k1} напруження σ_s знаходяться за дії згинального моменту M_{Ek} від нетривалої дії постійних і змінних тривалих і короткочасних навантажень, значення k_t приймають рівним $k_t = 0,6$;

при визначенні w_{k2} напруження σ_s знаходяться за дії згинального моменту M_{Eks} від нетривалої дії постійних і змінних тривалих навантажень, значення k_t приймають рівним $k_t = 0,6$; при визначенні

w_{k3} напруження σ_s знаходяться за дії згинального моменту M_{Ekl} від тривалої дії постійних і змінних тривалих і навантажень, значення k_t приймають рівним $k_t = 0,4$.

4.3. Розрахунок згинальних елементів за деформаціями

4.3.1. Визначення прогинів балок

Під деформаціями розуміються прогини, вигини, кути повертання, осідання тощо. Стосовно залізобетонних балок розрахунок за деформаціями полягає у визначенні прогинів від дії відповідних деформацій. У загальному випадку прогин згинальних елементів визначають за формулою

$$f_m = \int_0^l \left(\frac{\bar{M}_{EK}}{E_{ck} I_{red}} \right)_x dx = \int_0^l \bar{M}_x \left(\frac{1}{r} \right)_x dx, \quad (4.19)$$

\bar{M}_x – згинальний момент у перерізі x від одиничної сили, прикладеної в цьому перерізі в напрямку переміщення, що відшукується;

M_{EK} – згинальний момент в перерізі x від дії характеристичного значення відповідного зовнішнього навантаження;

E_{ck} – характеристичне значення початкового модуля пружності бетону;

I_{red} – приведений момент інерції поперечного перерізу;

$(1/r)_x$ – кривизна осі балки у перерізі, визначена при навантаженні, за якого визначається прогин;

l – розрахунковий проліт балки;

r – радіус вигнутої осі балки.

Після інтегрування за деякими спрощеннями прогин статично визначених балок допускається визначати за формулою

$$f = k_m \frac{1}{r} l^2 = k_m \chi l^2, \quad (4.20)$$

де $\frac{1}{r} = \chi$ – кривизна у перерізі із найбільшим згинальним моментом;

k_m – коефіцієнт, який залежить від розрахункової схеми балки та характеру навантаження (табл. Б.7 додатка Б).

Для статично невизначених балок розподіл згинального моменту M_{Ek} і кривизни $1/r = \chi$ по довжині елемента слід визначати з урахуванням фактичної жорсткості його перерізів.

Вплив тривалої дії навантаження на збільшення прогину допускається враховувати шляхом множення відповідного значення прогину (кривизни), визначеного як для короткочасної дії навантаження, на коефіцієнт повзучості бетону, наведений в табл. А.5 додатка А.

Повна величина прогину f з урахуванням дії постійних та змінних тривалих і короткочасних навантажень визначається за формулою

$$f = f_1 - f_2 + f_3, \quad (4.21)$$

де f_1 – прогин від нетривалої дії постійних і змінних тривалих та короткочасних навантажень (повного навантаження);

f_2 – прогин від нетривалої дії постійних і змінних тривалих навантажень;

f_3 – прогин від тривалої дії постійних і змінних тривалих навантажень.

Визначений за формулою (4.21) прогин повинен задовольняти умові (4.3). Гранично допустимі прогини f_u слід призначати згідно з ДСТУ Б В.1.2-3:2006 залежно від технологічних, конструкційних, фізіологічних та естетико-психологічних вимог. Вертикальні граничні прогини елементів конструкцій і навантаження, від яких слід визначати прогини, наведені в табл. Б.5 додатка Б. Для елементів конструкцій будівель і споруд, граничні прогини яких не обумовлені цим нормативним документом та іншими нормативними документами, вертикальні прогини від постійних, тривалих і короткочасних навантажень не повинні перевищувати 1/150 прольоту або 1/75 вильоту консолі.

4.3.2. Визначення прогинів балок згідно з європейським стандартом Єврокод-2

В європейських стандартах рекомендується прогин знаходити за спрощеною формулою

$$f = \xi f_{II} + (1 - \xi) f_I, \quad (4.22)$$

де f_I і f_{II} – значення прогину, який визначається відповідно

для перерізу без тріщин та з тріщинами;

ξ – коефіцієнт, який визначається за формулою

$$\xi = 1 - \beta \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2, \quad (4.23)$$

де β – коефіцієнт, який враховує вплив тривалості навантаження на середню деформацію ($\beta = 1,0$ – при нетривалій дії навантаження; $\beta = 0,5$ – при тривалій дії навантаження);

σ_{sr} – напруження в розтягнутій арматурі в перерізі з тріщиною при навантаженні, за дії якого утворилася тріщина.

В формулі (4.23) відношення σ_{sr}/σ_s можна замінити відношенням M_k/M_{Ek} , де M_k визначається за формулою (4.11).

Значення прогинів f_I і f_{II} знаходяться за формулою (4.20), підставляючи в неї відповідні значення кривизни χ_I і χ_{II} для перерізів без тріщин та з тріщинами.

4.3.3. Визначення кривизни в згинальних елементах

4.3.3.1. Визначення кривизни в елементах, що працюють без тріщин. При визначенні кривизни перерізів без тріщин розглядається його напружено-деформований стан, представлений на рис. 4.2. Перед утворенням тріщин на рівні арматури граничні деформації бетону досягають значень ε_{ctu} , які визначаються за формулою (4.4). Оскільки арматура має надійне зчеплення з бетоном, то в ній напруження перед утворенням тріщин дорівнюють $\varepsilon_s = \varepsilon_{ctu}$. За цих умови задача полягає у визначенні деформації крайньої стиснутої фібри ε_c бетону перед утворенням тріщин. Вирішення

задачі можна досягти, використавши методику знаходження моменту тріщиноутворення, наведену в 4.2.2.

Знайшовши в n наближені значення $\varepsilon_{c(n)}$, кривизна у перерізі без тріщин знаходиться за формулою

$$\chi_1 = \frac{\varepsilon_{c(n)} + \varepsilon_{ctu}}{d}. \quad (4.24)$$

4.3.3.2. Визначення кривизни елемента в перерізі з тріщиною. Після утворення тріщин в згинальних елементах в перерізах з тріщиною висота стиснутої зони зменшується, а в перерізах між тріщинами – збільшується, внаслідок цього нейтральна лінія вздовж елемента виявляється хвилеподібною (рис. 4.3, а). В зонах чистого згину і в зонах максимальних моментів за рівномірного навантаження тріщини розташовуються приблизно на однаковій відстані s_r . В інших зонах на віддаль між тріщинами певний вплив мають поперечні сили.

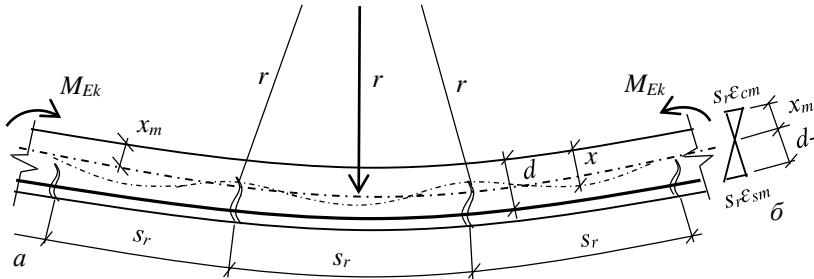


Рис. 4.3. Характер зміни положення нейтральної лінії по довжині згинального залізобетонного елемента (а) та епюра подовження арматури та волокон бетону (б)

На ділянках, де утворилися нормальні до поздовжньої осі елемента тріщини в другій стадії роботи, загальний деформований стан визначається середнім подовженням розтягнутої арматури між тріщинами на величину $s_r \varepsilon_{sm}$, середнім подовженням крайньої стиснутої фібри бетону $s_r \varepsilon_{cm}$ та середнім положенням нейтральної лінії x_m з радіусом кривизни r (ε_{sm} і ε_{cm} – середні відносні деформації по довжині елемента відповідно арматури і бетону).

Оскільки кути повертання перерізів невеликі, то можна

розглядати трикутник, утворений катетами r і s_r (рис. 4.3, *a*) та трикутники, катети яких уявляють подовження арматури та бетону (рис.4.3, *б*) на ділянці між тріщинами, як подібні між собою. З подібності трикутників випливають співвідношення

$$\frac{s_r}{r} = \frac{s_r \varepsilon_{cm}}{x_m} = \frac{s_r \varepsilon_{sm}}{d - x_m} = \frac{s_r (\varepsilon_{cm} + \varepsilon_{sm})}{d}. \quad (4.25)$$

Після скорочення всіх членів рівняння на величину s_r впливає, що кривизна згинального елемента уявляє собою тангенс кута нахилу на епюрі середніх деформацій бетону і арматури

$$\chi = \frac{1}{r} = \frac{\varepsilon_{cm} + \varepsilon_{sm}}{d}. \quad (4.26)$$

З використанням кривини, визначеною за формулою (4.26), прогин елементів знаходиться по формулі (4.20). Якщо для визначення прогинів використовується формула (4.22), то в ній приймається $\chi_{II} = \chi$ за формулою (4.22).

Кривизна χ елемента при дії зовнішнього моменту M_{Ek} знаходиться методом послідовних наближень за методикою визначення несучої здатності нормального перерізу, що наведена в 3.1.3.2, при цьому значення χ можна знайти з графіка залежності кривини від величини моменту при $M = M_{Ek}$.

4.3.4. Визначення напружень і деформацій в арматурі при дії експлуатаційних навантажень

В розрахункові формули розрахунків залізобетонних згинальних елементів за шириною розкриття тріщин та деформаціями входять значення напружень $\sigma_s = \sigma_{sk}$ та деформацій $\varepsilon_s = \varepsilon_{sk}$ в арматурі, які повинні визначатися з використанням експлуатаційних розрахункових значень навантажень та характеристичних значень механічних властивостей матеріалів.

Для визначення σ_s і ε_s можна використати методикою визначення несучої здатності нормального перерізу, прийнявши рівняння (3.38) і (3.41) у вигляді:

$$\omega_k f_{ck} b z_{(1)} = \sigma_s A_s, \quad (4.27)$$

$$\beta_k f_{ck} b z_{(1)}^2 + \sigma_s A_s (d - z_{(1)}) - M_{Sk} = 0, \quad (4.28)$$

де ω_k і β_k – коефіцієнти, які знаходяться за формулами (3.40) і (3.43), прийнявши $\epsilon_{c1} = \epsilon_{cu1,ck}$ (табл. Б.2 додатка Б);

M_{Sk} – згинальний момент, який може діяти в поперечному перерізі за характеристичних значень властивостей бетону та при $\epsilon_c = \epsilon_{c(1)}$.

Рівняння рівноваги (4.27) і (4.28) вирішуються за методикою, яка наведена в 3.1.3.1. За цією методикою можна побудувати залежність між кривизною елемента χ_k і згинальним моментом M_{Sk} , для цього необхідно задаватися певним кроком зміни деформацій стиснутого бетону $\epsilon_{c(1)}$, якому відповідає відношення $\epsilon_{c(1)}/\epsilon_{c1,ck}$, і методом поступових наближень знаходити відповідні значення деформацій в розтягнутій арматурі $\epsilon_{s(1)}$, а за формулою (3.47) кривизну елемента.

За фіксованого значення деформацій стиснутого бетону можна знайти відповідне значення моменту M_{Sk} і побудувати графік залежності $M_{Sk} - \chi$ (рис. 4.4). За графіком при значенні згинального моменту M_{Ek} , який відповідає експлуатаційним розрахунковим значенням навантаження, знаходиться відповідне значення кривизни χ_k , за якою визначається прогин.

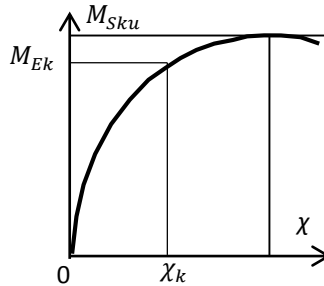


Рис. 4.4. Графік залежності $M_{Sk} - \chi$

Відповідні деформації в арматурі можна знайти з формули (3.47)

$$\epsilon_{sk} = d \chi_k - \epsilon_{ck}, \quad (4.29)$$

де ε_{ck} – деформації стиску в бетоні при значенні моменту $M_{Sk} \approx M_{Ek}$ (приймається з розрахунків при поступовому збільшенні $\varepsilon_{c(1)}$).

Приймаючи $\varepsilon_{sk} = \varepsilon_{ck}$, напруження в арматурі знаходяться за законом Гука

$$\sigma_s = \sigma_{sk} = \varepsilon_{ck} E_s . \quad (4.30)$$

4.3.5. Випадки, коли розрахунок прогинів балок можна не виконувати

Розрахунок балок за деформаціями можна не виконувати, коли відношення прольотів до висоти буде меншими граничного. За такої умови вважається, що прогини балок не перевищують граничних, тобто, що буде виконуватися умова (4.3). Граничні співвідношення прольотів до довжини можна визначити за наступними формулами:

якщо $\rho \leq \rho_0$

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2\sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right], \quad (4.31, a)$$

якщо $\rho > \rho_0$

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right], \quad (4.31, б)$$

де l/d – граничне відношення прольоту до робочої висоти;

K – коефіцієнт, що враховує різні конструктивні системи;

ρ_0 – довідковий процент армування ($\rho_0 = \sqrt{f_{ck}}$);

ρ – необхідний процент армування для розтягнутої арматури у середині прольоту для сприйняття моменту від розрахункових навантажень (для консолей – на опорі);

ρ' – необхідний процент армування для стиснутої арматури у середині прольоту для сприйняття моменту від розрахункових навантажень (для консолей – на опорі);

f_{ck} – в МПа.

Залежності (4.27) одержані за умови, що напруження в арматурі при відповідному розрахунковому навантаженні за граничними станами другої групи у середині прольоту балки або на опорі консолі становить 310 МПа, що наближено відповідає $f_{yk} = 500$ МПа. Якщо застосовуються інші рівні напружень, то значення, отримані за залежністю (4.27), помножити на $310/\sigma_s$.

Коефіцієнт K приймається таким: для шарнірно опертих балок – $K = 1,0$; для крайніх прольотів нерозрізних балок – $K = 1,3$; для внутрішніх прольотів балок – $K = 1,5$.

5. ОСНОВНІ ПРАВИЛА КОНСТРУЮВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТННИХ БАЛОК

Основні правила конструювання залізобетонних балок, яких слід дотримуватися, направлені на те, щоб конструкції були довговічні і надійні в експлуатації та були виконані з мінімальними затратами матеріалів і труда на їх виготовлення та монтаж. Конструювання елементів належить виконувати на основі відповідних розрахунків та дотримання певних конструктивних вимог.

Висота балок h знаходиться в широких межах і залежно від навантаження складає $h = (1/10 \dots 1/20)l$. Найчастіше приймають $h = (1/12 \dots 1/15)l$. З метою уніфікації висоту балок призначають кратною 50 мм при $h \leq 500$ мм, а при більшій висоті – кратною 100 мм.

Ширину прямокутних поперечних перерізів балок приймають в межах $(0,3 \dots 0,5)h$. На практиці ширину балок приймають 100, 120, 150, 200, 220, 250 мм і далі кратною 50 мм.

5.1. Поздовжнє армування. Захисний шар бетону

Для унеможливлення крихкого руйнування, розкриття тріщин та забезпечення опору силам, які виникають внаслідок обмеження переміщень, в балках повинна встановлюватися поздовжня арматура, площа якої має бути не меншою

$$A_{s,min} \geq 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \geq 0,0013 b_t d, \quad (5.1)$$

де $A_{s,min}$ – мінімальна площа армування у розтягнутій зоні;

b_t – середня ширина розтягнутої зони;

d – робоча висота перерізу;

f_{ctm} – середнє значення міцності бетону на розтяг.

Площа поперечного перерізу розтягнутої та стиснутої арматури в балках не повинна перевищувати $A_{s,max} = 0,04 b_t d$.

В балках поздовжні стержні можуть бути розміщені в одному або декількох горизонтальних рядах, при цьому в кожній

площині стержні повинні співпадати по вертикалі зі стержнями в інших площинах. Для армування балок використовують окремі стержні та плоскі і просторові каркаси. Плоскі каркаси також називають плоскими сітками. При конструюванні належить переважно використовувати типові арматурні вироби, але якщо вони не придатні до використання в конкретних умовах, то допускається використовувати індивідуальні вироби. Плоскі каркаси складаються із поздовжньої робочої арматури, поперечної і монтажної арматури.

Арматуру залізобетонних балок рекомендується конструювати у вигляді каркасів із гарячекатаної прокатної сталі (класів А240С, А400С, А500С) та звичайного арматурного дроту (класу В_р-І). Поздовжню робочу арматуру рекомендується виконувати із арматури класів А400С та А500С, робочу поперечну та монтажну арматуру – із класів А240С або В_р-І.

Віддаль між стержнями повинна забезпечувати зручність їх укладання і достатній контакт з зернами заповнювача, а також достатня для розміщення вібратора. Віддаль у чистоті по вертикалі і горизонталі між окремими паралельними стержнями не повинна бути меншою: максимального діаметра стержня d_{max} ; 20 мм; $d_g + 5$ мм, де d_g – максимальний розмір заповнювача.

Захисний шар бетону – це відстань від поверхні арматури до найближчої поверхні бетону. Номінальний захисний шар c_{nom} визначається за величиною мінімального захисного шару c_{min} та допустимих проектних відхилів Δc_{dev} :

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} . \quad (5.2)$$

Захисний шар бетону необхідний для забезпечення спільної роботи арматури з бетоном на всіх стадіях виготовлення, монтажу та експлуатації конструкцій. Мінімальний захисний шар бетону повинен забезпечувати: безпечну передачу зусиль зчеплення; захист арматурної сталі від корозії (довговічність); необхідну межу вогнестійкості. Стосовно задоволення умов

зчеплення і впливу навколишнього середовища мінімальну товщину захисного шару необхідно приймати більшу з величин:

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}\} \geq 10 \text{ мм}, \quad (5.3)$$

$c_{min,b}$ – мінімальний захисний шар за вимогами зчеплення;

$c_{min,dur}$ – мінімальний захисний шар за вимогами умов середовища;

$\Delta c_{dur,\gamma}$ – врахування надійності при застосуванні добавок;

$\Delta c_{dur,st}$ – зменшення мінімального шару при застосуванні нержавіючої сталі;

$\Delta c_{dur,add}$ – зменшення мінімального шару при додатковому захисті.

Мінімальний захисний шар бетону для забезпечення надійної передачі зусиль зчеплення та необхідного ущільнення бетону повинен бути не меншим діаметра стержнів ($c_{min,b} \geq d_s$, d_s – більший діаметр стержнів, які ближче розташовані до поверхні бетону). Другий член в дужках умови (5.3) приймається за додатковими нормативними документами стосовно конкретних умов, а в разі їх відсутності, він до уваги не приймається.

Захисний шар бетону для поперечної арматури приймають не менше 15 мм.

5.2. Поперечне армування

Способи армування балок поперечною арматурою наведені на рис. 3.9. Відсоток поперечного армування визначається за формулою

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{sb_w \sin \alpha} > \rho_{w,min}, \quad (5.4)$$

де A_{sw} – площа поперечної арматури на довжині s ;

ρ_w – відсоток поперечного армування;

s – крок поперечної арматури у напрямку поздовжньої осі елемента;

b_w – ширина балки;

α – кут між поперечною арматурою і поздовжньою віссю (при армуванні вертикальними стержнями $\alpha = 90^\circ$).

Рекомендована величина відсотка поперечного армування визначається за виразом

$$\rho_{w,min} = (0,08\sqrt{f_{ck}})/f_{yk}. \quad (5.5)$$

Мінімальний діаметр поперечної арматури визначається умовами зварювання з поздовжніми стержнями і приймається відповідно до табл. 9 додатку Б. Максимальний крок поперечних стержнів обмежується формулою (3.92).

5.3. Анкерування поздовжньої арматури

Спільна робота бетону і арматури є основним фактором, який забезпечує надійну роботу залізобетонних конструкцій під впливом різноманітних зовнішніх факторів. Для цього арматурні стержні повинні бути заанкерені так, щоб зусилля в них були надійно передані на бетон та виключена можливість поздовжнього розтріскування чи розшарування. Основним фактором, який забезпечує спільну роботу арматури з бетоном є зчеплення, під яким розуміють безперервний між ними зв'язок по поверхні їхнього контакту.

Зчеплення арматури з бетоном забезпечується трьома основними факторами: силами тертя, які виникають при витяганні стержня з бетону внаслідок обтиснення стержнів дією усадки бетону; силами склеювання, оскільки гель цементного каменю має властивості клею; силами зрізання або зминання бетону, які виникають за наявності нерівностей на поверхні стержнів. Опір зміщенню стержнів, який викликається усадкою і тертям складає 10...15% від загального опору, а основним фактором, який визначає опір стержнів зміщенню в бетоні, є опір

бетону зрізу і зминанню, внаслідок механічного зачіплювання нерівностей і виступів на поверхні арматурних стержнів.

Надійність залізобетонних конструкцій залежить від анкерування арматури, під якою розуміється закріплення стержнів всередині бетону з метою сприймання ними певної величини зусиль. Анкерування арматури може здійснюватися силами зчеплення з бетоном по поверхні контакту або спеціальними анкерними пристроями, а анкерування арматури періодичного профілю забезпечується, в основному, силами зчеплення.

Зчеплення арматури з бетоном є важливою якістю залізобетону, яка визначає його міцність, жорсткість та тріщиностійкість, залежить від великої кількості факторів: міцності бетону, виду і діаметра арматури, довжини зароблення стержнів у бетон, характеру навантаження, тривалих процесів, гранулометричного складу суміші, природи наповнювачів, умов твердіння, розташування стержнів при бетонуванні тощо. В зв'язку з цим надійність анкерування арматури в залізобетонних конструкціях також залежить від численних факторів, які визначають її зчеплення з бетоном.

В національних правилах проектування та в Єврокодi-2 розрахункову довжину анкерування стержнів рекомендується знаходити за формулою

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \geq l_{b,min} , \quad (5.6)$$

де l_{bd} – розрахункова довжина анкерування стержнів;

α_1 – коефіцієнт, який враховує вплив форми стержнів за умови необхідного захисного шару (для прямих стержнів при розтягу $\alpha_1 = 1,0$);

α_2 – коефіцієнт, який враховує вплив мінімального захисного шару бетону;

α_3 – коефіцієнт, який враховує стримуючий вплив поперечної арматури;

α_4 – коефіцієнт, що враховує вплив одного або більше стержнів вздовж розрахункової довжини анкерування l_{bd} ;

α_5 – коефіцієнт, що враховує вплив поперечного тиску на площину розколювання вдовж розрахункової довжини анкерування l_{bd} ;

$l_{b,rqd}$ – базова довжина анкерування;

$l_{b,min}$ – мінімальна довжина анкерування, якщо не застосовуються інші обмеження.

Коефіцієнт α_2 для прямих стержнів визначається за формулою

$$\alpha_2 = 1,0 - 0,15(c_d - d)/d \quad (5.7)$$

і приймається в межах $0,7 \leq \alpha_2 \leq 1,0$.

В формулі (5.7): d – діаметр стержня; c_d – менша з величин $a/2$; c та c_1 , де a – віддаль між поздовжніми стержнями в чистоті в горизонтальному напрямку; c – захисний шар бетону відносно нижньої поверхні балки; c_1 – те саме, відносно бокової поверхні балки.

Оскільки в балках зазвичай не приварена поперечна арматура відсутня, то значення коефіцієнта α_3 приймається рівним $\alpha_3 = 1,0$. Коефіцієнт $\alpha_4 = 0,7$ для всіх типів анкерування, а коефіцієнт α_5 в більшості випадків приймають рівним $\alpha_5 = 1,0$.

Базова довжина анкерування залежить від напруження в арматурі, її діаметра та розрахункового значення граничних напружень зчеплення і може бути визначена за формулою

$$l_{b,rqd} = \frac{d}{4} \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}, \quad (5.8)$$

де σ_{sd} – розрахункове напруження в стержні в перерізі, від якого визначається довжина анкерування;

f_{bd} – значення граничного напруження зчеплення, яке пропонується визначати за формулою

$$f_{bd} = 2,25\eta_1\eta_2f_{cta}, \quad (5.9)$$

де η_1 – коефіцієнт, пов’язаний із якістю умов зчеплення і розміщенням стержнів під час бетонування;

η_2 – коефіцієнт, що враховує діаметр стержнів (при $d \leq 32$ мм $\eta_2 = 1,0$);

f_{cta} – розрахункове значення міцності бетону на розтяг (табл. А.1 додатка А).

При бетонуванні балок зверху при їх висоті $250 < h \leq 600$ мм на висоті до 250 мм вважаються хороші умови зчеплення для нижньої арматури, а на висоті, яка перевищує 250 мм, – недостатні для верхньої арматури. При висоті балок $h > 600$ мм верхній шар товщиною 300 мм вважається таким, в якому недостатні умови для надійного зчеплення арматури з бетоном. Значення коефіцієнта η_1 для хороших умов приймають $\eta_1 = 1,0$ і для недостатніх умов – $\eta_1 = 0,7$.

Мінімальна довжина анкерування встановлена не меншою

$$l_{b,min} \geq \max\{0,3l_{b,rqd}; 10d; 100 \text{ мм}\}. \quad (5.10)$$

На крайніх опорах площа нижньої арматури, заведеної за внутрішню грань опори повинна становити не менше 25% від площі арматури, встановленої у прольоті, а її довжина анкерування не повинна бути меншою l_{bd} (рис. 5.1, а). Для сприйняття можливих позитивних моментів (внаслідок осідання опор, вибухів тощо) арматура проектується нерозрізною шляхом напуску стержнів (рис. 5.1, б або рис 5.1, в).

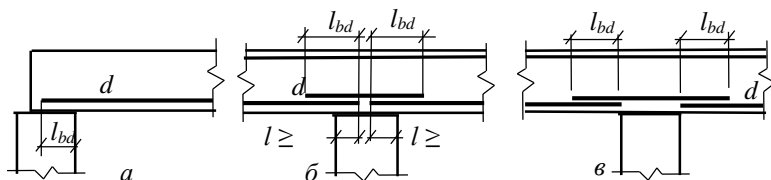


Рис. 5.1. Анкерування нижньої арматури: а – на крайній опорі; б, в – варіанти анкерування на проміжних опорах

5.4. Обрив поздовжньої розтягнутої арматури

Площу поперечного перерізу робочої поздовжньої арматури підбирають за максимальними моментами в прольоті і на опорах балок. Але, оскільки згинальні моменти по довжині балок змінюються, то певно, така кількість арматури по всій їхній довжині не потрібна.

Для економії арматури частину поздовжніх стержнів (не більше 50% розрахункової площі) можна не доводити до опор, обриваючи її в прольоті там, де вона вже не потрібна згідно з розрахунком несучої здатності балок за нормальними перерізами. Для того, щоб знати, де можна виконати обривання арматури, будують епюру матеріалів (епюру арматури), яка є епюрою фактичних згинальних моментів, які сприймаються перерізами балки по всій її довжині. Вона наочно показує для кожного перерізу балки перевищення згинального моменту, який може сприйняти поперечний переріз з даною арматурою, над згинальним моментом від зовнішнього навантаження. Це перевищення повинно бути мінімальним, а тому частину арматурних стержнів можна обірвати по довжині балки.

Якщо балки сконструйовані правильно, то епюра арматури буде обвідною по відношенню до епюри згинальних моментів від зовнішнього навантаження. Якщо ж епюра арматури перетинає епюру згинальних моментів, то на даній ділянці несуча здатність нормальних перерізів балок буде недостатньою.

Для прикладу розглядається побудова епюри матеріалів (арматури) для двох пролітної балки. Умовно прийнято, що за максимальними моментами в прольоті і на опорі визначена арматура в кількості $2\emptyset 18A400C + 2\emptyset 22A400C$ (оскільки максимальний момент в прольоті практично рівний опорному моменту). В прольоті площу поперечного перерізу арматури $2\emptyset 22A400C$ можна позначити через A_{s1} (стержні позиції «I»),

арматури 2Ø18A400C – A_{s2} (стержні «2»), а на опорі – відповідно арматуру 2Ø22A400C – A_{s3} (стержні «3») і арматуру 2Ø18A400C – A_{s4} (стержні «4»). З метою економії арматури в прольотних і в опорних каркасах згідно з епюрою моментів від зовнішнього навантаження частину арматури можна виконати меншої довжини (обірвати в межах прольотів).

Стержні позиції «1», а саме 2Ø22A400C (A_{s1}), приймаються повної довжини від крайньої опори до проміжної з урахуванням їх анкерування. Для цих стержнів робоча висота перерізу складає (рис. 5.2, а)

$$d_1 = h - c - 0,5d_s, \quad (5.11)$$

де d_s – діаметр стержнів нижнього ряду.

З урахуванням всіх нижніх стержнів робоча висота перерізу буде складати (рис. 5.2, б)

$$d = h - a_s, \quad (5.12)$$

де a_s – віддаль від нижньої поверхні балки до центра ваги розтягнутої арматури («1» і «2»).

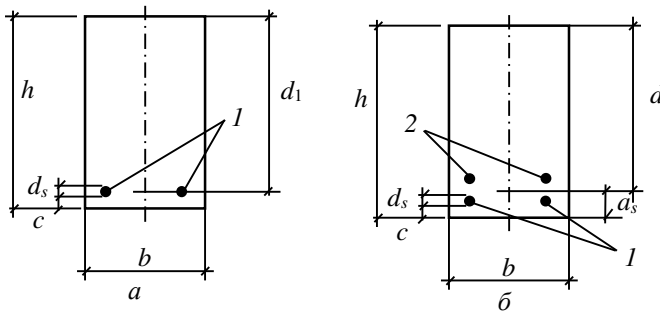


Рис. 5.2. До визначення робочої висоти перерізу відносно стержнів позиції 1 (а) та повної площі арматури (б)

За методикою, наведеною в 3.1.3.2, знаходяться несуча здатність перерізу $M_{Su(1)}$, що відповідає армуванню стержнями «1» з площею поперечного перерізу A_{s1} , та повна несуча здатність перерізу $M_{Su} = M_{Su(1+2)} = M_{Su(1)} + M_{Su(2)}$, що відповідає армуванню

стержнями «1» і «2» з площею ($A_{s1} + A_{s2}$), при цьому повинна виконуватися умова $M_{Su} \geq M_{Ed,max}$.

Аналогічно визначається несуча здатність нормального перерізу на опорі, відповідно $M_{Su(3)}$, що відповідає армуванню стержнями «3» з площею A_{s3} , та $M_{Su(3+4)} = M_{Su(3)} + M_{Su(4)}$, що відповідає армуванню стержнями «3» і «4» з площею ($A_{s3} + A_{s4}$).

Подальше відповідно до пункту 1.2.3 будується епюра згинаючих моментів від зовнішнього навантаження $M_{Ed,x}$ (рис. 5.3). Потім на цю епюру наносяться ординати моментів в прольотах $M_{Su(1)}$ та $M_{Su(1+2)}$ та над опорами відповідно $M_{Su(3)}$ та $M_{Su(3+4)}$.

В точках перетину епюри $M_{Ed,x}$ з епюрою $M_{Su(1)}$ в напрямку до опор арматура A_{s1} (стержні «1») здатні сприймати згинальні моменти від зовнішнього навантаження, тобто, в цих точках арматуру A_{s2} (стержні «2») можна обірвати. Такі точки називають місцем теоретичного обривання стержнів (точки «O» на рис. 5.3).

Точки «O» можна знайти теоретичним шляхом, вирішивши рівняння відносно x , в якому значення моменту від зовнішнього навантаження прирівнюється до значення несучої здатності перерізу, тобто $M_{Ed,x} = M_{Su(1)}$. Для двох пролітної балки таке рівняння має вигляд

$$R_A x - \frac{q_d x^2}{2} = M_{Su(1)}. \quad (5.13)$$

Знайдені значення x_1 і x_2 визначають положення точок теоретичного обриву стержнів «2» (точки «O»).

При побудові епюри матеріалів над опорою роботу монтажної арматури до уваги можна не приймати. Оскільки на ділянці над опорою армування таке ж, як і в прольоті, то згинальний момент, який можуть сприйняти верхні поздовжні стержні позиції «3», дорівнюватиме $M_{Su(3)} = M_{Su(1)}$, а повний момент, що сприймає переріз над опорою, $M_{Su(3+4)} = M_{Su(1+2)}$ і повинен бути не меншим $M_{Ed,B}$.

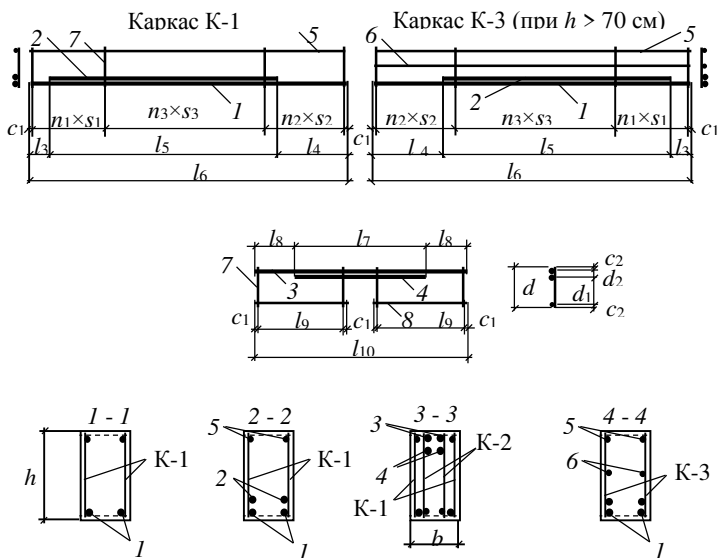
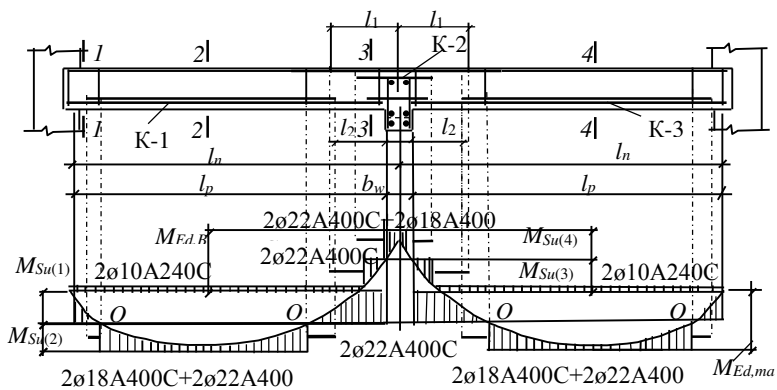


Рис. 5.3. Схема армування звареними каркасами монолітної двох пролітної залізобетонної балки з побудовою епюри

Віддаль до теоретичного обривання стержнів позиції «3» визначається із умови

$$R_A x - \frac{q_a x^2}{2} = 0, \quad (5.14)$$

з якого знаходиться значення x_3 .

Віддаль до теоретичного місця обривання стержнів позиції «4» x_4 можна знайти з умови

$$R_A x - \frac{q_a x^2}{2} = M_{Su(3)}. \quad (5.15)$$

Для забезпечення спільної роботи з бетоном стержні, які обірвані в прольотах, повинні мати надійне анкерування. Для цього довжина анкерівки повинна визначатися за формулою (5.4). За місце, від якого визначається довжина анкерування рекомендується вибирати переріз з максимальним напруженням в арматурі, в якому при використанні формули (5.6), можна приймати $\sigma_{sd} = f_{yd}$. При цьому стержні на вільних опорах повинні бути заведені за внутрішню грань, а стержні, які обірвані в прольотах – за місце теоретичного обривання (точки «O») на довжину, не меншу $10d_s$.

За формулою (5.4) знаходяться довжини анкерування всіх стержнів, що обриваються в прольоті, і в прийнятому масштабі відкладають на епюрі арматури (матеріалів). Довжина поздовжніх стержнів визначають, враховуючи віддалі до перерізів теоретичного обривання стержнів та довжини їхнього анкерування. Поздовжні стержні не доводяться до торця балок на 15 мм.

При конструюванні каркасів мінімальна довжина кінців поздовжніх стержнів (віддаль від торця стержня до осі крайніх поперечних стержнів) повинна бути не меншою $c_1 \geq 25$ мм, а мінімальна довжина кінців поперечних стержнів (віддаль від торців стержнів до осі крайніх поздовжніх стержнів) – $c_2 \geq 20$ мм і $c_2 \geq d_s$ (d_s – діаметр поздовжніх стержнів). В місцях фактичного обривання стержнів необхідне влаштування поперечних стержнів.

Монтажна арматура в каркасах приймається діаметром 10 або 12 мм класу А240С. Вона може бути врахована при побудові епюри матеріалів при визначенні місць обривання опорної арматури.

За висоти балок більше $h > 700$ мм (як приклад правий проліт балки на рис. 5.3) біля бокових граней влаштовуються конструктивні поздовжні стержні з віддаллю між ними по висоті не більше 400 мм, а площа їхнього поперечного перерізу повинна складати 0,1% площі перерізу бетону, який має розмір по висоті, рівний віддалі між цими стержнями, а по ширині – половині ширини балки, але не більше 200 мм.

В при опорних ділянках балки (1/4 прольоту) поперечні стержні встановлюються з кроком, який визначений розрахунком з дотриманням конструктивних вимог, а в середній частині прольоту – за конструктивними вимогами.

6. ПРИКЛАДИ РОЗРАХУНКУ І КОНСТРУЮВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК

6.1. Розрахунок і конструювання однопролітної залізобетонної балки з консоллю

Вихідні дані

1. Відстань у чистоті між гранями опор $l_n = 6,5$ м.
2. Довжина консолі $l_c = 1,5$ м (рис .1).
3. Довжина обпирання $t = 0,4$ м.
4. Ширина залізобетонного монолітного ригеля $b_w = 0,4$ м.
5. Характеристичні навантаження:
 - постійне $g = 31,0$ кН/м,
 - змінне $p = 27,0$ кН/м.
 - змінне тривале $p_l = 10,0$ кН/м,
6. Коефіцієнти надійності за навантаженням:
 - для експлуатаційних розрахункових значень $\gamma_{fe} = 1,0$;
 - для граничних розрахункових значень:
 - постійних навантажень $\gamma_{fm} = 1,1$; змінних – $\gamma_{fm} = 1,3$.
7. Клас бетону C25/30.
8. Коефіцієнт надійності для бетону $\gamma_c = 1,3$.
9. Клас робочої арматури: поздовжньої – A500С, поперечної і монтажної – A240С.
10. Лівою опорою слугують цегляні стіни.
11. Відносна вологість навколишнього середовища 60...75%.

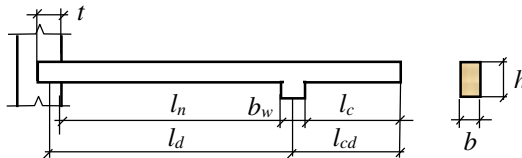


Рис. 1. Основні розміри однопролітної залізобетонної балки з консоллю

1. Призначення основних розмірів поперечного перерізу, визначення розрахункових прольотів та навантаження на балку

Висоту балки орієнтовно приймемо рівною $h = l_n / 12 = 650/12 = 54,2$ см. Остаточню приймаємо висоту балки кратною 100 мм і рівною $h = 60$ см. Ширину балки приймемо $b = 0,4h = 0,4 \times 60 = 24$ см. Остаточню приймаємо $b = 25$ см.

Крайньою лівою опорою для балки є цегляна стіна з довжиною площі обпирання балки, рівною $t = 0,4$ м (див. рис. 1.1), а правою опорою – монолітний залізобетонний ригель шириною $b_w = 0,4$ м, з яким балка з'єднана монолітно. Ліву опору вважаємо шарнірно рухомою, а обидві опори – такими, що не забезпечують опору повороту.

Розрахунковий проліт балки l_d визначаємо за формулою

$$l_d = l_n + 0,5t + 0,5b_w = 6,5 + 0,5 \times 0,4 + 0,5 \times 0,4 = 6,9 \text{ м,}$$

(в формулі прийнято менше значення між h і t),

а консолі -

$$l_{cd} = l_c + 0,5b_w = 1,5 + 0,5 \times 0,4 = 1,7 \text{ м.}$$

Розрахункові експлуатаційні і розрахункові граничні навантаження знаходимо відповідно за формулами:

$$g_e = \gamma_{fe} g = 1,0 \times 31,0 = 31,0 \text{ кН/м;}$$

$$p_e = \gamma_{fe} p = 1,0 \times 27,0 = 27,0 \text{ кН/м;}$$

$$g_d = \gamma_{fm} g = 1,1 \times 31,0 = 34,1 \text{ кН/м;}$$

$$p_d = \gamma_{fm} p = 1,3 \times 27,0 = 36,4 \text{ кН/м.}$$

Повне сумарне розрахункове граничне навантаження q_d визначаємо як суму постійних і змінних навантажень, тобто

$$q_d = g_d + p_d.$$

Характеристичне значення тривалого навантаження q_l складає:

$$q_l = g + p_l = 31,0 + 10,0 = 41,0 \text{ кН/м.}$$

Значення розрахункових експлуатаційних, граничних та повних навантажень на балку наведені в табл. 1, а розрахункова

схема балки при дії повного розрахункового граничного навантаження представлена на рис. 2.

Таблиця 1

Значення розрахункових експлуатаційних, граничних та повних навантажень на балку

Вид навантаження	Характеристичні, кН/м	Розрахункові навантаження, кН/м	
		експлуатаційні	граничні
Постійні, g	31,0	31,0	34,1
Змінні, p	27,0	27,0	36,4
Повні, q	58,0	58,0	70,5

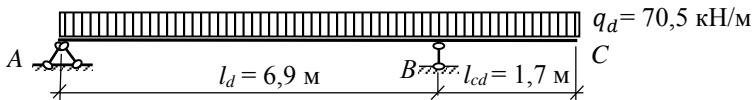


Рис. 2. Розрахункова схема балки

2. Визначення згинальних моментів і поперечних сил в перерізах балки

Однопролітна балка з консоллю є статично визначеною системою, а тому перерозподіл зусиль в перерізах не відбувається. Граничні значення згинальних моментів і поперечних сил знаходимо від дії граничного розрахункового повного навантаження $q_d = 70,5$ кН/м.

Опорний згинальний момент на опорі B визначаємо від дії навантаження на консолі за формулою

$$M_B = \frac{q_d l_{cd}^2}{2} = \frac{70,5 \times 1,7^2}{2} = 101,9 \text{ кН} \times \text{м}.$$

В прольотах згинальні моменти визначимо, розглядаючи балку як однопролітну під дією зовнішнього навантаження і опорного моменту M_B (рис. 3). Опорні реакції R_A і R_B знаходимо з умови рівності нулю суми моментів від зовнішнього навантаження і опорних реакцій відносно відповідно опор A і B .

Рівняння моментів відносно опори A в прольоті має вигляд

$$M_A = \frac{q_d l_d^2}{2} + M_B - R_{B1} l_d = 0,$$

з якого знаходимо опорну реакцію R_{B1} від завантаження прольоту зліва

$$R_{B1} = \frac{q_d l_d}{2} + \frac{M_B}{l_d} = \frac{70,5 \times 6,9}{2} + \frac{101,9}{6,9} = 258,0 \text{ кН.}$$

$q_d = 70,5 \text{ кН/м}$

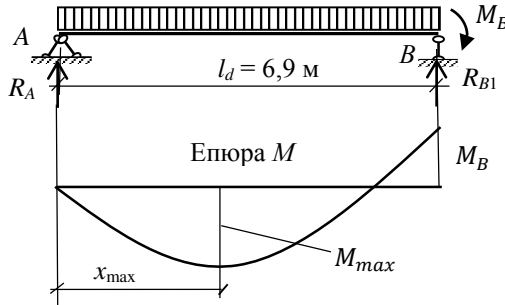


Рис. 3. Епюра моментів в прольоті балки

Аналогічно рівняння моментів відносно опори B має вигляд

$$\frac{q_d l_d^2}{2} - M_{B1} - R_A l_d = 0,$$

з якого знаходимо значення опорної реакції на опорі A

$$R_A = \frac{q_d l_d}{2} - \frac{M_B}{l_d} = \frac{70,5 \times 6,9}{2} - \frac{101,9}{6,9} = 228,5 \text{ кН.}$$

Опорні реакції знайдені вірно, якщо виконується умова

$$\begin{aligned} R_A + R_{B1} &= q_d l_d = 258,0 + 228,5 = 486,5 = \\ &= 70,5 \times 6,9 = 486,5 \text{ кН.} \end{aligned}$$

Опорні реакції визначені правильно.

Значення згинальних моментів в будь якому перерізі балки на віддалі x від опори A можна знайти за формулою

$$M_x = R_A x - \frac{q_d x^2}{2},$$

а максимальне граничне значення згинального моменту буде в перерізі при значенні $x = x_{max}$, яке знаходиться з рівняння

$$\frac{dM_x}{dx} = R_A - q_d x = 0; \quad x_{max} = \frac{R_A}{q_d} = \frac{228,5}{70,5} = 3,24 \text{ м.}$$

Максимальний момент в прольоті рівний

$$M_{max} = R_A x_{max} - \frac{q_d x_{max}^2}{2} = 228,5 \times 3,24 - \frac{70,5 \times 3,24^2}{2} = 370,3 \text{ кН} \times \text{м}.$$

Згинальні моменти в межах консолі визначаємо за формулою

$$M_{cx} = \frac{q_d(l_{cd} - x_c)^2}{2},$$

де x_c – віддаль від опори B до перерізу в консолі, що розглядається.

Значення поперечних сил в перерізах в межах прольоту та в межах консолі визначимо відповідно за формулами:

$$Q_x = R_A - q_d x; \quad Q_{cx} = q_d(l_c - x_c).$$

Величини граничних згинальних моментів та поперечних сил при значеннях $x = kl_d$ ($k = 0,1; 0,2; 0,3; 0,4; 0,5; 0,6; 0,7; 0,8; 0,9$ і $1,0$) і при $x = x_{max}$ в прольоті балки та при $x_c = k_c l_{cd}$ ($k_c = 0; 0,2; 0,4; 0,6; 0,8; 1,0$) в консолі, визначені за наведеними вище формулами, подані в табл. 2, а характер епюр – на рис. 4.

Повна опорна реакція на опорі B складається з суми реакцій від завантаження прольоту R_{B1} та від завантаження консолі R_{B2}

$$R_B = R_{B1} + R_{B2} = R_{B1} + q_d l_{cd} = 258,0 + 70,5 \times 1,7 = 377,8 \text{ кН}.$$

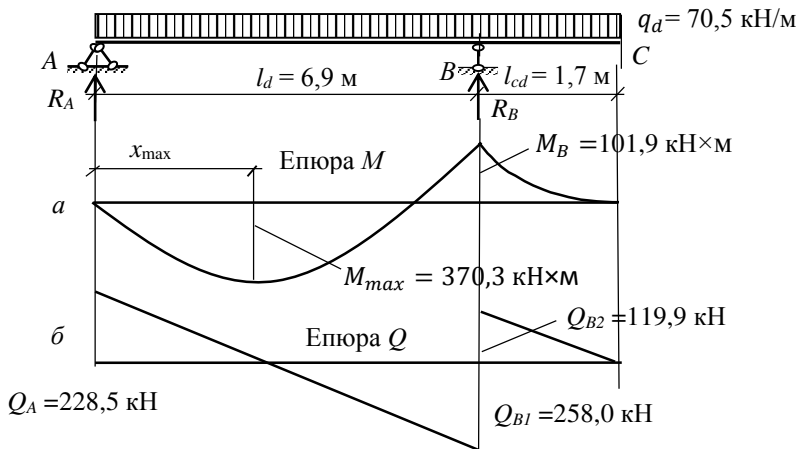


Рис. 4. Епюри згинальних моментів (а) та поперечних сил (б)

Таблиця 2

Граничні розрахункові значення згинальних моментів та поперечних сил перерізах балки

В прольоті балки			В консолі балки		
Значення $x = kl_d$, м	M_x , кН×м	Q_x , кН	Значення $x = kcl_{cd}$, м	M_{cx} , кН×м	Q_{cx} , кН
0,0 l_d	0,0	228,5	1,0 l_{cd}	101,9	119,9
0,1 l_d	140,9	179,9	0,8 l_{cd}	65,2	95,9
0,2 l_d	248,2	131,2	0,6 l_{cd}	36,7	71,9
0,3 l_d	322,0	82,6	0,4 l_{cd}	16,3	47,9
0,4 l_d	362,1	33,9	0,2 l_{cd}	4,1	24,0
x_{max}	370,3	0,0	0,0 l_{cd}	0,0	0,0
0,5 l_d	368,8	-14,7			
0,6 l_d	341,8	-63,4			
0,7 l_d	281,3	-112,0			
0,8 l_d	187,2	-160,7			
0,9 l_d	59,6	-209,3			
1,0 l_d	101,9	-258,0			

3. Механічні характеристики матеріалів

Бетон класу C25/30: характеристичне значення призмової міцності $f_{ck} = 22$ МПа; розрахункове значення призмової міцності $f_{cd} = 17$ МПа; характеристичне значення призмової міцності $f_{ck} = 22$ МПа; значення середньої міцності бетону на розтяг $f_{ctm} = 2,6$ МПа; характеристичне значення початкового модуля пружності $E_{ck} = 29000$ МПа; $E_{cm} = 35000$ МПа; відносні деформації бетону при максимальних напруженнях $f_{cd} - \varepsilon_{c1,cd} = 169 \times 10^{-5}$; відносні деформації бетону при максимальних напруженнях $f_{ck} - \varepsilon_{c1,ck} = 176 \times 10^{-5}$; граничні характеристичні відносні деформації бетону при стиску $\varepsilon_{cu1,ck} = 355 \times 10^{-5}$; граничні розрахункові відносні деформації бетону при стиску $\varepsilon_{cu1,cd} = 328 \times 10^{-5}$.

Арматура класу A500C: характеристичне значення міцності на межі фізичної текучості $f_{yk} = 500$ МПа; коефіцієнт надійності для арматури $\gamma_s = 1,05$; розрахункове значення опору

арматури розтягу $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 500/1,05 = 476$ МПа; модуль пружності арматури $E_s = 2,1 \times 10^5$ МПа; відносні деформації видовження $\epsilon_{s0} = f_{yd}/E_s = 476/(2,1 \times 10^5) = 226,7 \times 10^{-5}$.

Арматура класу А240С: розрахункове значення опору поперечної арматури $f_{ywd} = 170$ МПа; модуль пружності $E_s = 2,1 \times 10^5$ МПа.

4. Визначення площі поперечного перерізу розтягнутої арматури

Попередньо поздовжню робочу арматуру в польоті приймаємо в кількості 4 стержнів діаметром $d_s = 25$ мм ($A_s = 19,63$ см²), розташованими в два ряди по висоті, Відповідно до цього захисний шар бетону приймаємо товщиною $c = 25$ мм $= d_s = 25$ мм. В цьому випадку робоча висота перерізу при урахуванні тільки нижніх стержнів «1» складе (рис. 5)

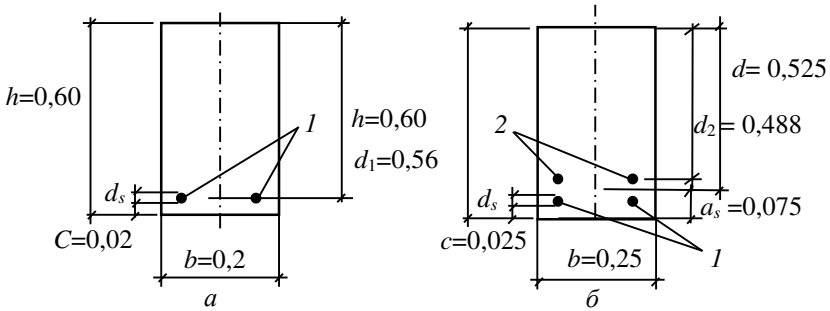


Рис. 5. Геометричні характеристики перерізу та визначення робочої висоти при врахуванні стержнів «1» (а) та «1» і «2» (б) (розміри в м)

$d_1 = h - c - 0,5d_s = 60 - 2,5 - 0,5 \times 2,5 = 56,25$ см $= 0,562$ м,
а при врахуванні стержнів тільки другого ряду «2» -

$$d_2 = h - c - d_s - v_1 - 0,5d_s = 60 - 2,5 - 2,5 - 5,0 - 0,5 \times 2,5 = 48,75$$

$$= 48,75$$
 см $= 0,488$ м.

При врахуванні в розрахунках всіх стержнів робоча висота складе

$d = h - c - d_s - 0,5v_1 = 60 - 2,5 - 2,5 - 0,5 \cdot 5 = 52,5 \text{ см} = 0,525 \text{ м}$,
де $v_1 = 50 \text{ мм}$ – віддаль між рядами стержнів в просвіті (за правилами конструювання).

Визначимо площу поперечного перерізу поздовжньої арматури в прольоті за дії максимального розрахункового згинального моменту, рівного $M_{Ed} = M_{max} = 370,3 \text{ кН}\cdot\text{м}$. В розрахунках використаємо деформаційну модель, в якій залежність між напруженнями і деформаціями в бетоні при стиску прийемо у вигляді поліному п'ятого ступеня. В цьому випадку можна прийняти максимальне значення коефіцієнта повноти епюри напружень в стиснутій зоні за табл. Б.3 додатку Б, який для бетону класу С25/30 рівний $\omega_{max} = 0,8069$.

В подальшому методом послідовних наближень знайдемо значення висоти стиснутої зони бетону $x = z_{(n)}$, яке буде задовольняти умову

$$\omega_{max} f_{cd} b z_{(n)} = \varepsilon_{s(n)} E_s A_s,$$

За табл. Б.3 додатка Б при значенні $\omega = \omega_{max}$ відношення $\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} = 1,6$, а коефіцієнт $\beta = 0,458$. За таких параметрів деформації стиснутого бетону крайньої фібри складають

$$\varepsilon_{c(1)} = 1,6\varepsilon_{c1} = 1,6 \times 169 \times 10^{-5} = 270,4 \times 10^{-5}.$$

На першому кроці прийемо

$$z_{(1)} = 0,5d = 0,5 \times 0,525 = 0,262 \text{ м}.$$

За гіпотезою плоских перерізів деформації в арматурі складають

$$\varepsilon_{s(1)} = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (d - z_{(1)}) = \frac{270,4 \times 10^{-5}}{0,262} (0,525 - 0,262) = 270,4 \times 10^{-5},$$

що більше, ніж $\varepsilon_{s0} = 226,7 \times 10^{-5}$. Подальше приймаємо $\varepsilon_{s(2)} = \varepsilon_{s0}$. За прийнятих значень деформацій на другому кроці знаходимо значення $z_{(2)}$:

$$z_{(2)} = \frac{d\varepsilon_{c(2)}}{\varepsilon_{c(2)} + \varepsilon_{s(2)}} = \frac{0,525 \times 270,4 \times 10^{-5}}{270,4 \times 10^{-5} + 226,7 \times 10^{-5}} = 0,286 \text{ м}.$$

Сумарну площу робочої арматури знайдемо за формулою

$$A_{s(2)} = \frac{\omega_{max} f_{ca} b z_{(2)}}{\varepsilon_{s(2)} E_s} = \frac{0,8069 \times 17 \times 10^6 \times 0,25 \times 0,286}{226,7 \times 10^{-5} \times 2,1 \times 10^5 \times 10^6} =$$

$$= 0,00206 \text{ м}^2 = 20,6 \text{ см}^2,$$

що більше, ніж попередньо прийнято. Необхідно збільшити площу арматури. Приймаємо в першому ряду 2Ø28A500C ($A_{s1} = 12,32 \text{ см}^2$), в другому ряді – 2Ø25A500C ($A_{s2} = 9,82 \text{ см}^2$) з сумарною площею $A_s = 22,14 \text{ см}^2 = 0,002214 \text{ м}^2$ (мінімальна площа арматури

$$A_{s,min} = 0,0013bd = 0,0013 \times 25 \times 51,7 = 1,7 \text{ см}^2$$

та за формулою

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{2,6 \times 10^6}{500 \times 10^6} 25 \times 51,7 = 1,75 \text{ см}^2.$$

Фактичний процент армування знаходиться в рекомендованих межах

$$0,13\% < \rho = \frac{A_s}{bd} \times 100 \% = \frac{22,14}{25 \times 51,7} \times 100\% = 1,71\% < 4\%.$$

Оскільки змінили діаметр арматури першого ряду, то збільшуємо товщину захисного шару бетону до $c = 30 \text{ мм} > d_{s1} = 28 \text{ мм}$ і уточнюємо робочі висоти поперечного перерізу:

$$d_1 = h - c - 0,5d_{s1} = 60 - 3 - 0,5 \times 2,8 = 55,6 \text{ см} = 0,556 \text{ м};$$

$$d_2 = h - c - d_{s1} - v - 0,5d_{s2} = 60 - 3 - 2,8 - 5 - 0,5 \times 2,5 =$$

$$= 47,95 \text{ см} = 0,479 \text{ м}.$$

$$d = h - c - d_{s1} - 0,5v = 60 - 3 - 2,8 - 0,5 \times 5 = 51,7 \text{ см}.$$

Висота стиснутої зони практично не зміниться, а тому приймаємо $z_{(3)} = z_{(2)} = 0,286 \text{ м}$.

Величину деформації в стержнях другого ряду знайдемо за гіпотезою плоских перерізів при $\varepsilon_{s1(3)} = \varepsilon_{s0} = 226,7 \times 10^{-5}$

$$\varepsilon_{s2(3)} = \frac{\varepsilon_{s1(3)}}{d_1 - z_{(3)}} (d_2 - z_{(3)}) = \frac{226,7 \times 10^{-5}}{0,556 - 0,286} (0,479 - 0,286) =$$

$$= 162,1 \times 10^{-5}.$$

Несучу здатність нормального перерізу за прийнятого армування визначимо за формулою

$$M_{Sd(1+2)} = \beta f_{cd} b z_{(3)}^2 + A_{s1} \varepsilon_{s1(3)} E_s (d_1 - z_{(3)}) + A_{s2} \varepsilon_{s2(3)} E_s (d_2 - z_{(3)}) = 0,458 \times 17 \times 10^6 \times 0,25 \times 0,286^2 + 0,001232 \times 226,7 \times 10^{-5} \times 2,1 \times 10^5 \times 10^6 (0,556 - 0,286) + 0,000982 \times 162,1 \times 10^{-5} \times 2,1 \times 10^5 \times 10^6 (0,479 - 0,286) = 382430 \text{ Н} \times \text{м} = 382,43 \text{ кН} \times \text{м}.$$

Відношення $\frac{M_{Sd}}{M_{Ed}} = \frac{382,43}{370,3} = 1,03$ задовольняє умові $M_{Ed} < M_{Sd(1+2)} < 1,1M_{Ed}$, що свідчить про правильно підібрану площу робочої арматури.

Для армування консолі попередньо приймаємо арматуру в кількості 4Ø16A500C, розташовану в два ряди по висоті у верхній розтягнутій зоні консолі (рис. 6).

Для перерізу на опорі його робоча висота складає $d = h - c - d_s - 0,5v_1 = 60 - 2,0 - 1,6 - 0,5 \cdot 4,0 = 54,4 \text{ см} = 0,544 \text{ м}$ (тут $v_1 = 40 \text{ мм}$).

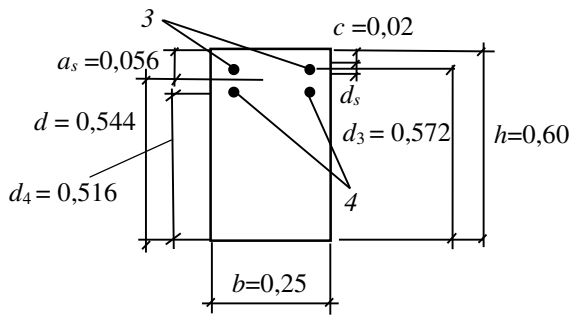


Рис. 6. Геометричні характеристики поперечного перерізу на опорі B

Розрахунковий згинальний момент від зовнішнього навантаження складає $M_{Ed} = 101,9 \text{ кН} \times \text{м}$. Оскільки цей момент суттєво відрізняється за величиною від моменту в прольоті, на

першому кроці розрахунків висоту стиснутої зони прийємо $z_{(1)} = 0,25d = 0,25 \times 0,544 = 0,136$ м.

Середні деформації в арматурі складають

$$\begin{aligned} \varepsilon_{s(1)} &= \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (d - z_{(1)}) = \\ &= \frac{270,4 \times 10^{-5}}{0,136} (0,544 - 0,136) = 811,2 \times 10^{-5}, \end{aligned}$$

що суттєво більше, ніж $\varepsilon_{s0} = 226,7 \times 10^{-5}$. Приймаємо $\varepsilon_{s(2)} = \varepsilon_{s0}$ і на другому кроці при $z_{(2)} = z_{(1)} = 0,136$ м уточнюємо деформацію стиснутого бетону $\varepsilon_{c(2)}$:

$$\varepsilon_{c(2)} = \frac{\varepsilon_{s(2)} z_{(2)}}{d - z_{(2)}} = \frac{226,7 \times 10^{-5} \times 0,136}{0,544 - 0,136} = 75,6 \times 10^{-5}.$$

Відношення $\eta = \varepsilon_{c(2)} / \varepsilon_1 = 75,6 \times 10^{-5} / 176 \times 10^{-5} = 0,43$, за якого значення коефіцієнтів $\beta = 0,283$ і $\omega = 0,441$ (табл. Б.1 додатка Б).

На другому кроці сумарну площу робочої арматури знайдемо за формулою

$$\begin{aligned} A_{s(2)} &= \frac{\omega f_{cd} b z_{(2)}}{\varepsilon_{s(2)} E_s} = \frac{0,441 \times 17 \times 10^6 \times 0,25 \times 0,136}{226,7 \times 10^{-5} \times 2,1 \times 10^5 \times 10^6} = \\ &= 0,00054 \text{ м}^2 = 5,4 \text{ см}^2. \end{aligned}$$

За такого армування перевіряємо несучу здатність за формулою

$$\begin{aligned} M_{Sd} &= \beta f_{cd} b z_{(2)}^2 + A_{s(2)} \varepsilon_{s1(2)} E_s (d - z_{(2)}) = \\ &= 0,283 \times 17 \times 10^6 \times 0,25 \times 0,136^2 + \\ &+ 0,00054 \times 226,7 \times 10^{-5} \times 2,1 \times 10^5 \times 10^6 (0,544 - 0,136) = \\ &= 127578,7 \text{ Н} \times \text{м} = 127,6 \text{ кН} \times \text{м}. \end{aligned}$$

Відношення $\frac{M_{Sd}}{M_{Ed}} = \frac{127,6}{101,9} = 1,25 > 1,1$. Тому необхідно зменшити кількість арматури. Для цього на третьому кроці зменшимо висоту стиснутої зони і прийємо

$$z_{(3)} = z_{(2)} (1 - 0,1) = 0,136 \times 0,9 = 0,122 \text{ м}.$$

Уточнюємо відносну деформацію стиснутого бетону

$$\varepsilon_{c(3)} = \frac{226,7 \times 10^{-5} \times 0,122}{0,544 - 0,122} = 65,54 \times 10^{-5} .$$

Відношення $\eta = \varepsilon_{c(3)} / \varepsilon_1 = 65,54 \times 10^{-5} / 176 \times 10^{-5} = 0,372$, за якого значення коефіцієнтів $\beta = 0,254$ і $\omega = 0,394$ (табл. Б.1 додатка Б).

На третьому кроці наближення визначимо площу арматури

$$A_{s(2)} = \frac{\omega f_{cd} b z_{(2)}}{\varepsilon_{s(2)} E_s} = \frac{0,394 \times 17 \times 10^6 \times 0,25 \times 0,122}{226,7 \times 10^{-5} \times 2,1 \times 10^5 \times 10^6} = 0,00043 \text{ м}^2 = 4,3 \text{ см}^2 .$$

Приймаємо повну площу арматури 4Ø12A500C з $A_s = 4,52 \text{ см}^2$, розташовані в два ряди по висоті по 2Ø12A500C ($A_{s3} = A_{s4} = 2,26 \text{ см}^2$).

Уточнюємо значення робочої висоти перерізу для кожного ряду арматури та деформації в другому ряді арматури за $z = z_{(3)}$ (рис. 6):

$$d_3 = h - c - 0,5d_s = 60 - 2,0 - 0,5 \times 1,2 = 57,4 \text{ см} = 0,574 \text{ м};$$

$$d_4 = h - c - d_s - v_1 - 0,5d_s = 60 - 2,0 - 1,2 - 4,0 - 0,5 \times 1,2 = 52,2 \text{ см} = 0,522 \text{ м (тут } v_1 = 40 \text{ мм)};$$

$$\varepsilon_{s2} = \frac{\varepsilon_{s1}}{d_3 - z} (d_{(2)} - z) = \frac{226,7 \times 10^{-5}}{0,574 - 0,122} (0,522 - 0,122) = 200,6 \times 10^{-5} .$$

За прийнятого армування несуча здатність нормального перерізу на опорі складає

$$M_{sd(3+4)} = \beta f_{cd} b z_{(3)}^2 + A_{s3} \varepsilon_{s1(3)} E_s (d_3 - z_{(3)}) + A_{s4} \varepsilon_{s2(3)} E_s (d_4 - z_{(3)}) = 0,254 \times 17 \times 10^6 \times 0,25 \times 0,122^2 + 0,000226 \times 226,7 \times 10^{-5} \times 2,1 \times 10^5 \times 10^6 (0,574 - 0,122) + 0,000226 \times 200,6 \times 10^{-5} \times 2,1 \times 10^5 \times 10^6 (0,522 - 0,122) = 102781 \text{ Н} \times \text{м} = 102,8 \text{ кН} \times \text{м} > M_{Ed} = 101,9 \text{ кН} \times \text{м} .$$

Відношення $1 < \frac{M_{sd(2)}}{M_{Ed}} = \frac{102,8}{101,9} = 1,01 < 1,1$, що свідчить про ефективно підбрану арматуру для армування консолі балки.

5. Обрив поздовжньої арматури

За максимальними згинальними моментами від дії зовнішнього навантаження в прольоті і на опорі підібрано за розрахунком по чотири стержні, розташованих в два ряди по висоті. З метою економії арматури стержні других рядів від нижньої і верхньої граней балки можна обірвати в перерізах, де вони за розрахунком не потрібні. Для цього визначимо несучу здатність нормальних перерізів в прольоті і на опорі з стержнями крайніх рядів.

Несучу здатність перерізів знайдемо шляхом послідовних наближень, змінюючи відносну деформацію крайньої стиснутої фібри бетону ε_c через $0,1\varepsilon_{c1}$. Для пролітного поперечного перерізу за умови армування 2Ø28A500C розрахунки зведені в табл. 3.

Таблиця 3

Значення розрахункових моментів $M_{sd(1)}$ (кН×м), який може прийняти переріз в прольоті з арматурою 2Ø28A500C (стержні «I»)

$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$	$\varepsilon_c \times 10^5$	$\varepsilon_s \times 10^5$	$\chi \times 10^5 / m$	M_{sd1} , кН×м
0,8	135,2	219,4	637.7	272.2
0,9	152,1	226,87	681.4	282.1
1,0	169,0	226,87	711.8	283.1
1,1	185,9	226,87	742.2	283.5
1,2	202,8	226,87	772.6	283.8
1,3	219,7	226,87	803.0	283.9
1,4	236,6	226,87	833.4	284.2
1,5	253,5	226,87	863.8	284.1
1,6	270,4	226,87	894.2	283.7

За даними табл. 3 можна побудувати залежність $M_{sd(1)}$ – χ (момент – кривизна) і на ній знайти максимальний момент. Але

з табл. 3 видно, що максимальний момент може бути прийнятий при $\eta = 1,4$ і рівний $M_{Sd(1)} = 284,2$ кН×м. Розташування перерізів (віддаль від опори A), де можна обірвати стержні другого ряду «2» в прольоті, визначимо з рівняння

$$\begin{aligned} R_A x - \frac{q_d x^2}{2} &= M_{Sd(1)}, \text{ з якого } x = \frac{R_A}{q_d} \mp \sqrt{\frac{R_A^2}{q_d^2} - \frac{2M_{Sd(1)}}{q_d}} = \\ &= \frac{228,5}{70,5} \mp \sqrt{\frac{228,5^2}{70,5^2} - \frac{2 \times 284,2}{70,5}} = 3,24 \mp 1,56. \\ x_1 &= 1,68 \text{ м}; x_2 = 4,80 \text{ м}. \end{aligned}$$

В перерізах зі знайденими значеннями x знаходяться місця теоретичного обриву стержнів (МТО) другого ряду. Для анкерування стержнів за МТО стержні заводяться на $10d_{s2} = 10 \times 2,5 = 25$ см.

Несучу здатність перерізу з урахуванням арматури тільки другого ряду A_{s2} можна визначити за формулою

$$M_{Sd(2)} = M_{Sd(1+2)} - M_{Sd(1)} = 382,43 - 284,2 = 98,23 \text{ кН} \times \text{м}.$$

В межах консолі можна обірвати два стержні другого ряду «4». Для цього визначимо несучу здатність перерізу балки за умови армування її стержнями першого ряду «3» – $2\text{Ø}12\text{A}500\text{C}$ ($A_{s3} = 2,26$ см²). Розрахунки зведені в табл. 4.

З таблиці 4 встановлюємо, що момент $M_{Sd(3)} = 60,4$ кН×м.

Місце теоретичного обриву стержнів «4» в межах консолі знайдемо з рівняння

$$\begin{aligned} \frac{q_d(l_{cd} - x_c)^2}{2} &= M_{Sd(3)}, \text{ з якого } x = l_{cd} \mp \sqrt{\frac{2M_{Sd(3)}}{q_d}} = 1,7 \mp \sqrt{\frac{2 \times 60,4}{70,5}}. \\ x_1 &= 1,7 - 1,3 = 0,4 \text{ м}. \end{aligned}$$

В межах прольоту МТО стержнів нижнього ряду опорної арматури «4» знайдемо за формулою

$$\begin{aligned} x &= \frac{R_A}{q_d} \mp \sqrt{\frac{R_A^2}{q_d^2} - \frac{2M_{Sd(3)}}{q_d}} = \frac{228,5}{70,5} \mp \sqrt{\frac{228,5^2}{70,5^2} - \frac{2 \times 60,4}{70,5}} = \\ &= 3,24 + 3,49 = 6,73 \text{ м}. \end{aligned}$$

Таблиця 4

Значення розрахункових моментів $M_{sd(3)}$ (кН×м), який може сприйняти переріз на опорі з арматурою 2Ø12A500С (стержні «3»)

$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$	$\varepsilon_c \times 10^5$	$\varepsilon_s \times 10^5$	$\chi \times 10^5, 1/\text{м}$	$M_{sd1}, \text{кН} \times \text{м}$
0,8	135,2	97,2	651,2	60,2
0,9	152,1	184,2	683,3	60,3
1,0	169,0	226,7	711,8	60,3
1,1	185,9	226,7	742,1	60,3
1,2	202,8	226,7	772,6	60,3
1,3	219,7	226,7	802,9	60,4
1,4	236,6	226,7	833,3	60,3
1,5	253,5	226,7	863,7	60,3
1,6	270,4	226,7	894,2	60,3

За місце обриву верхніх стержнів «3» приймаємо переріз, де $M_{Ed} = 0$. Цій умові відповідає $x = 6,48$ м. За МТО стержні заводяться на $10d_s = 10 \times 1,2 = 12$ см.

Несучу здатність перерізу в консолі з урахуванням арматури тільки другого ряду A_{s4} можна визначити за формулою

$$M_{sd(4)} = M_{sd(3+4)} - M_{sd(3)} = 101,4 - 60,4 = 41,0 \text{ кН} \times \text{м}.$$

6. Розрахунок несучої здатності балки по похилим перерізам

Більша поперечна сила від зовнішнього навантаження виникає на опорі і рівна $Q_{B1} = 258,0$ кН. Розрахунковий переріз знаходиться від лівої опори на віддалі $x + d_1 = 6,48 + 0,57 = 7,05$ м $> l_d = 6,9$ м, тобто в межах опори. В зв'язку з цим розрахункову поперечну силу приймаємо в перерізі по грані опори з боку прольоту і рівну

$$V_{Ed} = Q_{B1} - 0,5b_w q_d = 258,0 - 0,5 \times 0,4 \times 70,5 = 243,9 \text{ кН}.$$

Розрахункову величину опору похилого перерізу зсуву без урахування поперечного армування визначимо за формулою

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] b d_1,$$

в якій: $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c = 0,18 / 1,3 = 0,1385$ МПа; $f_{ck} = 22$ МПа;

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b d_1} = \frac{2,26}{25 \times 57,4} = 0,0016 \quad - \quad \text{коефіцієнт поздовжнього}$$

армування 2Ø12A500С (верхні стержні, що обриваються в межах прольоту);

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_1}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{57,4}} = 1,58 < 2.$$

$$V_{Rd,c} = \left[0,1385 \times 1,58 (\sqrt[3]{(100 \times 0,0016 \times 22)}) \right] \times 250 \times 57,4 = \\ = 47731,7 \text{ Н} = 47,7 \text{ кН} < V_{Ed} = 243,9 \text{ кН}.$$

Мінімальне значення

$$V_{Rd,c} = V_{min} b d_1 = 0,33 \times 250 \times 57,4 = 47355 \text{ Н} = 47,4 \text{ кН} < 47,7 \text{ кН}.$$

$$V_{min} = 0,035 \sqrt{f_{ck} k^3} = 0,035 \sqrt{22 \times 1,58^3} = 0,33 \text{ МПа}.$$

Необхідно влаштувати поперечну арматуру за розрахунком.

При армуванні вертикальними поперечними стержнями їхній крок не повинен перевищувати

$$s_w \leq 0,75d = 0,75 \times 51,7 = 38,7 \text{ см}.$$

Приймаємо $s_w = 30$ см.

Для визначення площі поперечного перерізу поперечних стержнів A_{sw} використаємо формулу

$$V_{Ed} = \frac{A_{sw}}{s_w} z f_{ywd} \cot \theta, \text{ з якої } A_{sw} = \frac{V_{Ed} s_w}{z f_{ywd} \cot \theta}.$$

Величину кута визначимо за формулою

$$\cot \theta = k_2 (4,5 - 0,15 v_{Ed}^2 - 0,09 v_{Ed}) = \\ 0,9 (4,5 - 0,15 \times 1,89^2 - 0,09 \times 1,89) = 3,794 > 2,5.$$

де $v_{Ed} = V_{Ed}/(bd) = 243900/(250 \times 517) = 1,89$ МПа; $k_2 = 0,9$;
 $z = 0,9d = 0,9 \times 51,7 = 46,5$ см; $f_{ywd} = 170$ МПа.

Приймаємо $\cot \theta = 2,5$; $\tan \theta = 0,4$ і визначаємо

$$A_{sw} = \frac{243900 \times 300}{465 \times 170 \times 2,5} = 370,2 \text{ мм}^2 = 3,7 \text{ см}^2.$$

Приймаємо в одній площині 2Ø16A240C з $A_{sw} = 4,02 \text{ см}^2$.

Перевіряємо несучу здатність похилого перерізу з прийнятою арматурою, для цього визначаємо одну із менших величин, зменшивши значення f_{ywd} до $0,8f_{ywd}$ та прийнявши $\alpha_{cw} = 0,8$:

$$\begin{aligned} V_{Rds} &= \frac{A_{sw}}{s_w} z f_{ywd} \cot \theta = \\ &= \frac{402}{300} \times 465 \times 0,8 \times 170 \times 2,5 = 211854 \text{ Н}. \\ V_{Rd,max} &= \alpha_{cw} b z v_1 f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) = \\ &= 0,6 \times 250 \times 465 \times 0,6 \times \frac{17}{(2,5+0,4)} = 264817 \text{ Н} = 264,8 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Приймаємо $V_{Rds} = 211,8 \text{ кН} < V_{Ed} = 243,9 \text{ кН}$. Несуча здатність не забезпечена, в зв'язку з цим зменшуємо крок поперечної арматури, приймаючи $s_w = 25 \text{ см}$, і повторно визначаємо несучу здатність

$$V_{Rds} = \frac{402}{250} \times 465 \times 0,8 \times 170 \times 2,5 = 254225 \text{ Н} = 254,2 \text{ кН}.$$

Несуча здатність похилих перерізів в межах прольоту забезпечена, оскільки $V_{Rds} > V_{Ed}$.

Розрахункова поперечна сила по грані опори з боку консолі складає

$$\begin{aligned} V_{Ed} &= Q_{B2} - 0,5b_w q_d = 119,9 - 0,5 \times 0,4 \times 70,5 = \\ &= 105,8 \text{ кН} < V_{Rd,c}. \end{aligned}$$

Приймемо попередньо крок поперечних стержнів $s_w = 30 \text{ см}$ і визначимо необхідну їхню площу поперечного перерізу, визначивши:

$$\begin{aligned} v_{Ed} &= V_{Ed} / (bd) = 105800 / (250 \times 544) = 0,75 \text{ МПа}; k_2 = 0,9; \\ \cot \theta &= 0,9(4,5 - 0,15 \times 0,75^2 - 0,09 \times 0,75) = 3,913 > 2,5; \\ \cot \theta &= 2,5; \tan \theta = 0,4; z = 0,9d = 0,9 \times 54,4 = 49,0 \text{ см}, \end{aligned}$$

$$A_{sw} = \frac{105800 \times 300}{490 \times 170 \times 2,5} = 152,4 \text{ мм}^2 = 1,52 \text{ см}^2.$$

Приймаємо в одній площині 2Ø10A240С з $A_{sw} = 1,57 \text{ см}^2$ (за конструктивними вимогами мінімальний діаметр поперечних стержнів при поздовжній арматурі діаметром 12 мм складає 3 мм).

Перевіряємо несучу здатність похилих перерізів в консолі:

$$V_{Rds} = \frac{A_{sw}}{s_w} z f_{ywd} \cot \theta = \frac{157}{300} \times 490 \times 0,8 \times 170 \times 2,5 = 87187 \text{ Н.}$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b z v_1 f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) = 0,6 \times 250 \times 490 \times 0,6 \times \frac{17}{(2,5+0,4)} = 258517 \text{ Н} = 258,5 \text{ кН.}$$

Приймаємо $V_{Rds} = 87, \text{ кН} < V_{Ed} = 105,8 \text{ кН}$. Несуча здатність не забезпечена. Зменшуємо крок поперечної арматури до $s_w = 25 \text{ см}$ і повторно перевіряємо умову:

$$V_{Rds} = \frac{157}{250} \times 490 \times 0,8 \times 170 \times 2,5 = 104\,624 \text{ Н} = 104,6 \text{ кН.}$$

Несуча здатність похилих перерізів в межах прольоту забезпечена, оскільки $V_{Rds} \approx V_{Ed}$ (розбіжність складає 1%).

7. Розрахунок балки за шириною розкриття тріщин

Визначимо ширину розкриття тріщин в нормальному перерізі в прольоті балки. Оскільки розрахунок за шириною розкриття тріщин відноситься до розрахунків за граничними станами другої групи, використовуємо характеристичні значення навантажень та механічних характеристик матеріалів.

Характеристичне значення згинального моменту M_{Ek} від дії зовнішнього навантаження можна знайти за залежністю

$$M_{Ek} = M_{Ed} q_k / q_d = 370,3 \times 58,1 / 70,5 = 305,2 \text{ кН} \times \text{м,}$$

де $q_k = 58,1 \text{ кН/м}$ – експлуатаційне (характеристичне) рівномірно розподілене навантаження на балку (табл. 1).

Аналогічно знайдемо згинальний момент від дії довготривалого навантаження

$$M_{Ekl} = M_{Ed} q_l / q_d = 370,3 \times 41,0 / 70,5 = 215,4 \text{ кН} \times \text{м.}$$

Для визначення ширини розкриття тріщини w_k використаємо формулу норм, яка має вигляд

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - s_{ctm}).$$

Максимальний крок тріщин визначимо за формулою

$$s_{r,max} = 3,4c + 0,425k_1k_2d_{eq}/\rho_{p,eff} = 3,4 \times 30 + (0,425 \times 0,8 \times 0,5 \times 26,6)/0,084 = 102 + 56,7 = 155,8 \text{ мм.}$$

В формулі прийняті такі значення параметрів:

$c = 30$ мм – прийнятий захисний шар бетону;

$k_1 = 0,8$ – для стержнів з високим зчепленням (періодичного профілю);

$k_2 = 0,5$ – для згину;

$d_s = 28$ мм; $\rho_{p,eff} = A_s/A_{c,eff} = 22,14 / 262,5 = 0,084$;

$A_s = 22,14 \text{ см}^2$ – площа поздовжньої арматури;

$A_{c,eff} = bh_{c,eff} = 25 \times 10,5 = 262,5 \text{ см}^2$ – фактична площа розтягнутого бетону;

$h_{c,eff} = 10,5$ см (менша із величин: $2,5(h - d) = 2,5(60 - 51,7) = 20,8$ см);

$(h - x)/3 = (60 - 28,6)/3 = 10,5$ см; $x = z = 28,6$ см – з розрахунку за несучою здатністю;

$h/2 = 60/2 = 30$ см);

$d_{eq} = \frac{n_1 d_{s1}^2 + n_2 d_{s2}^2}{n_1 d_{s1} + n_2 d_{s2}} = \frac{2 \times 28^2 + 2 \times 25^2}{2 \times 28 + 2 \times 25} = 26,6$ мм – еквівалентний діаметр стержнів, оскільки переріз армований стержнями 2Ø28A500C + 2Ø25A500C.

Різницю між середніми деформаціями в арматурі і бетоні визначаємо за формулою

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}) = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}(1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{\rho_{p,eff}}}{E_s},$$

в якій напруження в арматурі необхідно знаходити від нетривалої дії повного навантаження ($M_{Ek} = 305,2 \text{ кН} \times \text{м}$) та від нетривалої

і довготривалої дії тривалої частини навантаження ($M_{Ekl} = 215,4 \text{ кН} \times \text{м}$).

Для визначення цих напружень знаходимо величини згинальних моментів, які сприймає переріз при зміні деформацій крайньої стиснутої фібри бетону через $0,1\varepsilon_{cu1,ck}$. Обчислення виконаємо так, як в розрахунках несучої здатності, при цьому використовуємо характеристики матеріалів, що стосуються розрахунків за граничними станами другої групи (табл. 5).

З табл. 5 з використанням інтерполяції при $M_{Ek} = 305,2 \text{ кН} \times \text{м}$ напруження в арматурі дорівнюють $\sigma_s = 318,1 \text{ МПа}$, а при $M_{Ekl} = 215,4 \text{ кН} \times \text{м}$ - $\sigma_s = 221,5 \text{ МПа}$.

Різниця деформацій арматури і бетону при короткочасній дії повного характеристичного навантаження рівна

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm})_1 = \frac{318,1 \times 10^6 - 0,6 \frac{2,6 \times 10^6}{0,084} (1 + 6,5 \times 0,084)}{2,1 \times 10^5 \times 10^6} = 137,8 \times 10^{-5}.$$

Різниця деформацій арматури і бетону при короткочасній та довготривалій дії тривалої частини навантаження відповідно рівні:

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm})_2 = \frac{221,5 \times 10^6 - 0,6 \frac{2,6 \times 10^6}{0,084} (1 + 6,5 \times 0,084)}{2,1 \times 10^5 \times 10^6} = 91,8 \times 10^{-5};$$

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm})_3 = \frac{221,5 \times 10^6 - 0,4 \frac{2,6 \times 10^6}{0,084} (1 + 6,5 \times 0,084)}{2,1 \times 10^5 \times 10^6} = 96,4 \times 10^{-5}.$$

При обчисленні використані такі величини: $\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{2,1 \times 10^5}{32,5 \times 10^3} = 6,5$; $f_{ct,eff} = f_{ctm} = 2,6 \text{ МПа}$; $k_t = 0,6$ і $0,4$ - відповідно при короткотривалій та довготривалій дії навантаження.

Знаходимо ширину розкриття тріщин від короткотривалої дії повного навантаження, від короткотривалої та довготривалої дії тривалих навантажень відповідно

$w_{k1} = 155,8 \times 137,8 \times 10^{-5} = 0,21$ мм; $w_{k2} = 155,8 \times 91,8 \times 10^{-5} = 0,14$ мм; $w_{k3} = 155,8 \times 96,4 \times 10^{-5} = 0,15$ мм.

Повна ширина розкриття тріщин

$$w_k = w_{k1} - w_{k2} + w_{k3} = 0,21 - 0,14 + 0,15 = 0,22 \text{ мм,}$$

що менше $w_{ku} = 0,3$ мм. Тріщиностійкість балки забезпечена.

Таблиця 5

Значення моментів внутрішніх сил M_{Sk} , деформацій матеріалів, напружень в арматурі та кривини залежно від деформацій крайньої фібри стиснутого бетону

$\eta = \epsilon_c / \epsilon_{cu1,ck}$	$\epsilon_c \times 10^5$	$\epsilon_s \times 10^5$	$\chi \times 10^5, 1/m$	$\sigma_s, \text{ МПа}$	$M_{Sk}, \text{ кН} \times \text{м}$
0,2	35,2	59,3	170,0	124,6	123,0
0,3	52,8	86,3	250,2	181,3	177,5
0,4	70,4	111,7	327,4	234,5	227,6
0,5	88,0	134,4	400,0	282,2	272,3
0,6	105,6	155,3	469,3	326,2	312,6
0,7	123,2	174,6	537,5	366,7	348,8
0,8	140,5	192,3	599,1	403,9	409,8

8. Визначення прогину балки в прольоті

Для визначення прогину балки використаємо формулу у вигляді

$$f = k_m \chi l_d^2,$$

де $k_m = 0,042$ – для балок на двох опорах, одна з яких завантажена моментом;

χ – кривизна, яка визначається окремо від нетривалої дії повного та змінного тривалого навантаження і від довготривалої дії тривалого навантаження.

Значення кривизни приймаємо за даними табл. 5, використовуючи інтерполяцію, для значень моментів $M_{Ek} = 305,2$

і $M_{Ekl} = 215,4$ кН×м, які виявилися відповідно рівними $\chi_k = 455,6 \times 10^{-5}$ і $\chi_{kl} = 308,6 \times 10^{-5}$ 1/м.

Значення прогинів

$$f_1 = k_m \chi_k l_d^2 = 0,042 \times 455,6 \times 10^{-5} \times 6,9^2 = 0,0091 \text{ м} = 0,91 \text{ см};$$

$$f_2 = k_m \chi_{kl} l_d^2 = 0,042 \times 308,6 \times 10^{-5} \times 6,9^2 = 0,0062 \text{ м} = 0,62 \text{ см};$$

$$f_3 = \varphi_k k_m \chi_k l_d^2 = 2,5 \times 0,042 \times 308,6 \times 10^{-5} \times 6,9^2 = 0,0154 \text{ м} = 1,54 \text{ см}.$$

При обчисленні прогину f_3 значення коефіцієнта φ_k відповідно до табл. А.5 додатка А прийнято рівним $\varphi_k = 2,5$.

Повний прогин балки в прольоті складає

$$f = f_1 - f_2 + f_3 = 0,91 - 0,62 + 1,54 = 1,83 \text{ см}.$$

Значення граничного прогину дорівнює

$$f_u = l_d / 200 = 690 / 200 = 3,45 \text{ см} > f = 1,83 \text{ см}.$$

Жорсткість балки забезпечена.

9. Конструювання балки

Товщина захисного шару бетону визначена під час розрахунків і прийнята: в прольоті $c = 30$ мм; для арматури в консолі $c = 20$ мм; для поперечних стержнів $c \geq 15$ мм. До поверхні торців балки поздовжні стержні не доводяться на 15 мм (рис. 7)

Довжина стержнів «1» в прольоті складає $l_1 = 6885$ мм, а їх анкерування на лівій опорі $l_b = 385$ мм $> 10d_{s1} = 280$ мм. Довжина стержнів «2» другого ряду з урахуванням довжини анкерування складає $l_2 = x_2 - x_1 + 2 \times 10d_{s2} = 4800 - 1680 + 2 \times 10 \times 25 = 3720$ мм. Обрив в прольоті стержнів «2» дав змогу зекономити в балці 63 % арматури діаметром 25 мм.

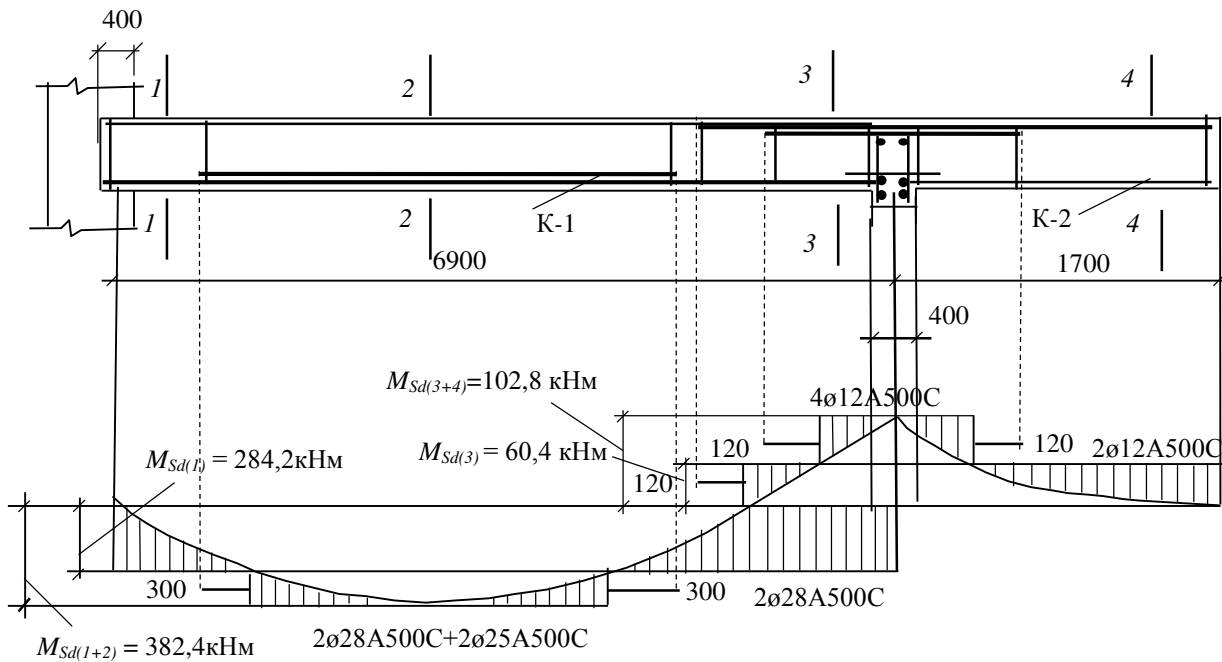
Стержні «3» в консолі не доводяться до торця балки на 15 мм і заводяться в прольоті за переріз з нульовим значенням

моменту на $10 d_{сз}$. З урахуванням цього його довжина складе $l_3 = 6900 - 6480 + 1700 - 15 + 120 = 2225$ мм. Довжина стержнів «4» складає $l_3 = 6900 - 6730 + 400 + 240 = 810$ мм. За рахунок обриву стержнів «4» зекономлено 30 % арматури діаметром 12 мм.

Торці поперечних стержнів не доводяться до поверхонь балки на 15 мм, а тому їх довжина складає $600 - 2 \times 15 = 570$ мм. Крок поперечних стержнів на віддалі від осей опор на $l_d/4$ встановлюються за розрахунком $s_w = 250$ мм, а в середній частині балки $s_w = 350$ мм $< s_{max}$. Віддаль від осі поздовжніх стержнів до торця поперечних приймаємо не менше діаметра першого.

Поздовжню монтажну арматуру встановлюємо конструктивно із стержнів діаметром 12 мм класу А400С.

За визначеною арматурою виготовляється по два каркаси для армування балки в прольоті та в консолі.



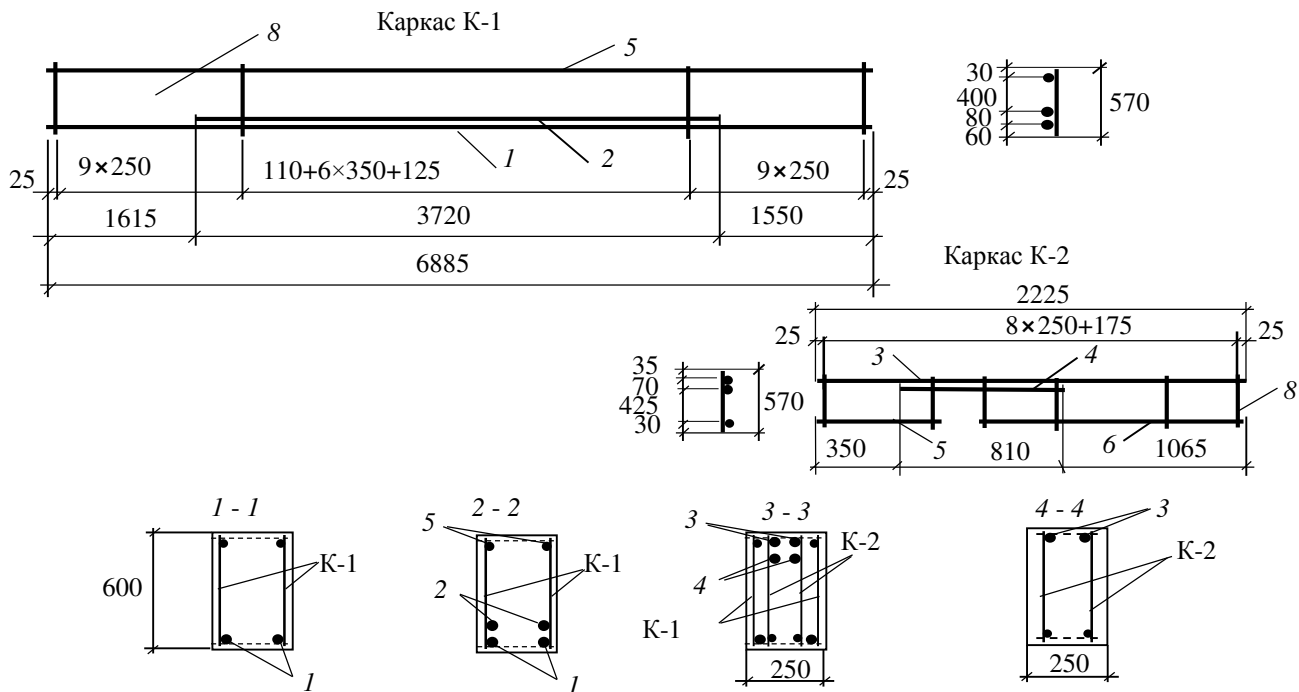


Рис. 7. Схема армування залізобетонної однопролітної балки з консоллю

6.2. Розрахунок і конструювання двопролітної нерозрізної залізобетонної балки

Вихідні дані

1. Відстань у чистоті між гранями опор $l_n = 5,5$ м.
2. Довжина обпирання $t = 0,3$ м.
3. Ширина залізобетонного монолітного ригеля $b_w = 0,3$ м.
4. Характеристичні навантаження:
 - постійне $g = 28,0$ кН/м,
 - змінне $p = 24,0$ кН/м.
 - змінне тривале $p_l = 14,0$ кН/м,
5. Коефіцієнти надійності за навантаженням:
 - для експлуатаційних розрахункових значень $\gamma_{fe} = 1,0$;
 - для граничних розрахункових значень:
 - постійних навантажень $\gamma_{fm} = 1,1$; змінних – $\gamma_{fm} = 1,3$.
6. Клас бетону C25/30.
7. Коефіцієнт надійності для бетону $\gamma_c = 1,3$.
8. Клас робочої арматури: поздовжньої – А500С, поперечної і монтажної – А240С.
9. Крайніми опорами слугують цегляні стіни.
10. Відносна вологість навколишнього середовища 50 ... 75%.

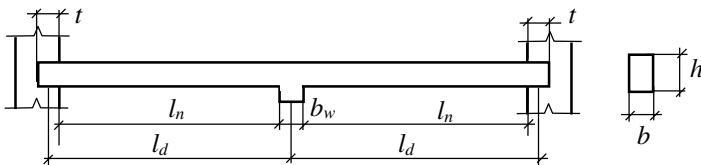


Рис. 1. Основні розміри двопролітної залізобетонної балки

1. Призначення основних розмірів поперечного перерізу, визначення розрахункових прольотів та навантаження на балку

Висоту балки орієнтовно приймемо рівною $h = l_n / 12 = 540 / 12 = 45$ см. Остаточну висоту балки кратною 100 мм і рівною $h = 50$ см. Ширину балки приймемо $b = 0,4h = 0,4 \times 50 = 20$ см.

Крайніми опорами для балки є цегляні стіни з довжиною площі обпирання, рівною $t = 30$ см (див. рис. 1). Опору вважаємо шарнірно рухомою, а опорну реакцію прикладеною в центрі довжини обпирання. Середньою опорою є монолітний залізобетонний ригель, з яким балка з'єднана монолітно.

Розрахунковий проліт балки l_p визначаємо за формулою

$$l_d = l_n + 0,5t + 0,5b_w = 5,5 + 0,5 \times 0,3 + 0,5 \times 0,3 = 5,8 \text{ м.}$$

Розрахункові експлуатаційні і розрахункові граничні навантаження знаходимо відповідно за формулами:

$$g_e = \gamma_{fe} g = 1,0 \times 28,0 = 28,0 \text{ кН/м;}$$

$$p_e = \gamma_{fe} p = 1,0 \times 24,0 = 24,0 \text{ кН/м;}$$

$$g_d = \gamma_{fm} g = 1,1 \times 28,0 = 30,8 \text{ кН/м;}$$

$$p_d = \gamma_{fm} p = 1,3 \times 24,0 = 31,2 \text{ кН/м.}$$

Повне сумарне розрахункове граничне навантаження q_d визначаємо як суму постійних і змінних навантажень, тобто

$$q_d = g_d + p_d = 30,8 + 31,2 = 62,0 \text{ кН/м.}$$

Значення розрахункових експлуатаційних, граничних та повних навантажень на балку наведені в табл. 1, а розрахункова схема балки при дії повного розрахункового граничного навантаження представлена на рис. 2.

Характеристичне значення тривалого навантаження q_l складає:

$$q_l = g + p_l = 28,0 + 14,0 = 42,0 \text{ кН/м.}$$

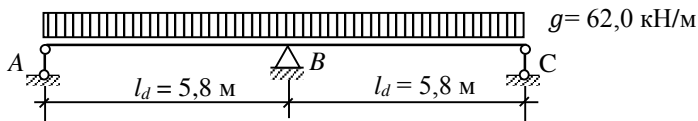


Рис. 2. Розрахункова схема балки

Таблиця 1

Значення розрахункових експлуатаційних, граничних та повних навантажень на балку

Вид навантаження	Характеристичні, кН/м	Розрахункові навантаження, кН/м	
		експлуатаційні	граничні
Постійні, g	28,0	28,0	30,8
Змінні, p	24,0	24,0	31,2
Повні, q	52,0	52,0	62,0

2. Визначення згинальних моментів і поперечних сил в перерізах балки

Двопролітна нерозрізна балка є статично невизначеною системою, а тому повинна розраховуватися з урахуванням перерозподілу зусиль в її перерізах. Граничні значення згинальних моментів і поперечних сил знаходимо від дії граничного розрахункового повного навантаження $q_d = 62,0$ кН/м.

Опорний згинальний момент на середній опорі M_B в пружній стадії роботи визначаємо, використовуючи рівняння трьох моментів, за формулою

$$M_B = \frac{q_d l^2}{8} = \frac{62,0 \times 5,8^2}{8} = 260,7 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

В прольотах згинальні моменти визначаємо, розглядаючи балку як одно пролітну під дією зовнішнього навантаження і опорного моменту M_B (рис. 3). Опорні реакції $R_A = R_C$ і R_{B1} знаходимо з умови рівності нулю суми моментів від зовнішнього навантаження і опорних реакцій відносно відповідно опор A і B .

Рівняння моментів відносно опори A в межах першого прольоту має вигляд

$$M_A = \frac{q_d l_d^2}{2} + M_B - R_{B1} l_d = 0,$$

з якого знаходимо

$$R_{B1} = \frac{q_d l_d}{2} + \frac{M_B}{l_d} = \frac{62,0 \times 5,8}{2} + \frac{260,7}{5,8} = 224,7 \text{ кН},$$

де R_{B1} – опорна реакція на опорі B від завантаження першого прольоту.

Аналогічно рівняння моментів відносно опори B запишемо у вигляді

$$M_B = \frac{q_d l_d^2}{2} - M_B - R_A l_d = 0,$$

з якого

$$R_A = \frac{q_d l_d}{2} - \frac{M_B}{l_d} = \frac{62,0 \times 5,8}{2} - \frac{260,7}{5,8} = 134,9 \text{ кН}.$$

Опорні реакції знайдені правильно, якщо виконується умова

$$R_A + R_{B1} = q_d l_d = 134,9 + 224,7 = 62,0 \times 5,8 = 359,6 \text{ кН}.$$

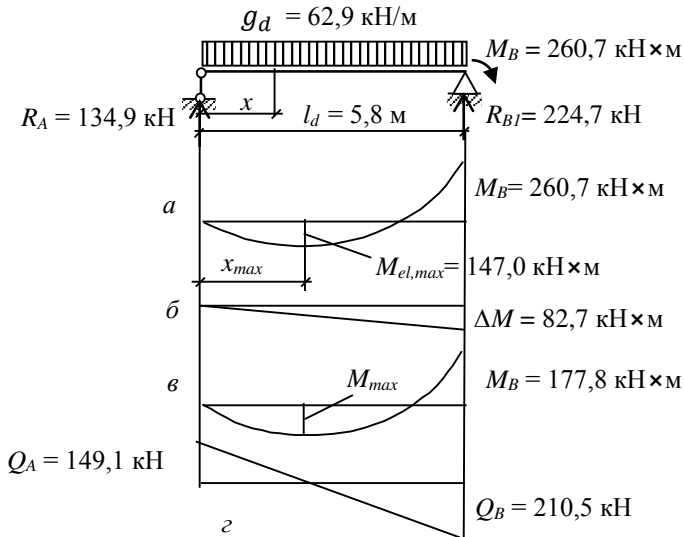


Рис. 3. Епюра згинальних моментів в пружній стадії роботи балки (a), додаткова епюра моментів (b), епюра моментів в перерізах балки з урахуванням перерозподілу зусиль (c) та епюра поперечних сил (z)

Значення згинальних моментів в будь якому перерізі балки на віддалі x від опори A будемо визначати за формулою

$$M_x = R_A x - \frac{q_d x^2}{2}.$$

Максимальний граничний згинальний момент в прольоті M_{max} знайдемо при значенні x_{max} , коли

$$\frac{dM_x}{dx} = R_A - q_d x_{max} = 0,$$

$$\text{відкіля } x_{max} = \frac{R_A}{q_d} = \frac{134,9}{62,0} = 2,175 \text{ м}.$$

Максимальний момент в пружній стадії при $x_{max} = 2,175$ м -

$$M_{el,max} = R_A x_{max} - \frac{q_d x_{max}^2}{2} = 134,9 \times 2,175 - \frac{62,0 \times 2,175^2}{2} = 147,0 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Значення граничних згинальних моментів за пружної роботи $M_{el,x}$ в перерізах при $x = kl_d$ ($k = 0,1; 0,2; 0,3; 0,4; 0,5; 0,6; 0,7; 0,8; 0,9$ і $1,0$) та при $x = x_{max}$, наведені в табл. 2 та на рис. 3, а.

Як свідчать експериментальні дослідження, в реальних умовах дійсні значення моментів в статично невизначених залізобетонних балках відрізняються від знайдених за пружної стадії роботи. Таке відхилення називають перерозподілом зусиль внаслідок утворення в розтягнутих зонах бетону тріщин та виникнення непружних деформацій в матеріалах. З метою наближення визначених за пружною стадією значень згинальних моментів $M_{el,x}$ до реальних виконаємо їхній перерозподіл таким чином, щоб досягти рівності максимального моменту в прольоті з опорним моментом, тобто, щоб виконувалася умова

$$M_{el,max} + \Delta M \frac{x_{max}}{l_d} = M_B - \Delta M; \quad M_{el,max} + 0,375\Delta M = M_B - \Delta M,$$

з якої

$$1,38\Delta M = M_B - M_{el,max};$$

Таблиця 2

Значення розрахункових граничних згинальних моментів M_x
і поперечних сил Q_x в перерізах балки

Положення перерізу, x , м	$M_{el,x}$, кНм	ΔM_x , кНм	M_x , кНм	Q_x , кН
$0,0l_d$	0,00	0,00	0,00	149,1
$0,1l_d$	67,8	8,3	76,1	113,1
$0,2l_d$	114,8	16,5	131,3	77,2
$0,3l_d$	140,9	24,8	165,7	41,2
$0,375l_d$	147,0	31,0	177,8	14,3
$0,4l_d$	146,8	33,1	179,2	5,3
$0,5l_d$	130,5	41,4	171,9	-30,7
$0,6l_d$	94,0	49,6	143,6	-66,7
$0,7l_d$	36,7	57,9	94,6	-102,6
$0,8l_d$	- 41,5	66,2	24,7	-138,6
$0,9l_d$	-140,5	74,4	-66,1	-174,5
$1,0l_d$	-260,4	82,7	-177,8	-210,5

$$\Delta M = \frac{M_B - M_{el,max}}{1,375} = \frac{260,7 - 147,0}{1,375} = 82,7 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

де ΔM – значення додаткового згинального опорного моменту, який використовуємо для перерозподілу зусиль;

$x_{max}/l_d = 0,375$.

Перерозподіл зусиль виконуємо шляхом додавання до епюри моментів в пружній стадії роботи $M_{el,x}$ (рис. 3, а) епюру моментів трикутного профілю з максимальною ординатою ΔM (рис. 3, б). Ординати додаткової епюри моментів в розрахункових перерізах визначали за лінійною залежністю у вигляді

$$\Delta M_x = \frac{\Delta M}{l_d} x.$$

Епюра моментів з урахуванням перерозподілу зусиль наведена на рис. 3, в, а значення ординат – в табл. 2. За наведеними вище формулами уточнюємо опорні реакції з урахуванням перерозподілу згинальних моментів:

$$R_A = \frac{62,0 \times 5,8}{2} - \frac{177,8}{5,8} = 149,1 \text{ кН}; R_{B1} = \frac{62,0 \times 5,8}{2} + \frac{177,8}{5,8} = 210,5 \text{ кН}.$$

Епюра поперечних сил має лінійний характер (рис. 3г), ліва ордината якої для першого прольоту дорівнює $Q_A = R_A$, а права – $Q_B = R_{B1}$. Для другого прольоту аналогічно – $Q_C = R_C = R_A$ і $Q_B = R_{B2}$. В перерізах x поперечну силу знайдено за формулою $Q_x = R_A - q_d x$. Розрахункові епюри згинальних моментів і поперечних сил в цілому наведені на рис. 4. В правому (другому) прольоті балки значення зусиль прийняті симетрично лівому (першому) прольоту.

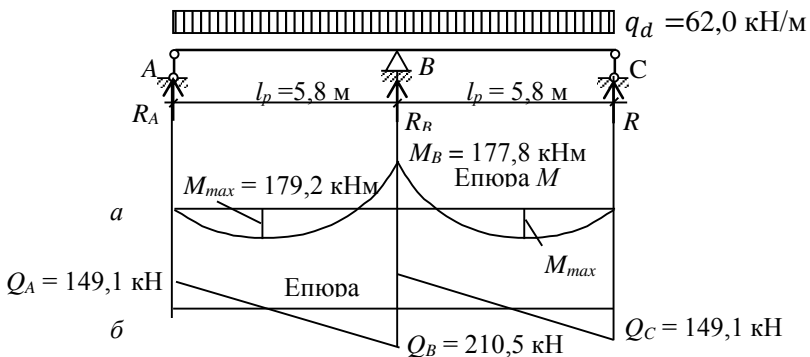


Рис. 4. Епюри моментів з урахуванням перерозподілу зусиль (а) та поперечних сил (б)

3. Механічні характеристики матеріалів

Бетон класу C25/30: характеристичне значення призмової міцності $f_{ck} = 22$ МПа; розрахункове значення призмової міцності $f_{cd} = 17$ МПа; характеристичне значення призмової міцності $f_{ck} = 22$ МПа; значення середньої міцності бетону на розтяг $f_{ctm} = 2,6$ МПа; характеристичне значення початкового модуля пружності $E_{ck} = 29000$ МПа; $E_{cm} = 35000$ МПа; відносні деформації бетону при максимальних напруженнях $f_{cd} - \varepsilon_{c1,cd} = 169 \times 10^{-5}$; відносні деформації бетону при максимальних напруженнях $f_{ck} - \varepsilon_{c1,ck} = 176 \times 10^{-5}$; граничні характеристичні відносні деформації бетону при стиску $\varepsilon_{cu1,ck} = 355 \times 10^{-5}$; граничні розрахункові відносні деформації бетону при стиску $\varepsilon_{cu1,cd} = 328 \times 10^{-5}$.

Арматура класу A500C: характеристичне значення міцності на межі фізичної текучості $f_{yk} = 500$ МПа; коефіцієнт надійності для арматури $\gamma_s = 1,05$; розрахункове значення опору арматури розтягу $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 500/1,05 = 476$ МПа; модуль пружності арматури $E_s = 2,1 \times 10^5$ МПа; відносні деформації видовження $\varepsilon_{s0} = f_{yd}/E_s = 476/(2,1 \times 10^5) = 226,7 \times 10^{-5}$.

4. Визначення площі поперечного перерізу розтягнутої арматури

Максимальний згинальний момент в прольоті і на опорі внаслідок перерозподілу зусиль практично однакові, то армування поздовжньою арматурою в прольоті і на опорі можна прийняти однаковим. В розрахунок виконуємо на дію розрахункового моменту $M_{Ed} = 179,2$ кН×м.

Попередньо поздовжню робочу арматуру приймаємо в кількості чотирьох стержнів діаметром $d_s = 20$ мм ($A_s = 12,56$ см²), розташованими в два ряди по висоті. Відповідно до цього захисний шар бетону приймаємо товщиною $c = 25$ мм $> d_s = 20$ мм.

Визначимо робочу висоту перерізу для таких випадків (рис. 5):

- при урахуванні тільки стержнів першого ряду «1» або «3»

$$d_1 = h - c - 0,5d_s = 50 - 2,5 - 0,5 \times 2,0 = 46,4 \text{ см} = 0,465 \text{ м},$$

– при врахуванні стержнів тільки другого ряду «2» або «4»

$$d_2 = h - c - d_s - v_1 - 0,5d_s = 50 - 2,5 - 2,0 - 5,0 - 0,5 \times 2,0 = 39,5 \text{ см} = 0,395 \text{ м}.$$

– при врахуванні в розрахунках всіх стержнів

$$d = h - c - d_s - 0,5v_1 = 50 - 2,5 - 2,0 - 0,5 \times 5 = 43,0 \text{ см} = 0,43 \text{ м},$$

де $v_1 = 50 \text{ мм}$ – віддаль між рядами стержнів в простві (за правилами конструювання).

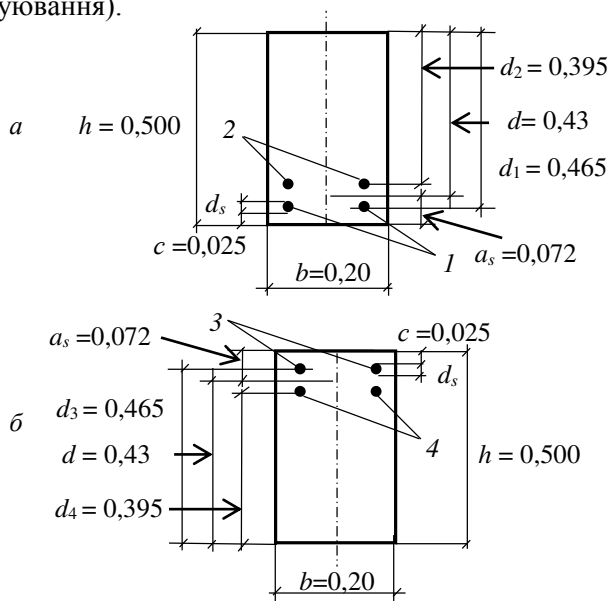


Рис. 5. Геометричні характеристики нормальних перерізів в прольоті (а) та на опорі (б) (розміри в м)

При розрахунку несучої здатності нормальних перерізів балки використаємо дволінійну (спрощену) діаграму механічного стану бетону. В цьому випадку напружено-деформований стан поперечного перерізу має вигляд, що представлений на рис. 6.

Знаходимо значення коефіцієнта α_m за формулою

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{bd^2 f_{cd}} = \frac{179,2 \times 10^3}{0,20 \times 0,43^2 \times 17 \times 10^6} = 0,285.$$

При значенні $\alpha_m = 0,285$ за табл. Б.6 знаходимо такі значення коефіцієнтів: $\xi = 0,43$ і $\eta = 0,828$. Граничне значення відносної висоти стиснутої зони бетону ζ_R знайдемо за формулою

$$\xi_R = \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{s0}} = \frac{300 \times 10^{-5}}{300 \times 10^{-5} + 226,7 \times 10^{-5}} = 0,569 > \xi = 0,43$$

Оскільки $\xi < \xi_R$ – подвійне армування не потрібне.

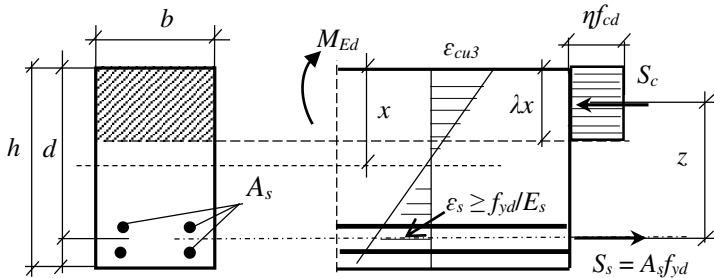


Рис. 6. Розподіл деформацій, напружень та зусиль в нормальному перерізі балки

Необхідну площу поздовжньої арматури визначимо за формулою

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd}\eta d} = \frac{179,2 \times 10^3}{476 \times 10^6 \times 0,828 \times 0,43} = 0,00105 \text{ м}^2 = 10,5 \text{ см}^2.$$

Приймаємо арматуру в прольоті і на опорі 2Ø20A500C + 2Ø18A500C з площею, рівною $A_s = 11,37 \text{ см}^2$ ($A_{s1} = A_{s3} = 6,28 \text{ см}^2$; $A_{s2} = A_{s4} = 5,09 \text{ см}^2$). Процент армування складає $\rho = \frac{A_s}{(bd)} \times 100 = \frac{11,37}{20 \times 43} \times 100\% = 1,32\% < 4\%$.

Мінімальна площа поздовжньої арматури $A_{s,min} = 0,0013bd = 0,0013 \times 20 \times 43 = 1,12 \text{ см}^2 < A_s = 11,37 \text{ см}^2$. Визначена площа поперечного перерізу поздовжньої арматури відповідає конструктивним вимогам.

5. Розрахунок обриву поздовжньої арматури

Площа поперечного перерізу поздовжньої арматури в прольоті і на опорі підібрана на дію максимальних моментів, а по довжині балки наявні ділянки з меншими моментами, де вся арматура повністю не використовується. Це є підставою для влаштування обриву частини арматури, де за розрахунком вона не потрібна. Для

цього визначимо несучу здатність нормальних перерізів в прольоті і на опорі з стержнями крайніх рядів (стержні «1» і «3» на рис. 5), які мають площу поперечного перерізу $A_{s1} = A_{s3} = 6,28 \text{ см}^2$.

Значення коефіцієнта ξ знаходимо за формулою

$$\xi = \frac{A_{s1}f_{yd}}{0,8bd_1f_{cd}} = \frac{0,000628 \times 476 \times 10^6}{0,8 \times 0,20 \times 0,465 \times 17 \times 10^6} = 0,236.$$

За табл. Б.6 при $\xi = 0,236$ коефіцієнт $\alpha_m = 0,170$. Внутрішній момент, який може сприйняти переріз при армуванні $2\emptyset 20A500C$ знайдемо за формулою

$$M_{Sd(1)} = M_{Sd(3)} = \alpha_m b d_1^2 f_{cd} = 0,170 \times 0,20 \times 0,465^2 \times 17 \times 10^6 = 124978 \text{ Н}\cdot\text{м} = 125,0 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Для перерізу, армованого тільки стержнями «2» і «4» несучу здатність визначимо аналогічно:

$$\begin{aligned} \xi &= \frac{A_{s2}f_{yd}}{0,8bd_2f_{cd}} = \frac{0,000509 \times 476 \times 10^6}{0,8 \times 0,20 \times 0,395 \times 17 \times 10^6} = 0,225; \\ \alpha_m &= 0,164; M_{Sd(2)} = M_{Sd(4)} = \alpha_m b d_2^2 f_{cd} = \\ &= 0,164 \times 0,20 \times 0,395^2 \times 17 \times 10^6 = 86999 \text{ Н}\cdot\text{м} = 87,0 \text{ кН}\cdot\text{м}. \end{aligned}$$

Повні згинальні моменти, які витримують перерізи в прольоті і на опорі складають

$$\begin{aligned} M_{Sd(1+2)} &= M_{Sd(3+4)} = M_{Sd(1)} + M_{Sd(2)} = 125,0 + 87,0 = \\ &= 212,0 \text{ кН}\cdot\text{м} > M_{Ed} = 179,2 \text{ кН}\cdot\text{м}. \end{aligned}$$

Розташування перерізів (віддалі від опори A), де можна обірвати стержні другого ряду «2» в прольоті, визначимо з рівняння

$$\begin{aligned} R_A x - \frac{q_d x^2}{2} &= M_{Sd1}, \text{ з якого } x = \frac{R_A}{q_d} \mp \sqrt{\frac{R_A^2}{q_d^2} - \frac{2M_{Sd1}}{q_d}} = \\ &= \frac{149,1}{62,0} \mp \sqrt{\frac{149,1^2}{62,0^2} - \frac{2 \times 125,0}{62}} = 2,40 \mp 1,33 \text{ м}. \\ x_1 &= 1,07 \text{ м}; x_2 = 3,73 \text{ м}. \end{aligned}$$

Надопорні стержні «3» можна обірвати в перерізах де $M_{Ed} = 0$, тобто $R_A x - \frac{q_d x^2}{2} = 0$, або $2R_A x - q_d x^2 = 2 \times 149,2x - 62,0x^2 = 0$, відкіля $x_3 = \frac{2R_A}{q_d} = \frac{2 \times 149,1}{62,0} = 4,81 \text{ м}$.

Теоретичне місце обриву стержнів «4» знайдемо з умови

$$R_A x - \frac{q_d x^2}{2} = -M_{Sd(1)},$$

$$\text{з якої } x = \frac{R_A}{q_d} \mp \sqrt{\frac{R_A^2}{q_d^2} + \frac{2M_{Sd(1)}}{q_d}} = \frac{149,1}{62,0} \mp \sqrt{\frac{149,1^2}{62,0^2} + \frac{2 \times 125,0}{62,0}} = 2,40 \mp 3,13; \text{ приймаємо } x_4 = 5,53 \text{ м.}$$

В перерізах зі визначеними значеннями x знаходяться місця теоретичного обриву стержнів (МТО). Для анкерування стержнів за МТО стержні заводяться на $10d_s = 10 \times 2,0 = 20$ см.

5. Розрахунок несучої здатності балки по похилим перерізам

За розрахункову поперечну силу V_{Ed} приймемо поперечну силу від зовнішнього навантаження, яка діє по грані середньої опори:

$$V_{Ed} = Q_B - 0,5q_d t = 210,5 - 0,5 \times 62,0 \times 0,3 = 201,2 \text{ кН.}$$

Розрахункову величину опору похилого перерізу зсуву без урахування поперечного армування визначимо за формулою

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] b d,$$

в якій: $C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,3 = 0,1385$ МПа; $f_{ck} = 22$ МПа;

$\rho_l = \frac{A_{sl}}{bd} = \frac{6,28}{20 \times 43} = 0,0073$ – коефіцієнт поздовжнього армування, який відповідає арматурі 2Ø20A500C (верхні стержні, що обриваються в межах прольоту);

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{430}} = 1,65 < 2;$$

$$V_{Rd,c} = \left[0,1385 \times 1,65 (\sqrt[3]{100 \times 0,0073 \times 22}) \right] \times 200 \times 430 = 50138,0 \text{ Н} = 50,1 \text{ кН} < V_{Ed} = 201,2 \text{ кН};$$

Мінімальні значення поперечної сили:

$$V_{Rd,c} = V_{min} b d = 0,35 \times 200 \times 430 = 30100 \text{ Н} = 30,1 < 50,1 \text{ кН};$$

$$V_{min} = 0,035 \sqrt{f_{ck} k^3} = 0,035 \sqrt{22 \times 1,65^3} = 0,35 \text{ МПа.}$$

Необхідно влаштувати поперечну арматуру за розрахунком.

Попередньо прийємо мінімальний діаметр поперечних стержнів за конструктивними вимогами, а розрахунком визначимо їх крок. Відповідно до табл. Б.9 додатку Б при повздовжній арматурі діаметром 20 мм мінімальний діаметр поперечних стержнів становить 5 мм. Конструктивно приймаємо $d_{sw} = 10$ мм. Балку армуємо двома каркасами, тому площа двох поперечних стержнів в одній площині дорівнює $A_{sw} = 1,57$ см².

Для визначення кроку поперечних стержнів s_w використаємо формулу

$$V_{Ed} = \frac{A_{sw}}{s_w} z f_{ywd} \cot \theta, \text{ з якої } s_w = \frac{A_{sw} z f_{ywd} \cot \theta}{V_{Ed}}.$$

Величину кута визначимо за формулою

$$\cot \theta = k_2(4,5 - 0,15 v_{Ed}^2 - 0,09 v_{Ed}) =$$

$$0,9(4,5 - 0,15 \times 2,34^2 - 0,09 \times 2,34) = 3,12 > 2,5.$$

де $v_{Ed} = V_{Ed}/(bd) = 201200/(200 \times 430) = 2,34$ МПа; $k_2 = 0,9$;

$z = 0,9d = 0,9 \times 43 = 38,7$ см; $f_{ywd} = 170$ МПа.

Приймаємо $\cot \theta = 2,5$; $\tan \theta = 0,4$ і визначаємо

$$s_w = \frac{157 \times 387 \times 170 \times 2,5}{201200} = 128,3 \text{ мм} = 12,8 \text{ см}.$$

Крок поперечних стержнів приймаємо рівним $s_w = 120$ мм.

Перевіряємо несучу здатність похилого перерізу з прийнятим кроком поперечної арматури, для цього визначаємо одну із менших величин, зменшивши значення f_{ywd} до $0,8 f_{ywd}$ та прийнявши $\alpha_{cw} = 0,8$ і $v_1 = 0,6$,

$$V_{Rds} = \frac{A_{sw}}{s_w} z f_{ywd} \cot \theta = \frac{157}{120} \times 430 \times 0,8 \times 170 \times 2,5 = 191278 \text{ Н};$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b z v_1 f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) =$$

$$= 0,6 \times 200 \times 430 \times 0,6 \times \frac{17}{(2,5+0,4)} = 181489 \text{ Н} = 181,5 \text{ кН}.$$

Приймаємо $V_{Rds} = 191,3 \text{ кН} < V_{Ed} = 201,2 \text{ кН}$. Несуча здатність не забезпечена, в зв'язку з цим зменшуємо крок поперечної арматури, приймаючи $s_w = 10$ см, і повторно визначаємо несучу здатність

$$V_{Rds} = \frac{157}{100} \times 430 \times 0,8 \times 170 \times 2,5 = 229534 \text{ Н} =$$

$$= 229,5 \text{ кН} > V_{Ed} = 201,2 \text{ кН}.$$

Несуча здатність похилих перерізів забезпечена.

В середній частині приймаємо крок стержнів

$$s_w = 200 \text{ мм} < 0,75d = 0,75 \times 430 = 322 \text{ мм}.$$

6. Розрахунок балки за шириною розкриття тріщин

Визначимо ширину розкриття тріщин в нормальному перерізі в прольоті балки. Оскільки розрахунок за шириною розкриття тріщин відноситься до розрахунків за граничними станами другої групи, використовуємо характеристичні значення навантажень та механічних характеристик матеріалів.

Характеристичне значення згинального моменту M_{Ek} від дії зовнішнього навантаження можна знайти за залежністю

$$M_{Ek} = M_{Ed} q_k / q_d = 179,2 \times 52,0 / 62,0 = 150,3 \text{ кН} \times \text{м},$$

де $q_k = 52,0 \text{ кН/м}$ – експлуатаційне (характеристичне) рівномірно розподілене навантаження на балку (табл. 1). Аналогічно знайдемо згинальний момент від дії довготривалого навантаження

$$M_{Ekl} = M_{Ed} q_l / q_d = 179,2 \times 42,0 / 62,0 = 121,4 \text{ кН} \times \text{м}.$$

Для визначення ширини розкриття тріщини w_k використовуємо формулу норм, яка має вигляд

$$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - s_{ctm}).$$

Максимальний крок тріщин визначимо за формулою

$$s_{r,max} = 3,4c + 0,425k_1k_2d_{eq}/\rho_{p,eff} = 3,4 \times 25 + \\ + (0,425 \times 0,8 \times 0,5 \times 20) / 0,054 = 85 + 51,03 = 136,03 \text{ мм}.$$

В формулі прийняті такі значення параметрів:

$c = 25 \text{ мм}$ – захисний шар бетону; $k_1 = 0,8$ – для стержнів з високим зчепленням (періодичного профілю); $k_2 = 0,5$ – для згину; $d_s = 20 \text{ мм}$; $\rho_{p,eff} = A_s / A_{c,eff} = 11,37 / 210 = 0,054$; $A_s = 12,56 \text{ см}^2$ – площа поздовжньої арматури; $A_{c,eff} = bh_{c,eff} = 20 \times 10,5 = 210,0 \text{ см}^2$ – фактична площа розтягнутого бетону; $h_{c,eff} = 10,5 \text{ см}$ (менша із величин: $2,5(h - d) = 2,5(50 - 43) = 17,5 \text{ см}$; $(h - x)/3 = (50 - 18,5)/3 =$

=10,5 см; $x = \xi d = 0,43 \times 43 = 18,5$ см (з розрахунку за несучою здатністю $\xi = 0,43$); $h/2 = 50/2 = 25$ см); $d_{eq} = \frac{2 \times 20^2 + 2 \times 18^2}{2 \times 20 + 2 \times 18} = 19,05$ мм.

Різницю між середніми деформаціями в арматурі і бетоні визначаємо за формулою

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}) = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s},$$

в якій напруження в арматурі необхідно знаходити від нетривалої дії повного навантаження ($M_{Ek} = 150,3$ кН × м) та від нетривалої і довготривалої дії тривалої частини навантаження ($M_{Ekl} = 121,4$ кН × м).

Для визначення цих напружень знаходимо величини згинальних моментів, які сприймає переріз при зміні деформацій крайньої стиснутої фібри бетону через $0,1 \varepsilon_{cu1,ck}$, при цьому використовуємо деформаційну модель, в якій залежність між напруженням і деформаціями приймаємо у вигляді поліному п'ятого степеня з параметрами, що приймаються в розрахунках за граничними станами другої групи (табл. 5).

За табл. 5 з використанням інтерполяції при $M_{Ek} = 150,8$ кН × м напруження в арматурі дорівнюють $\sigma_s = 336,0$ МПа, а при $M_{Ekl} = 121,4$ кН × м – $\sigma_s = 269,3$ МПа.

Різниця деформацій арматури і бетону при короткочасній дії повного характеристичного навантаження рівна

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm})_1 = \frac{336,0 \times 10^6 - 0,6 \frac{2,6 \times 10^6}{0,054} (1 + 6,5 \times 0,054)}{2,1 \times 10^5 \times 10^6} = 141,4 \times 10^{-5}.$$

Різниця деформацій арматури і бетону при короткочасній та довготривалій дії тривалої частини навантаження відповідно рівні:

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm})_2 = \frac{269,3 \times 10^6 - 0,6 \frac{2,6 \times 10^6}{0,054} (1 + 6,5 \times 0,054)}{2,1 \times 10^5 \times 10^6} = 109,6 \times 10^{-5};$$

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm})_3 = \frac{269,3 \times 10^6 - 0,4 \frac{2,6 \times 10^6}{0,054} (1 + 6,5 \times 0,054)}{2,1 \times 10^5 \times 10^6} = 115,84 \times 10^{-5}.$$

Таблиця 5

Значення моментів внутрішніх сил M_{Sk} , деформацій матеріалів, напружень в арматурі та кривизн залежно від деформацій крайньої фібри стиснутого бетону в балці

$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{cu1,ck}$	$\varepsilon_c \times 10^5$	$\varepsilon_s \times 10^5$	$\chi \times 10^5, 1/m$	$\sigma_s, \text{МПа}$	$M_{Sk}, \text{кН} \times \text{м}$
0,2	35,2	66,5	218,6	139,6	64,0
0,3	52,8	96,9	321,9	203,5	92,6
0,4	70,4	125,6	421,6	263,8	119,0
0,5	88,0	151,3	514,6	317,7	142,5
0,6	105,6	175,0	603,4	367,5	163,7
0,7	123,2	196,8	688,3	413,4	182,8
0,8	140,8	215,0	765,2	451,6	198,7
0,9	158,4	226,7	828,1	476,0	211,9
1,0	176,0	226,7	865,9	476,0	221,5
1,1	193,6	226,7	903,8	476,0	230,4
1,2	211,2	226,7	941,6	476,0	212,6

При обчисленні використані такі величини: $\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} =$

$$\frac{2,1 \times 10^5}{32,5 \times 10^3} = 6,5; f_{ct,eff} = f_{ctm} = 2,6 \text{ МПа}; k_t = 0,6 \text{ і } 0,4$$

– відповідно при короткотривалій та довготривалій дії експлуатаційного навантаження.

Знаходимо ширину розкриття тріщин від короткотривалої дії повного навантаження, від короткотривалої та довготривалої дії навантажень відповідно

$$w_{k1} = 136,03 \times 141,4 \times 10^{-5} = 0,19 \text{ мм}; w_{k2} = 136,03 \times 109,6 \times 10^{-5} = 0,15 \text{ мм}; w_{k3} = 136,03 \times 115,84 \times 10^{-5} = 0,16 \text{ мм.}$$

Повна ширина розкриття тріщин

$$w_k = w_{k1} - w_{k2} + w_{k3} = 0,19 - 0,15 + 0,16 = 0,20 \text{ мм} < w_{ku} = 0,3 \text{ мм.}$$

Тріщиностійкість балки забезпечена.

7. Визначення прогину балки в прольоті

Для визначення прогину балки використаємо формулу у вигляді

$$f = k_m \chi l_d^2,$$

де $k_m = 0,042$ – для балок на двох опорах, на дній із яких діє опорний момент;

χ – кривизна, яка визначається окремо від нетривалої дії повного та змінного тривалого навантаження і від довготривалої дії тривалого навантаження.

Значення кривизни приймаємо за даними табл. 5, використовуючи інтерполяцію, для значень моментів $M_{Ek} = 305,2$ і $M_{Ekl} = 215,4$ кН×м, які виявилися рівними $\chi_k = 547,3 \times 10^{-5}$ та $\chi_{kl} = 431,1 \times 10^{-5}$ 1/м.

Значення прогинів:

$$f_1 = k_m \chi_k l_d^2 = 0,042 \times 547,3 \times 10^{-5} \times 5,8^2 = 0,0077 \text{ м} = 0,77 \text{ см};$$

$$f_2 = k_m \chi_{kl} l_d^2 = 0,042 \times 431,1 \times 10^{-5} \times 5,8^2 = 0,0061 \text{ м} = 0,61 \text{ см};$$

$$f_3 = 2,5 k_m \chi_k l_d^2 = 2,5 \times 0,042 \times 547,3 \times 10^{-5} \times 5,8^2 = 0,0153 \text{ м} = 1,53 \text{ см (коефіцієнт 2,5 враховує тривалість дії навантаження)}.$$

Повний прогин балки в прольоті складає

$$f = f_1 - f_2 + f_3 = 0,77 - 0,61 + 1,53 = 1,69 \text{ см}.$$

Значення граничного прогину складає $f_u = l_d/200 = 580/200 = 2,9$ см. Жорсткість балки забезпечена ($f = 1,69$ см < $f_u = 2,9$ см.).

8. Конструювання балки

Товщина захисного шару бетону визначена під час розрахунків і прийнята в прольоті і над опорою $c = 25$ мм, а для поперечних стержнів – $c \geq 15$ мм. До поверхні торців балки поздовжні стержні не доводяться на 15 мм (рис. 7).

Довжина стержнів «I» в прольоті складає $l_1 = 5785$ мм, а їх анкерування на лівій опорі $l_b = 285$ мм > $10d_{s1} = 200$ мм. Довжина

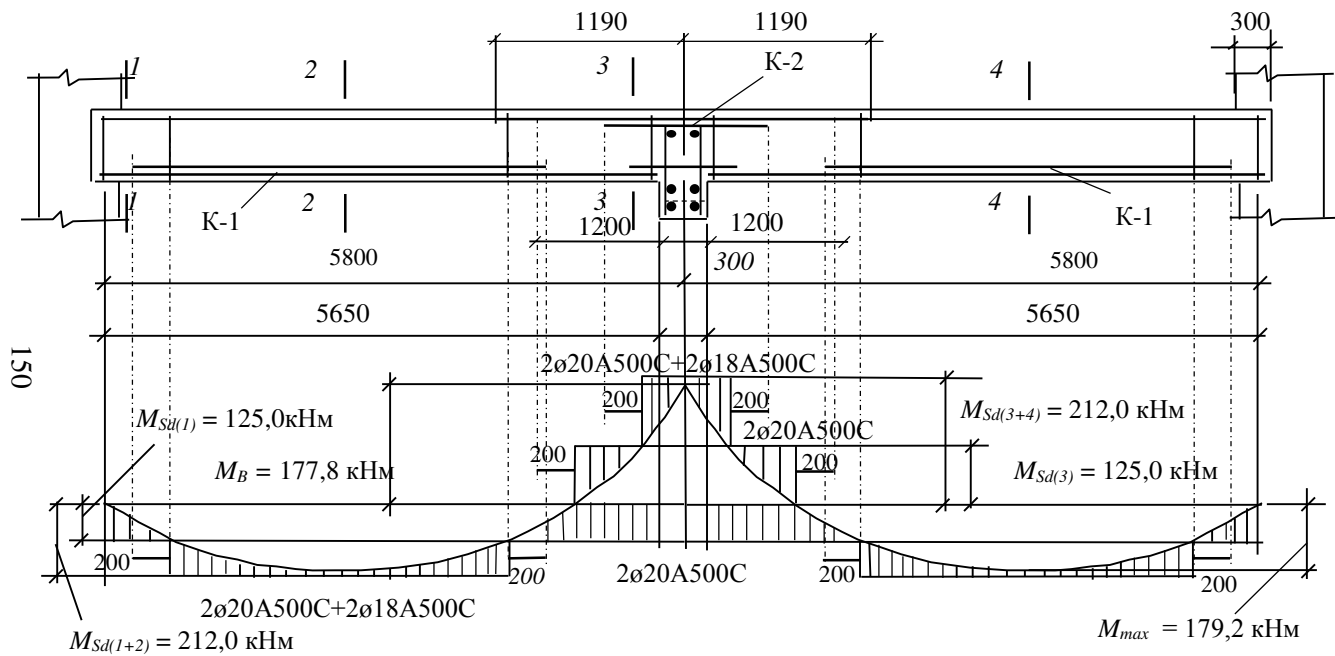
стержнів «2» другого ряду з урахуванням довжини анкерування складає $l_2 = x_2 - x_1 + 2 \times 10d_{s2} = 3730 - 1070 + 2 \times 10 \times 20 = 3060$ мм.

Стержні «3» на ділянці над опорою заводяться в прольоті за переріз з нульовим значенням моменту на $10 d_s$. З урахуванням цього його довжина складе $l_3 = 2(l_d - x_3 + 10d_s) = 2(5800 - 4810 + 10 \times 20) = 2380$ мм. Довжина стержнів «4» складає $l_4 = 2(l_d - x_4 + 10d_s) = 2(5800 - 5530 + 10 \times 20) = 940$ мм.

За рахунок обриву стержнів зекономлено 25,9 % арматури.

Торці поперечних стержнів не доводяться до поверхонь балки на 15 мм, а тому їх довжина складає $500 - 2 \times 15 = 470$ мм. Крок поперечних стержнів на віддалі від осей опор на $l_d/4$ встановлюються за розрахунком $s_w = 100$ мм, а в середній частині балки $s_w = 300$ мм $< s_{max}$. Віддаль від осі поздовжніх стержнів до торця поперечних приймаємо не менше діаметра першого, тобто не менше 20 мм.

Поздовжню монтажну арматуру встановлюємо конструктивно із стержнів діаметром 12 мм класу А400С. Для армування балки виготовляють по два каркаси (рис. 7).



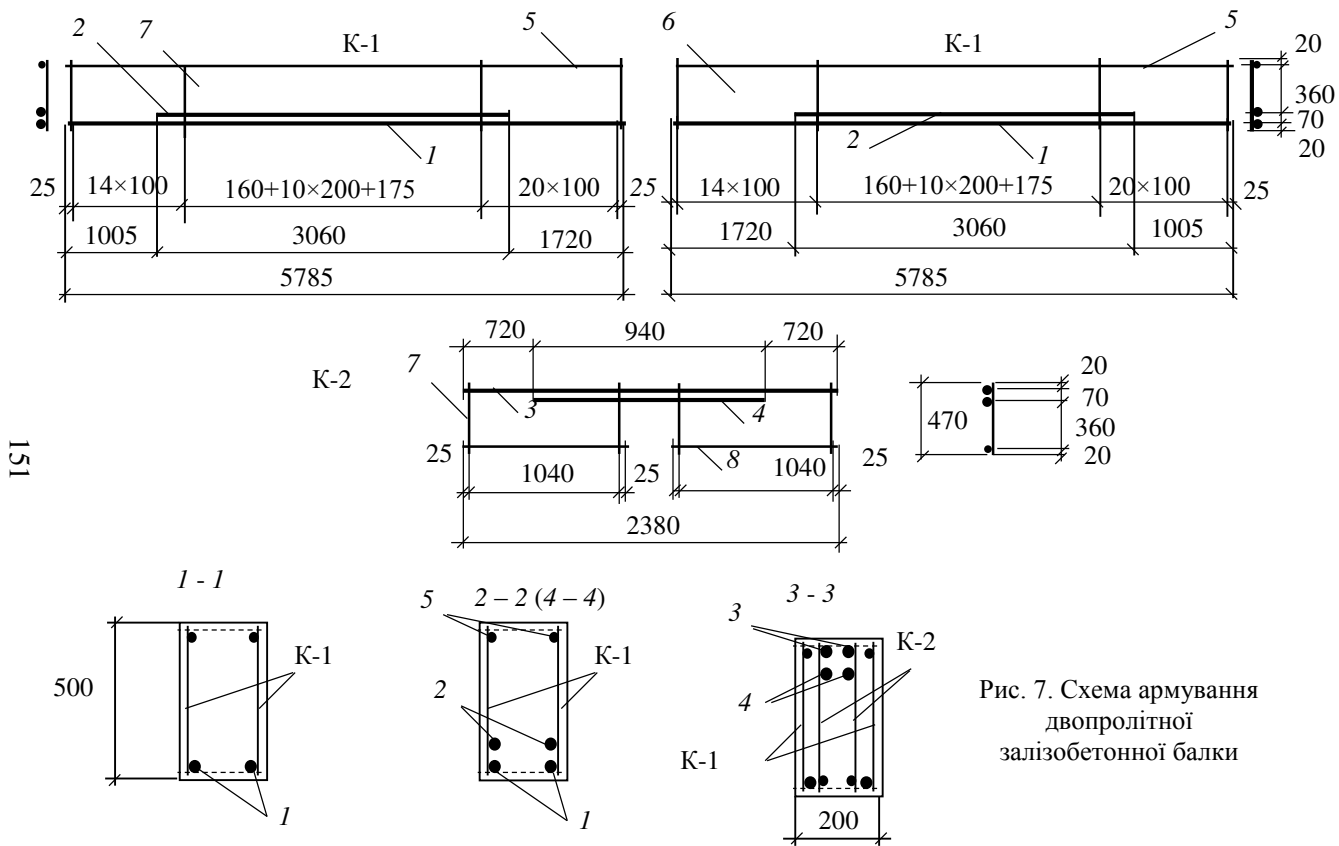


Рис. 7. Схема армування двопролітної залізобетонної балки

Рекомендована література

1. Бабаєв В. М. Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6-98:2008 у порівнянні з розрахунками за СНиП 2.03.01-84* і ЕН 1992 (Eurocode 2) / В. М. Бабаєв, А. М. Бамбура, П. А. Рєзнік, О. М. Пустовойтова, Є. Г. Стоянов, В. С. Шмуклер // За загальною редакцією В. С. Шмуклера. – Харків : «Золоті сторінки», 2015. – 208 с.
2. Бабич Є. М. Розрахунок несучої здатності поперечних перерізів згинальних залізобетонних елементів / Є. М. Бабич, В. Є. Бабич, В. В. Савицький // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. – Рівне : НУВГП, 2012. – Випуск 23. – С. 94–103.
3. Бабич Є. М. Розрахунок нормальних перерізів залізобетонних балок з одиночним армуванням / Є. М. Бабич, В. Є. Бабич, В. В. Савицький, П. С. Гомон // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. – Рівне : НУВГП, 2013. – Випуск 25. – С. 205–211.
4. Бамбура А. М. Основні положення національних нормативних документів ДБН В.2.6-98:2009 та ДСТУ Б В.2.6-156:2010 щодо проектування бетонних та залізобетонних конструкцій / А. М. Бамбура, О. Б. Гурківський, М. С. Безбожна, О. В. Дорогова, І. Р. Сазонова // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. – Рівне : НУВГП, 2011. – Випуск 22. – С. 187–195.
5. Бліхарський З. Я. Розрахунок і конструювання нормальних та похилих перерізів залізобетонних елементів / З. Я. Бліхарський, І. І. Кархут, Р. Ф. Струк. – Львів : Видавництво Львівської політехніки, 2014. – 144 с.
6. Вахненко П. Ф. Залізобетонні конструкції / П. Ф. Вахненко, А. М. Павліков, В. П. Вахненко – Київ : Вища школа, 1999. – 508 с.

7. Гольшев А. Б. Железобетонные конструкции / А. Б. Гольшев, В. П. Полищук, В. Я. Бачинский // Под редакцией А. Б. Гольшева. – К. : Логос, 2001. – Том 1. – 420 с.
8. Залізобетонні конструкції / А. Я. Барашиков, Л. М. Будникова, та інші. – Київ : Вища школа, 1995. – 591 с.
9. ДБН И.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.
10. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. – 118 с.
11. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. – Київ : Мінбуд України, 2006. – С. 15.
12. Залізобетонні конструкції / А.Я. Барашиков, Л. М. Будникова та інші. – Київ : Вища школа, 1995. – 591 с.
13. Кодыш Э. Н. Расчет железобетонных конструкций из тяжелого бетона по прочности, трещиностойкости и деформациям / Э. Н. Кодыш, И. К. Никитин, Н. Н. Трекин. – Москва : Издательство Ассоциации строительных вузов, 2010. – 352 с.
14. Методичні рекомендації до розрахунків несучої здатності нормальних перерізів згинальних залізобетонних елементів з дисципліни «Будівельні конструкції» / В. С. Бабич, В. В. Савицький. – Рівне : НУВГП, 2012. – 28 с.
15. Мурашко Л. А. Розрахунок за міцністю перерізів нормальних та похилих до поздовжньої осі згинальних залізобетонних елементів за ДБН В.2.6-98:2009 / Л. А. Мурашко, В. М. Колякова, Д. В. Сморгалов. – Київ : «Київський університет», 2012. – 72 с.
16. Павліков А. М. Залізобетонні конструкції: будівлі, споруди та їх частини: Підручник / А. М. Павліков // ПолтНТУ. – Полтава: ТОВ «АСМ», 2016. – 284 с.
17. Розрахунок міцності нормальних перерізів балкових елементів за нелінійною деформаційною моделлю (на основі ДБН В.2.6-98:2009): Навчальний посібник / А. М. Павліков,

О. В. Бойко. За ред. А. М. Павлікова. – Полтава : ПолтНТУ,
2012. – 85 с.

18. EN 1992-1-1: Eurocode 2. Design of Concrete Structures. Part 1:
General rules and Rules for Buildings draft. December, 2004.

ДОДАТОК А
МЕХАНІЧНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ БЕТОНУ І АРМАТУРИ

Таблиця А.1

Характеристики міцності і деформативності бетону

Характеристики	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/35	C32/40	C35/45	C40/45	C45/55
$f_{ck,cube}$ (МПа)	15	20	25	30	35	40	45	50	55
$f_{cm,cube}$ (МПа)	19	25	32	38	45	51	58	64	71
$f_{ck,prism}$ (МПа)	11	15	18,5	22	25,5	29	32	36	39,5
$f_{cd,prism}$ (МПа)	8,5	11,5	14,5	17	19,5	22	25	27,5	30
f_{ctm} (МПа)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,8	3,0	3,2	3,5	3,8
$f_{ctk,0,05}$ (МПа)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,1	2,2	2,5	2,7
$f_{ctk,0,95}$ (МПа)	2,0	2,5	2,9	3,4	3,6	3,9	4,2	4,6	4,9
E_{cm} (ГПа)	23	27	30	32,5	34,5	36	37,5	39	39,5
E_{ck} (ГПа)	20	23	26	29	31	32	34	35	36
E_{cd} (ГПа)	16,3	20	23	25	27	28,5	30,5	32	33
$\varepsilon_{cl,ck}$ (‰)	1,61	1,66	1,71	1,76	1,81	1,86	1,90	1,94	1,98
$\varepsilon_{cl,cd}$ (‰)	1,58	1,62	1,65	1,69	1,72	1,76	1,80	1,84	1,87
$\varepsilon_{cu1,ck}$ (‰)	4,40	4,15	3,85	3,55	3,25	3,00	2,83	2,63	2,50
$\varepsilon_{cu1,cd}$ (‰)	3,70	3,59	3,44	3,28	3,10	2,93	2,72	2,57	2,43
$\varepsilon_{c3,ck}$ (‰)	0,55	0,65	0,71	0,76	0,82	0,91	0,94	1,03	1,10
$\varepsilon_{c3,cd}$ (‰)	0,52	0,58	0,63	0,68	0,72	0,77	0,83	0,86	0,91
$\varepsilon_{cu3,ck}$ (‰)	3,96	3,73	3,46	3,20	2,93	2,70	2,55	2,37	2,25
$\varepsilon_{cu3,cd}$ (‰)	3,33	3,23	3,10	3,00	2,80	2,64	2,45	2,31	2,19

Таблиця А.2

Міцнісні та деформаційні характеристики арматури

Характеристики арматури	Клас арматури				
	A240C	A400C	A500C		Вр-I
			Ø8 - 22	Ø25 - 40	
f_{yk} , МПа	240	400	500		395
f_{yd} , МПа	228	360	435	420	320
f_{ywd} , МПа	170	285	300		260
E_s , МПа	$2,1 \times 10^5$	$2,1 \times 10^5$	$2,1 \times 10^5$		$1,7 \times 10^5$
ε_{ud}	0,025	0,025	0,020		-

Таблиця А.3

Значення коефіцієнтів a_k для розрахунків за граничними станами першої групи

Коефіцієнт	Класи бетону						
	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/35	C32/40	C35/45
a_1	3,3358	3,0798	2,8785	2,7404	2,6219	2,5182	2,4082
a_2	-4,417	-3,7184	-3,1586	-2,7649	-2,4250	-2,1480	-1,9689
a_3	2,9586	2,2946	1,7454	1,3416	0,9833	0,7100	0,6885
a_4	-1,009	-0,0753	-0,5290	-0,3500	-0,1791	-0,0484	-0,1029
a_5	0,1319	0,0973	0,0637	0,0330	-0,0011	-0,0317	-0,0249

Таблиця А.4

Значення коефіцієнтів a_k для розрахунків за граничними станами другої групи

Коефіцієнт	Класи бетону						
	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/35	C32/40	C35/45
a_1	3,1180	2,8490	2,6670	2,5180	2,3910	2,2794	2,1926
a_2	-3,768	-3,0550	-2,5452	-2,0904	-1,6680	-1,2836	-1,0109
a_3	2,2655	1,6197	1,1148	0,6077	0,0792	-0,4368	-0,7973
a_4	-0,700	-0,4704	-0,2631	-0,0168	0,2818	0,6106	0,8569
a_5	0,0843	0,0567	0,0262	-0,0187	-0,0839	-0,1678	-0,2413

Таблиця А.5

Граничні коефіцієнти повзучості бетону

Відносна вологість %	Значення граничного коефіцієнта повзучості φ_k при класі бетону на стиск						
	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/35	C32/40	C35/45
> 75	2,6	2,2	2,0	1,8	1,7	1,5	1,4
40 - 75	3,6	3,0	2,7	2,5	2,3	2,0	1,9
< 40	5,0	4,2	3,8	3,4	3,2	3,0	2,7

Примітка. Відносну вологість повітря навколишнього середовища приймають згідно з відповідними нормативними документами як середньомісячну відносну вологість найбільш теплого місяця.

Таблиця А.6

Граничні значення відносної дійсної висоти стиснутої зони бетону ξ_R

Бетон		Арматура		
Клас	$\varepsilon_{cu,3} \times 10^{-3}$	A240C	A400C	A500C
C12/15	3,33	0,758	0,657	0,613
C16/20	3,23	0,751	0,650	0,606
C20/25	3,10	0,743	0,649	0,596
C25/30	3,00	0,737	0,633	0,588
C30/35	2,80	0,729	0,618	0,571
C32/40	2,64	0,711	0,603	0,557
C35/45	2,45	0,696	0,585	0,544
C40/50	2,31	0,683	0,570	0,524

Таблиця А.7

Максимальна ширина розкриття тріщин, w_{ku} , мм

Клас впливу	Армовані елементи	Попередньо напружені елементи
ХО, ХС1	0,4	0,2
ХС2, ХС3, ХС4	0,3	0,2
ХД1, ХД2, ХС1, ХС2, ХС3		зменшен. навантаж. стиску

Примітка. Класи впливу наведені в ДБН В.2.6-98:2009.

ДОДАТОК Б

.ТАБЛИЧНІ КОЕФІЦІЄНТИ ДЛЯ РОЗРАХУНКІВ ТА КОНСТРУКТИВНІ ВИМОГИ ДО АРМАТУРНИХ ВИРОБІВ

Таблиця Б.1

Значення коефіцієнтів ω і β для розрахунків за граничними станами першої групи

$\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cl}}$	Клас бетону											
	C12/15		C16/20		C20/25		C25/30		C30/35		C32/40	
	ω	β	ω	β	ω	β	ω	β	ω	β	ω	β
0,1	0,153	0,101	0,142	0,094	0,134	0,088	0,128	0,085	0,123	0,082	0,119	0,079
0,2	0,280	0,183	0,263	0,172	0,249	0,163	0,240	0,157	0,232	0,152	0,225	0,148
0,3	0,386	0,249	0,365	0,236	0,348	0,226	0,337	0,219	0,327	0,213	0,318	0,207
0,4	0,474	0,302	0,451	0,288	0,433	0,278	0,420	0,271	0,410	0,264	0,400	0,259
0,5	0,546	0,344	0,523	0,331	0,505	0,321	0,492	0,314	0,482	0,308	0,472	0,303
0,6	0,606	0,377	0,583	0,365	0,566	0,356	0,554	0,350	0,544	0,345	0,534	0,340
0,7	0,655	0,403	0,634	0,393	0,618	0,385	0,607	0,380	0,597	0,375	0,588	0,370
0,8	0,695	0,423	0,676	0,414	0,661	0,408	0,651	0,403	0,643	0,400	0,634	0,396
0,9	0,728	0,438	0,711	0,431	0,697	0,426	0,688	0,422	0,681	0,419	0,673	0,416
1,0	0,755	0,450	0,740	0,444	0,728	0,440	0,719	0,437	0,712	0,434	0,706	0,432
1,1	0,778	0,459	0,763	0,454	0,752	0,450	0,745	0,448	0,738	0,446	0,732	0,443
1,2	0,796	0,465	0,782	0,461	0,772	0,457	0,765	0,455	0,759	0,453	0,753	0,451
1,3	0,810	0,469	0,797	0,465	0,788	0,462	0,781	0,460	0,775	0,458	0,769	0,456
1,4	0,822	0,471	0,809	0,467	0,799	0,464	0,793	0,462	0,787	0,459	0,781	0,457
1,5	0,830	0,472	0,818	0,467	0,808	0,463	0,801	0,461	0,795	0,458	0,788	0,455
1,6	0,837	0,471	0,823	0,465	0,813	0,461	0,806	0,458	0,798	0,455	0,790	0,450
1,7	0,840	0,469	0,826	0,462	0,815	0,457	0,807	0,453	0,799	0,448	0,789*	0,444*
1,8	0,842	0,465	0,826	0,457	0,814	0,451	0,805	0,446	0,795	0,440		
1,9	0,841	0,459	0,824	0,450	0,811	0,443	0,800	0,437	0,795*	0,439*		
2,0	0,837	0,452	0,820	0,442	0,805	0,434	0,798*	0,433*				
2,1	0,832	0,443	0,813	0,432	0,798*	0,424*						
	0,808*	0,415*										

* - при значеннях $\varepsilon_{cu1,cal}/\varepsilon_{cl}$.

Таблиця Б.2

Значення коефіцієнтів ω_k і β_k для розрахунків за граничними станами другої групи

$\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1,ck}}$	Клас бетону											
	C12/15		C16/20		C20/25		C25/30		C30/35		C32/40	
	ω_k	β_k	ω_k	β_k	ω_k	β_k	ω_k	β_k	ω_k	β_k	ω_k	β_k
0,1	0,144	0,095	0,133	0,088	0,125	0,083	0,119	0,079	0,114	0,076	0,110	0,073
0,2	0,266	0,174	0,247	0,162	0,235	0,154	0,225	0,148	0,217	0,143	0,210	0,139
0,3	0,369	0,238	0,346	0,224	0,331	0,215	0,319	0,208	0,310	0,202	0,301	0,197
0,4	0,455	0,291	0,430	0,276	0,414	0,267	0,402	0,260	0,392	0,254	0,383	0,249
0,5	0,528	0,334	0,503	0,320	0,486	0,311	0,474	0,304	0,464	0,299	0,456	0,294
0,6	0,589	0,368	0,564	0,355	0,548	0,347	0,537	0,341	0,528	0,337	0,520	0,333
0,7	0,639	0,395	0,616	0,384	0,601	0,377	0,591	0,372	0,582	0,368	0,575	0,365
0,8	0,681	0,417	0,660	0,407	0,646	0,401	0,637	0,397	0,629	0,394	0,623	0,392
0,9	0,715	0,433	0,696	0,426	0,684	0,421	0,675	0,417	0,669	0,415	0,663	0,413
1,0	0,743	0,446	0,726	0,440	0,716	0,436	0,708	0,433	0,702	0,431	0,697	0,429
1,1	0,767	0,455	0,751	0,450	0,741	0,447	0,734	0,444	0,729	0,443	0,724	0,442
1,2	0,785	0,462	0,771	0,457	0,762	0,454	0,755	0,452	0,750	0,451	0,746	0,450
1,3	0,801	0,466	0,787	0,462	0,778	0,459	0,772	0,457	0,767	0,456	0,764	0,455
1,4	0,813	0,469	0,799	0,464	0,790	0,461	0,784	0,459	0,780	0,458	0,776	0,457
1,5	0,822	0,469	0,808	0,464	0,799	0,461	0,793	0,459	0,788	0,457	0,784	0,456
1,6	0,828	0,469	0,813	0,462	0,804	0,459	0,798	0,456	0,793	0,455	0,788*	0,452*
1,7	0,833	0,467	0,816	0,459	0,807	0,455	0,801	0,452	0,795	0,450		
1,8	0,835	0,464	0,817	0,454	0,807	0,449	0,800	0,447	0,793*	0,442*		
1,9	0,836	0,459	0,816	0,448	0,805	0,443	0,798*	0,439*				
2,0	0,834	0,454	0,812	0,441	0,801	0,435						
2,1	0,830	0,447	0,807	0,432	0,795	0,426						

* - при значеннях $\epsilon_{c1,ck}/\epsilon_{c1}$.

Таблиця Б.3

Максимальні значення коефіцієнтів ω_{\max} і β_{\max} для розрахунків елементів за граничними станами першої групи

Клас бетону	Коефіцієнт ω_{\max}		Коефіцієнт β_{\max}	
	$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$	ω_{\max}	$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$	β_{\max}
C12/15	1,81	0,8418	1,51	0,4719
C16/20	1,76	0,8265	1,46	0,4673
C20/25	1,72	0,8149	1,44	0,4639
C25/30	1,70	0,8069	1,42	0,4616
C30/35	1,70	0,7986	1,41	0,4594
C32/40	1,60	0,7897	1,40	0,4569

Таблиця Б.4

Значення параметрів ω , φ , χ , η_u залежно від значень коефіцієнта K

Параметри	Значення коефіцієнта K								
	1,18	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0
η_r	1,075	1,200	1,268	1,309	1,339	1,363	1,382	1,398	1,412
ω	0,587	0,673	0,732	0,792	0,792	0,811	0,825	0,838	0,848
φ	0,383	0,421	0,443	0,462	0,462	0,467	0,471	0,474	0,476
χ	0,591	0,555	0,539	0,526	0,526	0,523	0,520	0,518	0,517
φ/ω	0,652	0,625	0,605	0,592	0,586	0,576	0,574	0,566	0,561

Таблиця Б.5

Вертикальні граничні прогини балок (за ДСТУ Б В.1.2-3:2006)

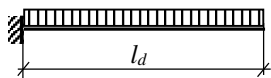
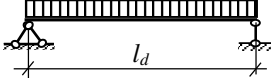
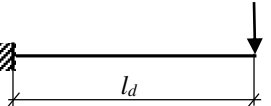
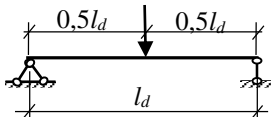
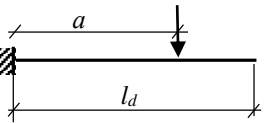
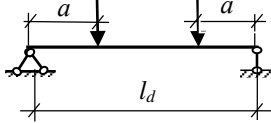
Балки покриттів і перекриттів при прольоті l в м	Встановлені вимоги	Вертикальні граничні прогини f_u	Навантаження для визначення прогинів
$l \leq 1$	Естетико-психологічні	$l / 120$	Постійні та змінні тривалі
$l = 3$		$l / 150$	
$l = 6$		$l / 200$	
$l = 12$		$l / 250$	
$l \geq 24$		$l / 300$	

Таблиця Б.6

Значення коефіцієнтів α_m, ξ, ζ

ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m
0,01	0,966	0,008	0,26	0,896	0,186	0,51	0,796	0,325
0,02	0,992	0,016	0,27	0,892	0,193	0,52	0,792	0,329
0,03	0,988	0,024	0,28	0,888	0,199	0,53	0,788	0,331
0,04	0,984	0,031	0,29	0,884	0,205	0,54	0,784	0,339
0,05	0,980	0,039	0,3	0,880	0,211	0,55	0,780	0,343
0,06	0,976	0,047	0,31	0,876	0,217	0,56	0,776	0,348
0,07	0,972	0,054	0,32	0,872	0,223	0,57	0,772	0,352
0,08	0,968	0,062	0,33	0,868	0,229	0,58	0,768	0,356
0,09	0,964	0,069	0,34	0,864	0,235	0,59	0,764	0,361
0,10	0,960	0,077	0,35	0,860	0,241	0,6	0,760	0,365
0,11	0,956	0,084	0,36	0,856	0,247	0,62	0,752	0,373
0,12	0,952	0,091	0,37	0,852	0,252	0,64	0,744	0,381
0,13	0,948	0,099	0,38	0,848	0,258	0,66	0,736	0,389
0,14	0,944	0,106	0,39	0,844	0,263	0,68	0,728	0,396
0,15	0,94	0,113	0,4	0,840	0,269	0,7	0,720	0,403
0,16	0,936	0,120	0,41	0,836	0,274	0,72	0,712	0,410
0,17	0,932	0,127	0,41	0,832	0,280	0,74	0,704	0,417
0,18	0,928	0,134	0,43	0,828	0,285	0,76	0,696	0,423
0,19	0,924	0,140	0,44	0,824	0,290	0,78	0,688	0,429
0,20	0,920	0,147	0,45	0,820	0,295	0,8	0,680	0,435
0,21	0,916	0,154	0,46	0,816	0,300	0,85	0,660	0,449
0,22	0,912	0,161	0,47	0,812	0,305	0,9	0,640	0,461
0,23	0,908	0,167	0,48	0,808	0,310	0,95	0,620	0,471
0,24	0,904	0,174	0,49	0,804	0,315	1	0,600	0,480
0,25	0,900	0,180	0,5	0,800	0,320			

Величини коефіцієнта k_m

Схема навантаження балки	k_m	Схема навантаження балки	k_m
	$\frac{1}{4}$		$\frac{5}{48}$
	$\frac{1}{3}$		$\frac{1}{12}$
	$\frac{a}{6l} \left(3 - \frac{a}{l} \right)$		$\frac{1}{8} - \frac{a^2}{6l^2}$

Таблиця Б.8

Площа поперечних перерізів, маса і сортамент арматури

Діаметр мм	Розрахункові площі поперечних перерізів, см ² , при кількості стержнів										Маса, кг/м	Арматура класів		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		A240C	A400 A500C	Bp-1
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,71	0,052	-	-	×
4	0,126	0,25	0,38	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	1,26	0,092	-	-	×
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96	0,144	-	-	×
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55	2,83	0,222	×	×	-
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,54	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03	0,395	×	×	-
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85	0,617	×	×	-
12	1,313	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31	0,888	×	×	-
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,32	13,85	15,39	1,208	×	×	-
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11	1,578	×	×	-
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	25,45	1,998	×	×	-
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	31,42	2,466	×	×	-
22	3,801	7,60	11,40	15,20	19,00	22,81	26,61	30,40	34,21	38,01	2,984	×	×	-
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,13	49,09	3,853	×	×	-
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	61,58	4,834	×	×	-
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42	6,313	×	×	-
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,90	61,08	71,26	81,44	91,62	101,8	7,990	×	×	-

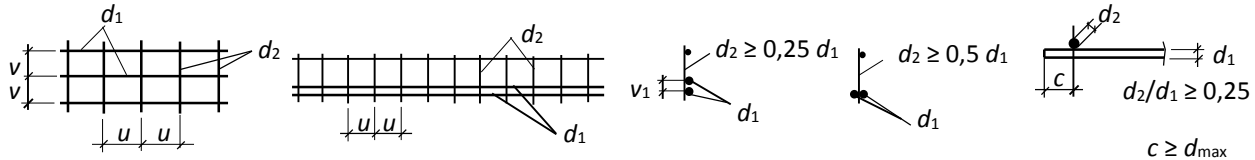
Примітка. Знаком «×» відмічені діаметри арматури, що продукуються.

Таблиця Б.9

Співвідношення між діаметрами стержнів і мінімальні віддалі між стержнями, які з'єднуються контактним зварюванням

Діаметр стержнів одного напрямку, d_1 , мм	3	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	40
Найменший допустимий діаметр другого напрямку, d_2 , мм	3	3	3	3	3	4	4	5	5	6	8	8	8	10
Найменша допустима відстань між осями стержнів одного напрямку, v_{\min} ; u_{\min} , мм	50	50	75	75	75	75	75	100	100	100	150	150	150	150
Те саме між осями поздовжніх стержнів при дворядному розташуванні в каркасах, v_1 , мм	-	30	30	30	40	40	40	40	50	50	50	60	70	80

165



ДОДАТОК В

АЛГОРИТМИ РОЗРАХУНКІВ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК

Таблиця В.1

Визначення несучої здатності нормальних перерізів балок за деформаційною моделлю з використанням діаграми деформування бетону у вигляді поліному п'ятої степені

Вихідні дані: висота перерізу h ; ширина перерізу b ; клас бетону $C_{...}$; поздовжня арматура діаметром d_s класу $A_{...}$ (площа A_s) розміщена в один ряд; захисний шар бетону c ; точність виконання умови рівноваги m	
№ з/п	Алгоритм
1	Механічні характеристики матеріалів: бетон – f_{cd} ; ε_{c1} ; ε_{cu1} ; арматура – f_{yd} ; E_s ; $\varepsilon_{s0} = f_{yd}/E_s$
2	Визначається робоча висота перерізу $d = h - c - 0,5d_s$
3	За табл. Б.3 додатку Б знаходяться максимальні значення ω_{max} і β_{max} та відповідне значення $\eta = \varepsilon_c/\varepsilon_{c1}$
4	Знаходиться значення $\varepsilon_c = \eta\varepsilon_{c1}$
5	На першому кроці орієнтовно приймається $z_{(1)} = 0,5d$ і обчислюється деформація арматури $\varepsilon_{s(1)} = \frac{\varepsilon_c}{z_{(1)}}(d - z_{(1)})$. Якщо $\varepsilon_{s(1)} \geq \varepsilon_{s0}$, подалі в розрахунках приймається $\varepsilon_{s(1)} = \varepsilon_{s0}$
6	Знаходяться зусилля в стиснутому бетоні $S_{c(1)}$ і розтягнутій арматурі $S_{s(1)}$, які відповідають $z_{(1)}$: $S_{c(1)} = \omega_{max} f_{cd} b z_{(1)} \text{ і } S_{s(1)} = \sigma_{s(1)} A_s = \varepsilon_{s(1)} E_s A_s$
7	Обчислюється точність виконання умови рівноваги за формулою $\frac{ S_{c(1)} - S_{s(1)} \times 100}{0,5(S_{c(1)} + S_{s(1)})} \leq m$
8	Якщо умова пункту 7 виконується, несуча здатність нормального перерізу $M_{Su(1)}$ визначається за формулою $M_{Su(1)} = \beta_{max} f_{cd} b z_{(1)}^2 + \varepsilon_{s(1)} E_s A_s (d - z_{(1)})$
9	Якщо умова пункту 7 не дотримується, виконуються наступні кроки наближення, в яких поступово змінюється висота стиснутої зони бетону за формулою $z_{(n)} = z_{(n-1)}(1 \pm 0,05)$

Побудова діаграми «момент – кривизна» в залізобетонних балках

Вихідні дані: висота перерізу h ; ширина перерізу b ; клас бетону $C_{...}$; поздовжня арматура класу $A_{...}$ розміщена в два ряди: перший ряд - діаметр стержнів d_{s1} (площа A_{s1}), другий - діаметр стержнів d_{s2} (площа A_{s2}); захисний шар бетону c ; віддаль між осями поздовжніх стержнів v_1 ; точність виконання умови рівноваги m .	
№ з/п	Алгоритм
1	Механічні характеристики матеріалів: бетон – $f_{cd}; \varepsilon_{c1}; \varepsilon_{cu1}$; арматура – $f_{yd}; E_s; \varepsilon_{s0} = f_{yd}/E_s; \varepsilon_{ud}$.
2	Визначається робоча висота перерізу: для арматури першого ряду $d_1 = h - c - 0,5d_s$; другого ряду $d_2 = h - c - 0,5d_{s1} - v_1$; для повної площі $d = h - c - 0,5d_s - 0,5v_1$.
3	Приймається $\varepsilon_c = 0,1\varepsilon_{c1}$ і методом наближень визначаються згинальний момент внутрішньої пари сил та кривизна елемента.
4	При відношенні $\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} = 0,1$ за табл. Б.1 додатку Б знаходяться значення коефіцієнтів ω і β .
5	На першому кроці орієнтовно приймається $z_{(1)} = 0,5d$ і обчислюються деформації арматури за формулами: $\varepsilon_{s1(1)} = \frac{\varepsilon_c}{z_{(1)}} (d_1 - z_{(1)})$; $\varepsilon_{s2(1)} = \frac{\varepsilon_c}{z_{(1)}} (d_2 - z_{(1)})$ Якщо $\varepsilon_{s1(1)} \geq \varepsilon_{s0}$ або $\varepsilon_{s2(1)} \geq \varepsilon_{s0}$, подалі в розрахунках приймається відповідно $\varepsilon_{s1(1)} = \varepsilon_{s0}$ і $\varepsilon_{s2(1)} = \varepsilon_{s0}$.
6	Знаходяться зусилля в стиснутому бетоні $S_{c(1)}$ і розтягнутій арматурі $S_{s1(1)}$ і $S_{s2(1)}$, які відповідають $z_{(1)}$: $S_{c(1)} = \omega f_{cd} b z_{(1)}$; $S_{s1(1)} = \varepsilon_{s1(1)} E_s A_{s1}$; $S_{s2(1)} = \varepsilon_{s2(1)} E_s A_{s2}$.
7	Обчислюється точність виконання умови рівноваги за формулою $\frac{ S_{c(1)} - S_{s1(1)} - S_{s2(1)} \times 100}{0,5(S_{c(1)} + S_{s1(1)} + S_{s2(1)})} \leq m$.
8	Якщо умова пункту 7 виконується, згинальний момент M_s при $\varepsilon_c = 0,1\varepsilon_{c1}$ визначається за формулою $M_s = \beta f_{cd} b z_{(1)}^2 + \varepsilon_{s1(1)} E_s A_{s1} (d_1 - z_{(1)}) + \varepsilon_{s2(1)} E_s A_{s2} (d_2 - z_{(1)})$.
9	Якщо умова пункту 7 виконується, обчислюється кривизна елемента за формулою $\chi = \frac{\varepsilon_c + \varepsilon_{s1(1)}}{d_1}$

продовження табл. В.2.

10	Якщо мова пункту 7 не дотримується, виконуються наступні кроки наближення, в яких поступово змінюється висота стиснутої зони бетону за формулою $z_{(n)} = z_{(n-1)}(1 \pm 0,05)$
11	Визначені M_S і χ приймаються як координатна точка діаграми «момент – кривизна» при $\varepsilon_c = 0,1\varepsilon_{c1}$.
12	Аналогічні розрахунки виконуються для кожного значення ε_c від $\varepsilon_c = 0,2\varepsilon_{c1}$ до $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu1}$ і знаходяться координати всіх точок для побудови діаграми « $M_S - \chi$ ».
13	Визначається максимальне значення моменту на діаграмі « $M_S - \chi$ », який є несучою здатністю нормального перерізу M_{Su} .

Таблиця В.3

Розрахунок площі поперечного перерізу поздовжньої арматури в залізобетонних балках

Вихідні дані: розрахунковий момент від зовнішнього навантаження M_{Ed} ; висота перерізу h ; ширина перерізу b ; клас бетону С...; поздовжня арматура класу А... .	
№ з/п	Алгоритм
1	Механічні характеристики матеріалів: бетон f_{cd} ; ε_{c1} ; арматура - f_{yd} ; E_s ; $\varepsilon_{s0} = f_{yd}/E_s$.
2	Орієнтовно призначається діаметр поздовжньої арматури d_s з розташуванням в один (два) ряди.
3	Призначається товщина захисного шару бетону c .
4	Визначається робоча висота перерізу: при розташуванні арматури в один ряд $d_1 = h - c - 0,5d_s$; при розташуванні арматури в два ряди $d = h - c - 0,5d_s - 0,5v_1$, де v_1 – віддаль між осями поздовжніх стержнів; для арматури другого ряду $d_2 = h - c - 0,5d_s - v_1$.
5	За табл. В.3 додатку Б для заданого класу бетону знаходиться максимальне значення коефіцієнта повноти епюри напружень стиснутого бетону ω_{max} і відповідне значення $\eta = \varepsilon_c/\varepsilon_{c1}$.
6	На першому кроці наближення приймається орієнтовно висота стиснутої зони бетону: при розташуванні арматури в один ряд - $z_{(1)} = 0,5d_1$; при розташуванні арматури в два ряди $z_{(1)} = 0,5d$;

7	<p>Визначається деформація арматури: при розташуванні арматури в один ряд та арматури першого ряду при двох рядному її розташуванні</p> $\varepsilon_{s1(1)} = \frac{\varepsilon_c}{z_{(1)}}(d_1 - z_{(1)});$ <p>деформація арматури другого ряду</p> $\varepsilon_{s2(1)} = \frac{\varepsilon_c}{z_{(1)}}(d_2 - z_{(1)}).$ <p>Якщо виявиться, що $\varepsilon_{s1(1)} \geq \varepsilon_{s0}$ або $\varepsilon_{s2(1)} \geq \varepsilon_{s0}$, подалі в розрахунках приймається $\varepsilon_{s1(1)} = \varepsilon_{s0}$ або $\varepsilon_{s2(1)} = \varepsilon_{s0}$.</p>
8	<p>Визначається площа поперечного перерізу поздовжньої арматури за формулою:</p> <p>при розташуванні арматури в один ряд</p> $A_s = \frac{\omega_{max} f_{cd} b z_{(1)}}{\varepsilon_{s1(1)} E_s (d_1 - z_{(1)})};$ <p>при розташуванні арматури в два ряди її сумарна площа</p> $A_s = \frac{\omega_{max} f_{cd} b z_{(1)}}{0,5 E_s [\varepsilon_{s1(1)} (d_1 - z_{(1)}) + \varepsilon_{s2(1)} (d_2 - z_{(1)})]}$
9	<p>Призначається кількість і діаметр стержнів:</p> <p>при розташуванні арматури в один ряд – не менше двох стержнів діаметром d_s з площею поперечного перерізу A_s;</p> <p>при розташуванні арматури в два ряди – не менше чотирьох стержнів діаметром d_s з площею арматури в першому ряду A_{s1}, в другому ряду – A_{s2}.</p>
10	<p>За алгоритмами, наведеними в табл. В.1 або табл. В.2 додатку В визначається несуча здатність балки $M_{Su(1)}$ з визначеною площею арматури на першому кроці наближення відповідно до пункту 7.</p>
11	<p>Якщо за прийнятої арматури виконується умова</p> $M_{Ed} \leq M_{Su(1)} \leq 1,05 M_{Ed},$ <p>її площа підібрана правильно.</p> <p>Якщо умова не дотримується, виконуються наступні кроки наближення, в яких поступово змінюється висота стиснутої зони бетону за формулою $z_{(n)} = z_{(n-1)}(1 \pm 0,05)$ (в дужках знак «плюс» приймається, коли $M_{Ed} > M_{Su(1)}$, коли $M_{Su(1)} > 1,05 M_{Ed}$ – приймається знак "мінус")</p> <p>Розрахунки повторюються n-разів до виконання умови $M_{Ed} \leq M_{Su(n)} \leq 1,05 M_{Ed}$,</p>

Перевірка несучої здатності нормальних перерізів залізобетонних балок з використанням дволінійної діаграми деформування бетону

<p>Вихідні дані: розрахунковий згинальний момент від зовнішнього навантаження M_{Ed}; висота перерізу h; ширина перерізу b; клас бетону С...; поздовжня арматура діаметром d_s, класу А... (площа A_s) розміщена в один ряд; захисний шар бетону c.</p>	
№ з/п	<i>Алгоритм</i>
1	Механічні характеристики матеріалів: бетон – f_{cd} ; арматура – f_{yd} .
2	Визначається робоча висота перерізу $d = h - c - 0,5d_s$.
3	За табл. А.6 додатку А визначається граничне значення дійсної відносної висоти стиснутої зони бетону ξ_R .
4	Визначається коефіцієнт армування $\rho = \frac{A_s}{bd}$.
5	Визначається коефіцієнт $\zeta = 0,5\rho \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$.
6	За значенням ζ по табл. Б.6 додатку Б знаходиться значення відносної висоти стиснутої зони бетону ξ .
7	Якщо $\xi \leq \xi_R$, елемент розраховується як з одиночним армуванням, якщо $\xi > \xi_R$ – балка розраховується як з подвійним армуванням.
8	При $\xi \leq \xi_R$ визначається несуча здатність нормального перерізу балки M_{Sd} за формулою $M_{Sd} = \zeta f_{cd} A_s d.$
9	Якщо $M_{Sd} \geq M_{Ed}$, несуча здатність балки забезпечена. Якщо $M_{Sd} < M_{Ed}$, несуча здатність балки не забезпечена.

Розрахунок площі поперечного перерізу поздовжньої робочої арматури в балках прямокутного профілю з використанням дволінійної діаграми деформування бетону

Вихідні дані: розрахунковий згинальний момент від зовнішнього навантаження M_{Ed} ; висота перерізу h ; ширина перерізу b ; клас бетону $C\dots$; поздовжня арматура класу $A\dots$.	
№ з/п	Алгоритм
1	Механічні характеристики матеріалів: бетон – f_{cd} ; арматура – f_{yd} .
2	Попередньо приймається діаметр стержнів d_s , розташованих в один або два ряди, та товщину захисного шару бетону $10\text{мм} \leq c \leq d_s$.
2	Визначається робоча висота перерізу: $d = h - c - 0,5d_s$ – при розташуванні в один ряд; $d = h - c - 0,5d_s - 0,5v_1$, де v_1 – віддал між осями поздовжніх стержнів.
3	За табл. А.6 додатку А визначається граничне значення дійсної відносної висоти стиснутої зони бетону ξ_R .
4	Визначається коефіцієнт армування $\rho = \frac{A_s}{bd}$.
5	Обчислюється коефіцієнт α_m $\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd}bd^2}$
6	За табл. Б.6 додатку Б залежно від α_m знаходяться значення коефіцієнтів ξ і ζ .
7	Якщо $\xi \leq \xi_R$, площа робочої арматури знаходиться за формулою $A_s = \frac{M_{Ed}}{\zeta f_{yd} d}$
8	За знайденою площею поперечного перерізу за сортаментом підбирається діаметр стержнів та їх кількість і уточнюється площа A_s .
9	Обчислюється коефіцієнт армування $\rho = \frac{A_s}{bd}$, який повинен задовольняти умові $\rho_{min} = 0,0013 < \rho \leq \rho_{max} = 0,04$.

продовження табл. В.5

10	Якщо $\rho < 0,0013$, площу арматури приймають рівною $A_s = 0,0013bd$. Якщо $\rho > 0,04$, необхідно збільшити розміри поперечного перерізу балки.
11	Якщо $\xi > \xi_R$ – балка розраховується як з подвійним армуванням.

Таблиця В.6

Розрахунок площі поперечного перерізу поздовжньої робочої арматури в балці прямокутного профілю з подвійною арматурою

Вихідні дані: розрахунковий згинальний момент від зовнішнього навантаження M_{Ed} ; висота перерізу h ; ширина перерізу b ; клас бетону $C\dots$; поздовжня арматура класу $A\dots$	
№ з/п	Алгоритм
1	Механічні характеристики матеріалів: бетон – $f_{cd}, \varepsilon_{cu,3}$; арматура – f_{yd}, E_s .
2	Попередньо орієнтовно приймається діаметр стержнів d_s в розтягнутій зоні та діаметр стержнів у стиснутій зоні d'_s . Призначається товщина захисного шару бетону $10 \text{ мм} \leq c \leq d_s$.
3	Визначається робоча висота перерізу: $d = h - c - 0,5d_s$; $d' = c + 0,5d'_s$.
4	Визначається коефіцієнт $\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd}bd^2}$.
5	За табл. В.6 додатку Б залежно від α_m знаходиться коефіцієнт ξ , а по таблиці А.6 додатка А – граничне значення ξ_R
6	Якщо $\xi \leq \xi_R$, балка розраховується як з одиночним армуванням. Якщо $\xi > \xi_R$, балка розраховується як з подвійним армуванням.
7	Визначається граничне значення висоти стиснутої зони бетону $x_R = \xi_R d$.
8	Визначається момент, який сприймає балка при x_R (при $\lambda = 0,8$) $M_R = 0,8x_R b f_{cd} (d - 0,4x_R)$.
9	Визначається деформація стиснутої арматури $\varepsilon'_s = \varepsilon_{cu,3} (1 - d'/x_R)$.

10	Деформації та напруження в стиснутій арматурі A'_s : якщо $\varepsilon'_s \leq f_{yd}E_s$, то $\sigma'_s = \varepsilon'_s E_s$; якщо $\varepsilon'_s > f_{yd}E_s$, то $\sigma'_s = f_{yd}$.
11	Деформації та напруження в розтягнутій арматурі A_s : $\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu,3}(d - x_R)}{x_R} \leq \frac{f_{yd}}{E_s}; \quad \sigma_s = \varepsilon_s E_s.$
12	Площа стиснутої арматури $A'_s = \frac{M_{Ed} - M_R}{\sigma'_s(d - d')}$.
13	Площа розтягнутої арматури $A_s = 0,8x_R b(f_{cd}/\sigma_s) + A'_s \sigma'_s / \sigma_s$.
14	Обчислюється коефіцієнт армування $\rho = \frac{A_s}{bd}$, який повинен задовольняти умові $\rho \leq \rho_{max} = 0,04$, в іншому випадку необхідно змінювати вихідні дані.

Таблиця В.7

Розрахунок площі поперечного перерізу поздовжньої робочої арматури в балках таврового перерізу з полицею в стиснутій зоні

Вихідні дані: розрахунковий згинальний момент від зовнішнього навантаження M_{Ed} ; висота перерізу h ; ширина перерізу b ; висота полиці h_{eff} ; ширина полиці b_{eff} ; клас бетону C...; поздовжня арматура класу A...	
№ з/п	Алгоритм
1	Механічні характеристики матеріалів: бетон – f_{cd} ; арматура – f_{yd} ; за табл. Б.5 додатку Б приймається значення ξ_R .
2	Попередньо орієнтовно приймається діаметр стержнів d_s в розтягнутій зоні та призначається товщина захисного шару бетону $10 \text{ мм} \leq c \leq d_s$.
3	Визначається робоча висота перерізу: $d = h - c - 0,5d_s$.
4	Визначається момент, що може сприйняти переріз за повністю стиснутої полиці $M_{Sf} = b_{eff} h_{eff} f_{cd} (d - 0,5h_{eff})$.
5	Якщо $M_{Sf} \geq M_{Ed}$, то $x \leq h_{eff}$, то переріз розглядається прямокутним з шириною стиснутої зони $x = h_{eff}$. Якщо $M_{Sf} < M_{Ed}$, то $x > h_{eff}$, то переріз розглядається як тавровий (розглядається пункт 6).
6	Визначається момент, який переріз може сприйняти з повністю стиснутими зв'язами $M_{S,eff} = (b_{eff} - b) h_{eff} f_{cd} (d - 0,5h_{eff})$.

продовження табл. В.7

7	Визначається момент, який повинен сприйняти ребро перерізу шириною b – $M_{Ed,b} = M_{Ed} - M_{S,eff}$.
8	Обчислюється коефіцієнт $\alpha_m = \frac{M_{Ed,b}}{f_{cd}bd^2}$.
9	За табл. Б.6 додатку Б знаходяться коефіцієнти ξ і ζ .
10	Якщо $\xi \leq \xi_R$, елемент розраховується як з одиночним армуванням, якщо $\xi > \xi_R$ – ребро розраховується як з подвійним армуванням (дивись табл. В.6).
11	При $\xi \leq \xi_R$ площа розтягнутої арматури визначається за формулою $A_s = \frac{M_{Ed,b}}{f_{yd}d\xi} + \frac{M_{S,eff}}{f_{yd}(d-0,5h_{eff})}$
12	За значенням A_s призначається діаметр і кількість стержнів, уточнюється площа арматури, обчислюється коефіцієнт армування $\rho = \frac{A_s}{bd}$, який повинен задовольняти умові $\rho \leq \rho_{max} = 0,04$, в іншому випадку необхідно змінювати вихідні дані.

Таблиця В.8

Встановлення необхідності поперечного армування залізобетонних балок

Вихідні дані: розрахункове значення поперечної сили від дії зовнішнього навантаження V_{Ed} ; висота балки h ; ширина балки b ; діаметр поздовжньої арматури d_s , клас бетону С...; захисний шар бетону c .	
№ з/п	Алгоритм
1	Механічні характеристики матеріалів: бетон – f_{ck} , γ_c .
2	Визначається робоча висота перерізу: $d = h - c - 0,5d_s$.
3	Визначається опір бетону зсуву $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$.
4	Обчислюються коефіцієнт $k = \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$ (d – в мм). Якщо $k > 2$, приймається $k = 2$.
5	Обчислюється коефіцієнт армування $\rho_1 = A_s/(bd) \leq 0,02$. Якщо $\rho_1 > 0,02$, далі приймається $\rho_1 = 0,02$.
6	Знаходиться величина $V_{min} = 0,035\sqrt{k^3 f_{ck}}$.

7	Розрахункова величина опору балки зсуву $V_{Rdc} = [C_{Rd,c} k^3 \sqrt{100 \rho_1 f_{ck}}] bd$
8	Розрахункова величина опору балки зсуву приймається не менше $V_{Rdc} = V_{min} bd$
9	Якщо більше значення V_{Rdc} із значень, визначених в пунктах 7 і 8, виявиться $V_{Rdc} \geq V_{Ed}$, поперчну арматуру розраховувати не потрібно, вона призначається за конструктивними вимогами.
10	Якщо $V_{Rdc} < V_{Ed}$, необхідно розраховувати поперчну арматуру.

Таблиця В.9

Перевірка несучої здатності балки по похилим перерізам

Вихідні дані: розрахункове значення поперечної сили від дії зовнішнього навантаження V_{Ed} ; висота балки h ; ширина балки b ; діаметр поздовжньої арматури d_s ; клас бетону С...; захисний шар бетону c ; в перерізах розташовані n_w стержнів діаметром d_{sw} класу А... з кроком s (площа поперечного перерізу одного стержня f_{sw}).	
№ з/п	Алгоритм
1	Механічні характеристики матеріалів: бетон – f_{cd} ; поперчна арматура – f_{ydw} .
2	Визначається робоча висота перерізу: $d = h - c - 0,5d_s$.
3	Визначається плече внутрішньої пари сил $z = 0,9d$.
4	Площа перерізу поперечних стержнів в одній площині перерізу балки $A_{sw} = n_w d_{sw}$.
5	Визначаються напруження зсуву від зовнішнього навантаження $v_{Ed} = V_{Ed}/(bd)$
6	За табл. 3.1 знаходиться значення коефіцієнта k_2 .
7	Обчислюються значення $cot\theta = k_2(4,5 - 0,5v_{Ed}^2 - 0,09v_{Ed}) \leq 2,5$. Якщо $cot\theta > 2,5$, приймається $cot\theta = 2,5$. $tan\theta = 1/cot\theta$

8	<p>Приймається опір зсуву $V_{Rd,s}$ (несуча здатність балки по похилому перерізу) меншому значенню за формулами:</p> $V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{yd} \cot \theta;$ $V_{Rd,max} = \frac{0,6 b z f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta}.$
9	<p>Якщо прийнятий опір зсуву $V_{Rd,s} \geq V_{Ed}$, несуча здатність балки по похилим перерізам забезпечена. Якщо прийнятий опір зсуву $V_{Rd,s} < V_{Ed}$, несуча здатність балки по похилим перерізам не забезпечена.</p>

Таблиця В.10

Розрахунок в балках поперечної вертикальної арматури

<p>Вихідні дані: розрахункове значення поперечної сили від дії зовнішнього навантаження V_{Ed}; висота балки h; ширина балки b; діаметр поздовжньої арматури d_s; кількість стержнів поздовжньої арматури в одному ряду n_s; клас бетону $C...$; захисний шар бетону c.</p>	
№ з/п	<i>Алгоритм</i>
1	Механічні характеристики матеріалів: бетон – f_{ck} ; поперчна арматура – f_{ywd}, f_{yk} .
2	Визначається робоча висота перерізу: $d = h - c - 0,5d_s$ (за умови розташування стержнів в одному ряду).
3	Визначається плече внутрішньої пари сил $z = 0,9d$.
4	Призначається кількість поперечних стержнів в одній площині $n_w = n_s$. Задається діаметр поперечних стержнів d_{sw} , але не меншим із умов зварювання (табл. Б.9 додатка Б).
5	Прийнята площа поперечних стержнів в одній площині перерізу балки - $A_{sw} = n_w d_{sw}$.
6	Визначаються напруження зсуву від зовнішнього навантаження $v_{Ed} = V_{Ed}/(bd)$
7	За табл. 3.1 знаходиться значення коефіцієнта k_2 .
8	Обчислюються значення $\cot \theta = k_2(4,5 - 0,5v_{Ed}^2 - 0,09v_{Ed}) \leq 2,5$. Якщо $\cot \theta > 2,5$, приймається $\cot \theta = 2,5$.

продовження табл. В.10

9	Визначається крок вертикальних поперечних стержнів $s = \frac{A_{sw} z f_{ywd} \cot \theta}{V_{Ed}}$
10	Крок поперечних стержнів приймається не більшим $s \leq s_{max} = 0,75d.$
11	Обчислюється коефіцієнт поперечного армування $\rho_w = \frac{A_{sw}}{sd}$
12	Перевіряється умова $\rho_w \geq \rho_{w,min} = (0,08 \sqrt{f_{ck}}) / f_{yk}$
13	Якщо умова пункту 9 не виконується, необхідно збільшити діаметр поперечних стержнів або зменшити їхній крок.

Таблиця В. 11

Розрахунок залізобетонних балок за шириною розкриття тріщин

Вихідні дані: згинальний момент від дії характеристичних значень постійних і змінних навантажень M_{Ek} ; згинальний момент від дії характеристичних значень постійних і тривалих змінних навантажень $M_{Ek,l}$; висота балок h ; ширина балок b ; площа поперечного перерізу поздовжньої арматури A_s ; діаметр поздовжньої арматури d_s ; арматура класу А...; бетон класу С...; висота стиснутої зони бетону x (із розрахунку несучої здатності нормального перерізу); коефіцієнти k_1, k_2 ; захисний шар бетону c ; допустиме значення ширини розкриття тріщин w_{ku} .	
№ з/п	Алгоритм
1	Механічні характеристики матеріалів: бетон – $f_{ct,eff} = f_{ctm}, E_{cm}, \varepsilon_{cu1,ck}$; арматура – E_s .
2	Визначається робоча висота перерізу: $d = h - c - 0,5d_s$ (за умови розташування стержнів в одному ряду).
3	Визначається висота розтягнутої арматури $h_{c,eff}$, яка приймається меншою із значень; $2,5(h - d)$; $(h - x)$; $0,5h$.
4	Обчислюється площа розтягнутого бетону $A_{c,eff} = bh_{c,eff}$.
5	Визначається коефіцієнт $\rho_{p,eff} = A_s / A_{c,eff}$.

6	<p>В табличній формі установлюється зміна деформацій арматури ε_s і напружень σ_s та момента внутрішніх зусиль M_S залежно від зміни деформацій крайньої фібри стиснутого бетону ε_c через $\Delta\varepsilon_c = \varepsilon_{cu1,ck}$ від $\varepsilon_c = 0$ до $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu1,ck}$. В розрахунках використовуються характеристичне значення призмової міцності f_{ck} та коефіцієнти згідно табл. Б.2 додатку Б. (Методика розрахунків може бути використана відповідно до табл. В.2 додатку В).</p>
7	<p>Використовуючи дані отриманої таблиці за пунктом 7, при значенні моменту $M_S = M_{Ek}$ приймається напруження в арматурі σ_s, а при значенні $M_S = M_{Ek,l}$ – напруження $\sigma_{s,l}$.</p>
8	<p>Обчислюються значення $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{stm})$: при короткотривалій дії постійних і змінних навантажень</p> $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm})_1 = \frac{\sigma_{s-0,6} \frac{f_{ct,eff}(1+\alpha_s \rho_{p,eff})}{\rho_{p,eff}}}{E_s} \leq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s},$ <p>при короткотривалій дії постійних і тривалих змінних навантажень</p> $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm})_2 = \frac{\sigma_{s,l-0,6} \frac{f_{ct,eff}(1+\alpha_s \rho_{p,eff})}{\rho_{p,eff}}}{E_s} \leq 0,6 \frac{\sigma_{s,l}}{E_s},$ <p>при довготривалій дії постійних і тривалих змінних навантажень</p> $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm})_3 = \frac{\sigma_{s,l-0,4} \frac{f_{ct,eff}(1+\alpha_s \rho_{p,eff})}{\rho_{p,eff}}}{E_s} \leq 0,6 \frac{\sigma_{s,l}}{E_s},$
9	<p>Визначається максимальний крок тріщин: при віддалі між центрами стержнів менше $5(c+d_s/2)$</p> $s_{r,max} = 3,4c + 0,425k_1 k_2 d_s / \rho_{p,eff};$ <p>при віддалі між центрами стержнів більше $5(c+d_s/2)$</p> $s_{r,max} = 1,3(h - x).$
10	<p>Визначається ширина розкриття тріщин: при короткотривалій дії постійних і змінних навантажень</p> $w_{k1} = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm})_1;$ <p>при короткотривалій дії постійних і тривалих змінних навантажень</p> $w_{k2} = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm})_2;$ <p>при довготривалій дії постійних і тривалих змінних навантажень</p> $w_{k3} = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm})_3.$

11	Повна ширина розкриття тріщин $w_k = w_{k1} - w_{k2} + w_{k3} \leq w_{ku}$
12	Якщо $w_k > w_{ku}$, необхідно збільшувати площу поперечного перерізу поздовжньої арматури A_s .

Таблиця В. 12

Розрахунок прогинів залізобетонних балок

Вихідні дані: згинальний момент від дії характеристичних значень постійних і змінних навантажень M_{Ek} ; згинальний момент від дії характеристичних значень постійних і тривалих змінних навантажень $M_{Ek,l}$; висота балок h ; ширина балок b ; площа поперечного перерізу поздовжньої арматури A_s ; діаметр поздовжньої арматури d_s ; арматура класу А...; бетон класу С...; розрахунковий проліт балок, l_d ; коефіцієнт k_m ; коефіцієнт повзучості φ_k ; захисний шар бетону c ; допустиме значення прогину балок f_u .	
№ з/п	Алгоритм
1	Механічні характеристики матеріалів: бетон – $f_{ck}; \varepsilon_{cu1,ck}$; арматура – $f_{yk}; E_s$.
2	Визначається робоча висота перерізу: $d = h - c - 0,5d_s$ (за умови розташування стержнів в одному ряду).
3	В табличній формі встановлюється зміна деформацій арматури ε_s , кривизни елемента χ та момента внутрішніх зусиль M_S залежно від зміни деформацій крайньої фібри стиснутого бетону ε_c через $\Delta\varepsilon_c = \varepsilon_{cu1,ck}$ від $\varepsilon_c = 0$ до $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu1,ck}$. В розрахунках використовуються характеристичне значення призмової міцності бетону f_{ck} та коефіцієнти згідно табл. Б.2 додатка Б. (Методика розрахунків може бути використана відповідно до табл. В.2 додатку В).
4	За даними таблиці, отриманої в пункті 3, будується графік залежності « $M_S - \chi$ ».
5	По графіку або за даними таблиці визначається кривизна балки χ при значенні моменту $M_S = M_{Ek}$ та кривизна χ_l – при значенні моменту $M_S = M_{Ek,l}$.

6	<p>Визначається прогин балок при короткотривалій дії постійних і змінних навантажень</p> $f_1 = k_m \chi_d l_d^2;$ <p>при короткотривалій дії постійних і тривалих змінних навантажень</p> $f_2 = k_m \chi_l l_d^2;$ <p>при довготривалій дії постійних і тривалих змінних навантажень</p> $f_3 = \varphi_k k_m \chi_l l_d^2.$
7	<p>Повний прогин</p> $f = f_1 - f_2 + f_3 \leq f_u.$

ДОДАТОК Г

ВИХІДНІ ДАНІ ДЛЯ ВИКОНАННЯ ІНДИВІДУАЛЬНИХ ЗАВДАНЬ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ ДО ОФОРМЛЕННЯ САМОСТІЙНОЇ РОБОТИ

Г.1. Вихідні дані для виконання індивідуальних завдань

Для проектування балок необхідно мати такі вихідні дані:

1. Тип балки – двохпролітна (однопролітна з консоллю).
 2. Відстань у чистоті між гранями опор $l_n = \dots$ м.
 3. Довжина консолі $l_c = \dots$ м (за наявності).
 4. Довжина обпирання $t = 0,3$ м.
 5. Ширина залізобетонного монолітного ригеля $b_w = 0,3$ м.
 6. Характеристичні навантаження:
 - постійне $g = \dots$ кН/м,
 - змінне $p = \dots$ кН/м.
 - змінне тривале $p_l = \dots$ кН/м,
 7. Коефіцієнти надійності за навантаженням:
 - для експлуатаційних розрахункових значень $\gamma_{fe} = 1,0$;
 - для граничних розрахункових значень:
 - постійних навантажень $\gamma_{fm} = 1,1$; змінних - $\gamma_{fm} = \dots$
 8. Клас бетону С.../... .
 9. Коефіцієнт надійності для бетону $\gamma_c = 1,3$.
 10. Клас робочої арматури: поздовжньої – А...С, поперечної і монтажної – А240С.
 11. Крайніми опорами слугують цегляні стіни.
 12. Відносна вологість навколишнього середовища 50 – 75%.
- Примітки: 1. Вихідні дані приймаються за наведеними нижче таблицями відповідно до коду студента (номера залікової книжки) або видаються викладачем індивідуально.
2. Схеми балок наведені на рис. Г.1 та рис. Г.2.

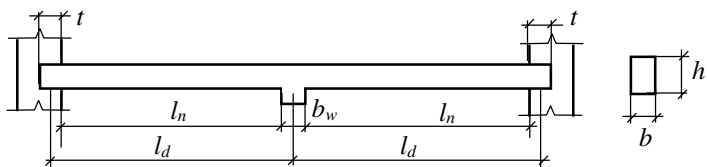


Рис. Г.1. Основні розміри двопролітної залізобетонної балки

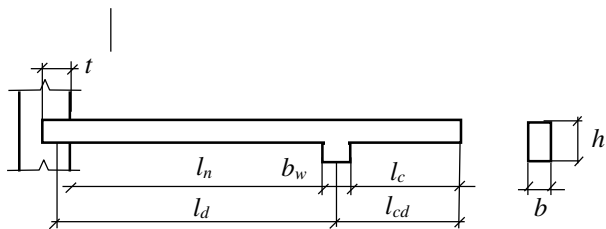


Рис. Г.2. Основні розміри однопролітної залізобетонної балки з консоллю

Таблиця Г.1

Відстань у чистоті між гранями опор l_n (чисельник) та довжина консолей l_c (знаменник)*
(розміри наведені в м)

Передостан- ня цифра коду	Остання цифра коду (шифру)									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
0	5,7/0	5,3/0	6,1/0	6,7/0	5,4/0	6,4/0	7,2/0	6,8/0	5,9/0	5,5/0
1	5,7/1,4	5,3/1,2	6,1/1,8	6,7/1,7	5,4/1,6	6,4/2,2	7,2/1,9	6,8/2,3	5,9/2,1	5,5/1,5
2	6,1/0	7,3/0	6,4/0	5,9/0	6,2/0	7,2/0	7,9/0	5,9/0	6,9/0	6,7/0
3	6,1/2,4	7,3/2,6	6,4/2,3	5,9/1,9	6,2/1,6	7,2/1,9	7,9/2,2	5,9/1,7	6,9/2,0	6,7/1,9
4	5,4/0	7,3/0	5,3/0	7,7/0	7,8/0	6,8/0	5,7/0	5,1/0	6,1/0	6,4/0
5	5,4/1,2	7,3/2,4	5,3/1,3	7,7/1,9	7,8/2,2	6,8/2,5	5,7/1,7	5,1/1,6	6,1/1,9	6,4/2,0
6	5,5/0	6,8/0	5,8/0	6,7/0	5,2/0	7,7/0	7,9/0	8,0/0	6,9/0	5,1/0
7	6,2/0	5,9/0	6,3/0	7,2/0	7,4/0	5,8/0	6,5/0	5,6/0	6,1/0	7,1/0
8	6,2/2,2	5,9/1,9	6,3/2,1	7,2/1,8	7,4/1,9	5,8/1,0	6,5/1,1	5,6/1,7	6,1/1,8	7,1/2,3
9	7,4/0	6,9/0	5,8/0	5,3/0	6,3/0	7,4/0	7,7/0	6,7/0	5,9/0	6,5/0

*- у варіантах, де для довжини консолі l_c (в знаменнику) зазначено «0», для розрахунків і конструювання приймається двохпролітна нерозрізна залізобетонна балка з відстанню у чистоті між гранями опор l_n .

Характеристичні постійні g (чисельник) і змінні навантаження p (знаменник)
(кН/м)

Передостан- ня цифра коду (шифру)	Остання цифра коду (шифру)									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1	25/40	25/35	20/45	20/40	30/30	40/25	35/25	45/20	40/20	30/25
2	26/41	26/36	21/46	21/41	31/31	41/26	36/26	46/21	41/21	31/26
3	27/42	27/37	22/47	22/42	32/32	42/27	37/27	47/22	42/22	32/27
4	28/43	28/38	23/48	23/43	33/33	43/28	38/28	48/23	43/23	33/28
5	29/44	29/39	24/49	24/44	34/34	44/29	39/29	49/24	44/24	34/29
6	30/45	30/40	25/50	25/45	35/35	45/30	40/30	50/25	45/25	35/30
7	31/46	31/41	26/51	26/46	36/36	46/31	41/31	51/26	46/26	36/31
8	32/47	32/42	27/52	27/47	37/37	47/32	42/32	52/27	47/27	37/31
9	33/48	33/43	28/53	28/48	38/38	48/33	43/33	53/28	48/28	38/32
0	34/49	34/44	29/54	29/49	39/39	49/34	44/34	54/29	49/29	39/33

Примітка. В завданні умовно приймається, що значення тривалих змінних навантажень p_l (квазіпостійні значення) приймаються рівними 40 % від повних змінних ($p_l = 0,40p$).

Таблиця Г.3

Класи бетону та арматури, коефіцієнт умов роботи бетону,
коефіцієнт надійності за навантаженням, ширина ригеля

Величини	Остання цифра коду (шифру)									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Клас бетону	C16/20	C20/25	C20/25	C16/20	C25/30	C25/30	C20/25	C16/20	C20/25	C25/30
Клас поздовжньої арматури	A400C	A500C	A500C	A400C	A400C	A500C	A500C	A400C	A400C	A500C
Коефіцієнт умов роботи бетону, γ_{b2}	0,9	1,0	0,9	1,0	0,9	0,9	1,0	0,9	0,9	0,9
Коефіцієнт надійності для змінних навантажень, γ_{fm}	1,25	1,20	1,30	1,20	1,25	1,30	1,20	1,35	1,25	1,35
Ширина ригеля, b_w , см	20	30	25	30	35	25	20	35	40	22

Г.2. Рекомендації до оформлення самостійної роботи

Розрахунково-графічна самостійна робота складається з пояснювальної записки та креслення армування балки з побудовою епюри матеріалів.

У пояснювальній записці наводяться всі розрахунки балки з необхідними поясненнями та супроводженням розрахункових схем балки та її перерізів. Виконується пояснювальна записка від руки ручками чорного або синього кольору з однієї сторони аркушів А4. Пояснювальна записка також може виконана з використанням персонального комп'ютера з величиною шрифту 14 пунктів.. Обсяг пояснювальної записки не повинен перевищувати 15 аркушів А4.

Графічна частина виконується на аркуші А4 або А3 олівцем. Виконання графічної частини роботи олівцем сприяє набутті навичок складання ескізу конструкції в будь-яких умовах. При виконанні схем армування балки, поперечних перерізів, арматурних каркасів необхідно дотримуватися вибраних масштабів геометричних розмірів. При цьому поздовжні і поперечні масштаби повинні бути однаковими. При побудові епюри матеріалів також необхідно встановлювати масштаб згинальних моментів. Аркуш графічної частини розміщується в пояснювальній записці.

Список рекомендованої літератури доповнити даним навчальним посібником з метою використання посилання на нього.

Всі матеріали роботи підшиваються в одну брошуру і підписуються автором на титульному аркуші.

ПРОГРАМНІ ПИТАННЯ ДЛЯ САМОКОНТРОЛЮ ЗНАТЬ

1. Область застосування залізобетонних балок.
2. Основні габаритні розміри балок.
3. Визначення розрахункової схеми балок.
4. Навантаження на балки (характеристичні, розрахункові).
5. Визначення внутрішніх зусиль в статично невизначених балках за пружної їхньої роботи.
6. Поняття про перерозподіл зусиль в статично невизначених залізобетонних балках.
7. Визначення зусиль від зовнішнього навантаження в нерозрізних балках з урахуванням перерозподілу зусиль.
8. Визначення внутрішніх зусиль від зовнішнього навантаження в одно пролітних балках з консолями.
9. Міцнісні та деформаційні характеристики бетону.
10. Класи і марки бетонів, які використовують для балок.
11. Механічні і деформаційні характеристики арматури.
12. Класи арматури.
13. Основні передбачення розрахунку несучої здатності балок.
14. Розрахункові діаграми механічного стану бетону і арматури.
15. Напружено-деформований стан нормальних перерізів балок.
16. Загальні умови рівноваги нормальних перерізів балок.
17. Визначення несучої здатності нормальних перерізів балок.
18. Характер руйнування балок по похилим перерізам.
19. Способи армування похилих перерізів.
20. Умови забезпечення несучої здатності похилих перерізів без поперечної арматури.
21. Умови забезпечення несучої здатності похилих перерізів з поперечною арматурою.
22. Визначення площі поперечної арматури.
23. Особливості розрахунку балок таврового профілю.

24. Мета та основні положення розрахунку балок за граничними станами другої групи.
25. Механізм утворення та розкриття тріщин.
26. Визначення моменту тріщиноутворення в згинальних залізобетонних елементах.
27. Визначення ширини розкриття тріщин.
28. Визначення прогинів балок.
29. Визначення кривизни елемента в перерізі з тріщиною.
30. Основні вимоги до поздовжнього армування балок.
31. Призначення та величина захисного шару бетону.
32. Анкерування поздовжньої арматури.
33. Суть обривання поздовжньої арматури в прольотах балок...
34. Визначення теоретичних та фактичних місць обривання арматури в прольотах та на опорах.
35. Суть побудови епюри матеріалів.
36. Конструкції арматурних каркасів та вимоги до їх конструювання.

ПРЕДМЕТНИЙ ПОКАЖЧИК

Анкерування арматури	98	Довжина зони анкерування	
Арматура		арматури	99
-класи	34	Епюри моментів	15, 18
-монтажна	34	Захисний шар бетону	95
-поздовжня робоча	95	Каркаси арматурні	164
-поперечна	34,97	Коефіцієнт	
-призначення	34	армування	98, 116
Арматурні вироби	96, 165	-надійності за матеріалом	
Армування балок	95	33	
Балки		-надійності за	
-армування	95	навантаженням	12
-багатопролітні	17	Коефіцієнти для розрахунків	
-двохпролітна	133	перерізу балок	158
-конструювання	98	Кривизна осі балок	
-однопролітні з консоллю		-без тріщин	89
	16	-з тріщинами	90
-розрахунковий проліт	11	Момент згинальний	
-статичний розрахунок	10	-тріщиноутворення	81
Бетон	24	Навантаження	
-деформаційні		-змінні	12
характеристики	28	-постійні	12
-класи і марки	30	-розрахункові граничні	12
-кубикова міцність	24	-розрахункові	
-міцність на розтяг, зріз	27	експлуатаційні	12
-призмova міцність	25	Напружено-деформований	
-розрахункові характе-		стан	40
ристики	32	Напруження в бетоні	45
Висота балок		-в арматурі	84
-повна	7, 109	Несуча здатність	
91		-балок таврового перерізу	
-робоча	103, 114	70	
Деформації арматури	36	-нормальних перерізів	46
-бетону	28	-похилих перерізів	65

Обрив стержнів	102	Розрахунок	
Опорні реакції	16	-за деформаціями	87
Передбачення	розрахунку	-за розкриттям тріщин	84
38		-несучої здатності	
Перерозподіл	зусиль в	нормальних перерізів	46
статично	невизначених	-несучої здатності похилих	
балках	21	перерізів	65
Прогини балок	87	-поперечних стержнів	68
Робоча висота балок	109	-прогинів	87
Розміри	поперечного	-ширини розкриття	
перерізу балок	7	тріщин	84
Розрахункові перерізи	64	Способи армування похилих	
Розрахункові схеми балок	14	перерізів	63
Розрахунок довжини зони		Тріщини	78
анкерування арматури	99	Фермова модель	66

Навчальне видання

*Бабич Євгеній Михайлович
Бабич Володимир Євгенійович*

РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК

Навчальний посібник

2-ге видання, перероблене і доповнене

Друкується в авторській редакції

Технічний редактор

Г.Ф. Сімчук

Підписано до друку 13.12.2016 р. Формат 60×84 ¹/₁₆.
Папір друкарський № 1. Гарнітура Times. Друк різнографічний.
Ум.-друк. арк. 11,1. Обл.-вид. арк. 11,6.
Тираж 100 прим. Зам. № 5286.

*Видавець і виготовлювач
Редакційно-видавничий відділ
Національного університету
водного господарства та природокористування
33028, Рівне, вул. Соборна, 11.*

*Свідоцтво про внесення суб'єкта видавничої справи до
державного реєстру видавців, виготівників і розповсюджувачів
видавничої продукції РВ № 31 від 26.04.2005 р.*