

Міністерство освіти і науки України
Луцький національний технічний університет



ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ

Методичні вказівки до практичних занять
для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти
освітньо-професійної програми «Будівництво та цивільна інженерія»
галузі знань 19 Архітектура та будівництво
(Г Інженерія, виробництво та будівництво)
спеціальності 192 (G19) Будівництво та цивільна інженерія
денної та заочної форм навчання

УДК 69 (07)
3 22

До друку

Голова вченої ради

факультету архітектури, будівництва та дизайну _____ О. АНДРІЙЧУК

Електронна копія друкованого видання передана для внесення в репозитарій ЛНТУ
Директор бібліотеки _____ Н. ПОЛЩУК

Затверджено вченою радою факультету архітектури,
будівництва та дизайну ЛНТУ, протокол № ____ від «__» _____ 2026 р.

Розглянуто і схвалено на засіданні кафедри будівництва
та цивільної інженерії ЛНТУ, протокол № ____ від «__» _____ 2026 р.

Завідувач кафедри будівництва та цивільної інженерії _____ О. УЖЕГОВА

Укладачі: _____ О. УЖЕГОВА, кандидат технічних наук, доцент, завідувач
кафедри будівництва та цивільної інженерії ЛНТУ

_____ С. УЖЕГОВ, кандидат технічних наук, доцент кафедри
будівництва та цивільної інженерії ЛНТУ

Рецензент: _____ С. РОТКО, кандидат техн. наук, доцент кафедри будівництва та
цивільної інженерії ЛНТУ;

Відповідальна за випуск: _____ О. УЖЕГОВА, кандидат техн. наук, доцент,
завідувач кафедри будівництва та цивільної інженерії ЛНТУ

Залізобетонні конструкції [текст] : методичні вказівки до
3 22 практичних занять для здобувачів першого (бакалаврського) рівня
вищої освіти освітньо-професійної програми «Будівництво та
цивільна інженерія» галузі знань 19 Архітектура та будівництво
(G Інженерія, виробництво та будівництво) спеціальності 192 (G19)
Будівництво та цивільна інженерія денної та заочної форм
навчання / уклад. О.А. Ужегова, С.О. Ужегов. – Луцьк : ЛНТУ, 2026.
– 152 с.

Видання містить методичні вказівки до практичних занять, теоретичні відомості,
алгоритми та приклади розв'язування задач, а також довідкову інформацію.

Методичні вказівки призначені для здобувачів вищої освіти освітньо-
професійної програми «Будівництво та цивільна інженерія», науковців, інженерно-
технічних працівників.

© О.А. Ужегова, 2026

© С.О. Ужегов, 2026

Здобувачі вищої освіти спеціальності 192 (G19) Будівництво та цивільна інженерія вивчають курс «Залізобетонні конструкції», що базується на чинних нормативних документах – «ДБН В.2.6.-98:2009. Конструкції будівель та споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення» [1] та «ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування» [2].

У наведеній методичній розробці викладена спрощена методика та приклади розрахунку за міцністю нормальних та похилих перерізів до поздовжньої осі залізобетонних згинальних елементів, стиснутих елементів тощо. Наведені необхідні для виконання розрахунків довідкові дані: характеристики матеріалів, значення деяких коефіцієнтів, схеми алгоритмів.

Методичні вказівки призначені для здобувачів вищої освіти освітньо-професійної програми «Будівництво та цивільна інженерія» галузі знань 19 Архітектура та будівництво (G Інженерія, виробництво та будівництво) спеціальності 192 (G19) Будівництво та цивільна інженерія денної та заочної форм навчання, науковців, інженерно-технічних працівників.

Позначення

Позначення за ДБН В.2.6-98: 2009 [1]	Пояснення
<i>A</i>	Площа поперечного перерізу
<i>A_c</i>	Площа поперечного перерізу бетону
<i>A_p</i>	Площа попередньо напруженого пучка або пучків
<i>A_s</i>	Площа поперечного перерізу арматури
<i>A_{s, min}</i>	Мінімальна площа поперечного перерізу арматури
<i>A_{sw}</i>	Площа поперечного перерізу поперечної арматури
<i>C</i>	Клас бетону
<i>E_{cm}</i>	Середнє значення початкового модуля пружності бетону
<i>E_{ck}</i>	Характеристичне значення початкового модуля пружності бетону
<i>E_{cd}</i>	Розрахункове значення початкового модуля пружності бетону
<i>E_p</i>	Розрахункове значення модуля пружності попередньо напруженої сталі
<i>E_s</i>	Розрахункове значення модуля пружності арматурної сталі
<i>EI</i>	Згинальна жорсткість
<i>F</i>	Вплив
<i>F_d</i>	Розрахункове значення впливу
<i>F_k</i>	Характеристичне значення впливу
<i>G_k</i>	Характеристичне значення постійного впливу
<i>Q_k</i>	Характеристичне значення змінного впливу
<i>M</i>	Згинальний момент
<i>M_{Ed}</i>	Розрахункове значення зовнішнього згинального моменту
<i>V</i>	Поперечна сила
<i>V_{Ed}</i>	Розрахункове значення поперечної сили
<i>S</i>	Внутрішні сили
<i>SLS</i>	Граничний стан за придатністю до експлуатації
<i>ULS</i>	Граничний стан за несучою здатністю
<i>a</i>	Геометричні дані

b	Загальна ширина перерізу або фактична ширина полицки в Т- або Г- подібних перерізах
d	Діаметр
d_0	Робоча висота поперечного перерізу
e_o	Випадковий ексцентриситет прикладання сили
e	Ексцентриситет прикладання сили
f_{cd}	Розрахункове значення міцності бетону на стиск
f_{ck}	Характеристичне значення міцності бетону на стиск у віці 28 діб
f_{cm}	Середнє значення міцності бетону на стиск
f_{ctk}	Характеристичне значення міцності бетону на осьовий розтяг
f_p	Значення міцності на розтяг попередньо напруженої арматури
f_{pk}	Характеристичне значення міцності попередньо напруженої арматури
$f_{p0,1}$	0,1% умовна границя текучості попередньо напруженої арматури
$f_{p0,1k}$	Характеристична 0,1% умовна границя текучості попередньо напруженої арматури
$f_{p0,2k}$	Характеристична 0,2% умовна границя текучості арматури
f_{tk}	Характеристичне значення міцності арматури на розтяг
f_y	Значення міцності арматури на границі текучості
f_{yd}	Розрахункове значення міцності арматури на межі текучості
f_{yk}	Характеристичне значення міцності арматури на границі текучості
f_{ywd}	Розрахункове значення міцності поперечної арматури
L, l, i	Довжина, проліт, радіус інерції
r	Радіус
$\varkappa = 1/r$	Кривина осі в певному перерізі
x	Абсолютна висота стиснутої зони перерізу
z	Плече внутрішньої пари сил
γ_G	Коефіцієнт надійності для постійних впливів G

γ_M	Коефіцієнт надійності для властивості матеріалу з урахуванням невизначеностей власне властивостей матеріалу, відхилень у геометрії та використаної розрахункової моделі
γ_Q	Коефіцієнт надійності для змінних впливів Q
γ_s	Коефіцієнт надійності для арматури
γ_f	Коефіцієнт надійності для впливів без урахування невизначеностей моделі
γ_g	Коефіцієнт надійності для постійних впливів без урахування невизначеностей моделі
γ_m	Коефіцієнт надійності для властивості матеріалу з урахуванням невизначеностей тільки властивості матеріалу
ϵ_c	Значення відносних деформацій стиску бетону
ϵ_{cl}	Значення відносних деформацій стиску бетону при максимальних напруженнях f_c
ϵ_{cu}	Значення відносних граничних деформацій стиску бетону
ϵ_{ctu}	Значення відносних граничних деформацій розтягу бетону
ϵ_u	Значення відносних деформацій арматурної сталі при максимальному навантаженні
ϵ_{uk}	Нормативне значення відносних деформацій арматури при максимальному навантаженні
θ	Кут
ν	Коефіцієнт Пуассона
ρ	Густина бетону в абсолютно сухому стані
ρ_l	Коефіцієнт армування для поздовжньої арматури
ρ_w	Коефіцієнт армування для поперечної арматури
σ_c	Напруження стиску у бетоні
σ_{cu}	Напруження стиску у бетоні при граничній деформації стиску ϵ_{cu}
$\tau_{F,d}$	Розрахункове напруження анкерування від осьового зусилля
\emptyset	Діаметр арматурного стержня

1. ОСНОВИ ПРОЄКТУВАННЯ

Проектування залізобетонних конструкцій здійснюється з урахуванням вимог чинних нормативних документів.

Розрахунок елементів залізобетонних конструкцій виконують за граничними станами, забезпечуючи надійність будівель та споруд протягом усього періоду експлуатації відповідно до ДБН В.1.2-14 [4].

Характеристичні значення навантажень і впливів, коефіцієнтів їх сполучення, коефіцієнтів надійності за навантаженням, коефіцієнтів надійності за відповідальністю будівель та споруд, а також поділ навантажень на постійні та змінні (тривалі та короточасні) визначають за ДБН В.1.2-2 [5, п. 2.1].

Для забезпечення вимог **безпеки** конструкції повинні мати такі початкові властивості, щоб з необхідним ступенем надійності для різних розрахункових ситуацій у процесі будівництва і експлуатації будівель та споруд була виключена можливість руйнування будь-якого характеру або порушення експлуатаційної придатності, пов'язаних із завданням шкоди для життя або здоров'я людини, майна або навколишнього середовища.

Для забезпечення вимог **експлуатаційної придатності** конструкції повинні мати такі початкові властивості, щоб з необхідним ступенем надійності для різних розрахункових ситуацій не утворювалися або надмірно не розкривалися тріщини, не виникали надмірні переміщення, коливання та інші пошкодження, які ускладнюють нормальну експлуатацію (порушення вимог комфорту щодо перебування людей, до зовнішнього вигляду конструкції, технологічних вимог за умов нормальної роботи обладнання, механізмів, конструктивних вимог щодо спільної роботи елементів та інших проектних вимог).

Для забезпечення вимог **довговічності** конструкції повинні мати такі початкові властивості, щоб у встановлений строк експлуатації задовольняти вимоги безпеки та експлуатаційної придатності з урахуванням впливу на геометричні характеристики конструкцій та механічні властивості матеріалів різних розрахункових впливів (тривала дія навантаження, несприятливі кліматичні та технологічні умови, зміна температури та вологості, змінне заморозування та відтавання, агресивні впливи тощо).

При проектуванні надійність бетонних і залізобетонних конструкцій встановлюють згідно з напівімовірнісним методом

розрахунку шляхом використання **розрахункових** значень навантажень і впливів, **розрахункових** характеристик бетону і арматури, які визначають за допомогою відповідних коефіцієнтів надійності до характеристичних значень цих величин з урахуванням рівня відповідальності будівель та споруд.

Розрахунок бетонних та залізобетонних конструкцій виконують за граничними станами першої та другої груп. Перша група містить у собі граничні стани, настання яких призводить до повної непридатності конструкції для експлуатації. Друга група містить у собі граничні стани, настання яких ускладнює нормальну експлуатацію конструкцій або призводить до скорочення встановленого строку служби.

Граничні стани визначають межу між допустимими і недопустимими (позаграничними) станами конструкцій.

Як основний метод розрахунку бетонних і залізобетонних конструкцій слід використовувати метод перерізів (нормальних та похилих) з урахуванням властивостей матеріалів.

Зусилля, напруження, деформації від зовнішніх навантажень та впливів навколишнього середовища в бетонних і залізобетонних конструкціях та в системах будівель та споруд визначають за загальними правилами будівельної механіки з урахуванням фізичної та геометричної нелінійності роботи конструкції у системі.

У статично невизначених конструкціях необхідно враховувати перерозподіл зусиль в елементах системи внаслідок нелінійних деформацій бетону і арматури та процесів утворення тріщин.

Розрахунки за граничними станами конструкції в цілому, а також окремих її елементів необхідно, як правило, виконувати для всіх стадій: виготовлення, транспортування, зведення та експлуатації; при цьому розрахункові схеми повинні відповідати реальній роботі конструкцій та прийнятим конструктивним рішенням.

При проектуванні елементів збірних залізобетонних конструкцій на вплив зусиль, які виникають при їх підйомі, транспортуванні і монтажі, навантаження від всіх елементів слід приймати з коефіцієнтом динамічності, який дорівнює [2, п. 1.8]:

1,60 – при транспортуванні;

1,40 – при підйомі та монтажі. У цьому випадку враховується коефіцієнт надійності за навантаженням. (При певному обґрунтуванні допускається приймати значення коефіцієнтів динамічності $\geq 1,25$.)

Розрахунок бетонних і залізобетонних конструкцій [1, п. 2.2.1] за граничними станами першої групи містить у собі:

- розрахунок за вичерпанням несучої здатності (за міцністю) в результаті можливих видів руйнування (крихке, в'язке або руйнування від втоми або іншого характеру), включаючи руйнування при спільній дії зовнішніх навантажень та несприятливому впливі навколишнього середовища (періодичному або постійному впливі агресивного середовища, наперемінного заморожування та відтавання, дії пожежі тощо);
- розрахунок за витривалістю як для руйнування, яке має характер втоми при багаторазовому або малоцикловому навантаженні;
- розрахунок за стійкістю форми (для гнучких тонкостінних і подібних конструкцій) та положення (у разі перекидання, ковзання, спливання тощо).

Основною метою проектування конструкцій, яке включає їх розрахунок, є недопущення в процесі її експлуатації настання будь-якого граничного стану, тобто забезпечити необхідну надійність і придатність конструкції до експлуатації.

Розрахунок залізобетонних конструкцій за несучою здатністю при дії згинального моменту і поздовжніх сил виконують на основі розрахункової моделі нормального перерізу з використанням деформаційного методу. За критерій появи граничного стану приймають досягнення деформаціями стиснутого бетону або розтягнутої арматури у перерізі граничних значень відносних деформацій ε_{cu} та ε_{su} . Розрахунок виконують на основі рівнянь рівноваги зовнішніх та внутрішніх зусиль у нормальному перерізі, умов деформування нормального перерізу, діаграм стану бетону і арматури.

Розрахунок бетонних і залізобетонних конструкцій [1, п. 2.2.2] за граничними станами другої групи виконують:

- за утворенням тріщин;
- за розкриттям тріщин;
- за деформаціями (прогинами, кутами повороту, переміщеннями, коливаннями).

Гранично допустима ширина розкриття тріщин не повинна перевищувати:

- **0,5 мм** – для конструкцій, що експлуатуються в умовах, захищених від кліматичних впливів;
- **0,4 мм** – для конструкцій, які зазнають кліматичних впливів;

- **0,3 мм** – для конструкцій, які експлуатуються в агресивних середовищах;
- **0,2 мм** – для конструкцій з арматурою з підвищеною чутливістю до корозії.

При розрахунку за граничними станами застосовують коефіцієнти надійності для матеріалів γ_c (для бетону стиснутої зони), γ_{ct} (для бетону, котрий працює на розтяг), γ_s (для арматури) (табл. 1.1) [1, табл. 2.1]:

Таблиця 1.1 – Коефіцієнти надійності матеріалів для граничних станів

Вид матеріалу	Перша група ^{*)}			Друга група	
	γ_c	γ_{ct} ^{**)}	γ_s	$\gamma_c \cdot \gamma_{ct}$	γ_s
Бетон конструкційний важкий та легкий	1,3	1,5/1,3	–	1,0	–
Стрижнева арматура класів: А 240С ^{***)} , А-I	–	–	1,05	–	1,0
А400С, А-III діаметром від 6 мм до 40 мм	–	–	1,10	–	1,0
А500С діаметром, мм: – від 8 до 22;	–	–	1,15	–	1,0
– від 25 до 32	–	–	1,20	–	1,0
А600, А600С, А600К, А800, А800К, А800СК, А1000	–	–	1,2	–	1,0
Дротяна арматура класів: – дрiт В, В _p ;	–	–	1,25	–	1,0
– В500	–	–	1,20	–	1,0
Арматурні канати К-7 та К-15 (К1400 та К1500)	–	–	1,2	–	1,0
^{*)} Для розрахунку за першою групою граничних станів під час аварійних навантажень та розрахунку на прогресуюче обвалення приймають такі коефіцієнти надійності матеріалів: $\gamma_c = 1,00$, $\gamma_{ct} = 1,00$, $\gamma_s = 1,00$. ^{**)} У чисельнику приведені коефіцієнти надійності γ_{ct} при призначенні $f_{ctd, 0,05}$, у знаменнику – коефіцієнти надійності γ_{ct} при призначенні $f_{ctd, 0,95}$. ^{***)} Арматурний прокат класів А 240С, А400С, А500С, А600, А600С, А600К, А800, А800К, А800СК, А1000 приймають згідно з ДСТУ 3760. Сталь гарячекатану для армування залізобетонних конструкцій класу А-III(А400) приймають згідно з ГОСТ 5781. Сталь для армування бетону класу В500 приймають згідно з ДСТУ EN 10080.					

Несучу здатність залізобетонних елементів без попереднього натягу арматури на дію згинальних моментів визначають, враховуючи такі передумови:

- за розрахунковий приймається усереднений переріз, який відповідає середнім деформаціям бетону і арматури по довжині ділянки між можливими тріщинами;

- деформації арматури і бетону, що її оточує, однакові і при розтягу, і при стиску;

- для розрахункового перерізу справедлива гіпотеза про лінійний розподіл деформацій по висоті (гіпотеза плоских перерізів);

- зв'язок між напруженнями і деформаціями у стиснутому бетоні виражають криволінійною залежністю (рис. 1.1), де f_{cd} – розрахункове значення міцності бетону на стиск; ϵ_{c1} – відносні деформації бетону стиску при максимальних напруженнях f_{cd} ; ϵ_{cu1} – відносні граничні деформації стиску бетону);

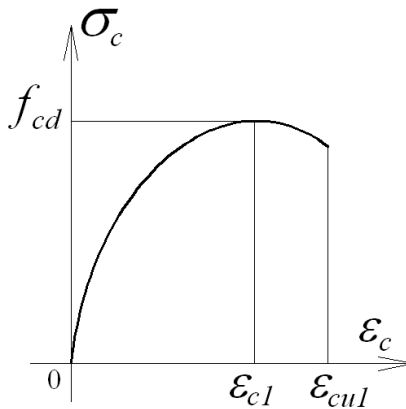


Рисунок 1.1 – Розрахункова діаграма деформування бетону

- зв'язок між напруженнями і деформаціями в арматурі виражають білінійною залежністю (рис. 1.2);

- роботу бетону розтягнутої зони не враховують.

Критерієм вичерпання несучої здатності перерізу є:

- втрата рівноваги між внутрішніми зусиллями та зовнішніми навантаженнями;

- руйнування стиснутого бетону при досягненні фібровими деформаціями граничних значень ϵ_{cu1} (рис. 1.1) або розрив усіх розтягнутих стержнів арматури внаслідок досягнення в них граничних деформацій ϵ_{ud} (рис. 1.2).

Найхарактернішим випадком руйнування згинальних елементів є випадок, коли деформації в арматурі досягають значень, які спричиняють текучість арматури, у розтягнутому бетоні нормальних перерізів розвиваються нормальні тріщини, їх ширина та їх кількість

зростає, внаслідок чого деформації в крайній стиснутій зоні бетону досягають граничних значень і відбувається роздроблення стиснутого бетону – настає руйнування балки по нормальному перерізу.

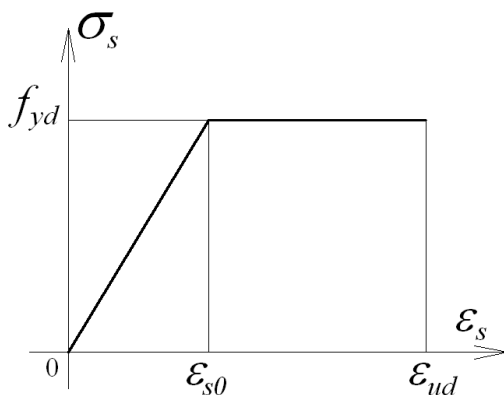


Рисунок 1.2 – Розрахункова (ідеалізована) діаграма механічного стану арматури

2. МАТЕРІАЛИ ДЛЯ БЕТОННИХ ТА ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

2.1. Бетон

Для виготовлення бетонних та залізобетонних конструкцій використовують важкий конструкційний бетон з середньою густиною від 2000 кг/м³ до 2500 кг/м³ включно.

Для бетонних та залізобетонних конструкцій застосовують бетони таких класів та марок [2, п. 3.1]:

- класів бетону за міцністю на стиск: C8/10; C12/15; C16/20; C20/25; C25/30; C30/35; C32/40; C35/45; C40/50; C45/55; C50/60;
- марок бетону за морозостійкістю: F50; F75; F100; F150; F200; при певному обґрунтуванні F300; F400; F500;
- марок бетону за водонепроникністю W2; W4; W6; при певному обґрунтуванні W8; W10; W12.

Вік бетону, який відповідає його класу за міцністю на стиск, призначають при проектуванні, виходячи з можливих реальних строків завантаження конструкцій проектними навантаженнями. За відсутності таких даних клас бетону призначається у віці 28 діб.

Для залізобетонних конструкцій рекомендують застосовувати бетон класу за міцністю на стиск не нижче C12/15.

Клас бетону, у якому розміщена попередньо напружена арматура без анкерів: для арматури класів A600; A800; Bp1400; Bp1500 – не нижче C16/20; для арматури класів A1000; Bp1200; Bp1300; K1400; K1500 – не нижче C25/30.

Передаточну міцність бетону f_{cp} на час його обтиснення призначають $\geq C12/15$ та $\geq 50\%$ прийнятого класу бетону.

2.2. Арматура

Арматура – це сталеві стержні, сталевий дріт, пучки, канати, які встановлюють у бетоні за розрахунком або за конструктивними міркуваннями.

Основне призначення арматури в залізобетонних конструкціях – сприймати розтягувальні напруження, а також підсилювати бетон стиснутої зони, підвищуючи цим міцність і надійність конструкцій.

За призначенням арматура буває робоча, конструктивна (розподільча) і монтажна.

Поздовжня і поперечна робоча арматура призначена для сприйняття внутрішніх розтягувальних, а часом і стискувальних зусиль. Площу її перерізу визначають за розрахунком. Робоча арматура може бути напружена або без попереднього натягу.

Конструктивна арматура забезпечує безперервне армування конструкцій і сприймає зусилля, не враховані розрахунком, такі як усадочні, температурні напруження. Вона також перерозподіляє зосереджені або ударні навантаження на ненавантажені ділянки конструкцій.

Монтажна арматура дає можливість створювати з робочих та конструктивних стержнів плоский або об'ємний арматурний каркас і забезпечує проектне положення робочої арматури. Конструктивна арматура теж може виконувати роль монтажною.

За способом виготовлення арматура буває гарячекатаною, холоднотягнутою, термічно зміцненою.

За видом поверхні арматуру виготовляють гладенькою або періодичного профілю. Ребра, рифи, вм'ятини на поверхні арматури покращують її зчеплення з бетоном.

Для армування залізобетонних конструкцій використовують арматуру, яка відповідає вимогам чинних нормативних документів, найчастіше це ДСТУ3760:2006.

Арматуру для залізобетонних конструкцій поділяють на такі види [1, п. 3.2.1.5]:

- гарячекатану гладку та періодичного профілю з постійною та змінною висотою виступів (відповідно кільцевої та серпоподібної форми) діаметром від 5,5 мм до 40 мм;

- термомеханічно зміцнену періодичного профілю з постійною та змінною висотою виступів (відповідно кільцевої та серпоподібної форми) діаметром від 6 мм до 40 мм;

- холоднотермомеханічно зміцнену періодичного профілю діаметром від 3 мм до 12 мм;

- арматурні канати діаметром від 6 мм до 15 мм.

Основним показником якості арматури є клас арматури за міцністю на розтяг, який позначають:

А – для гарячекатаної та термомеханічно зміцненої арматури;

В – для холоднотермомеханічно зміцненої арматури;

К – для арматурних канатів.

Класи арматури за міцністю на розтяг А, В, К відповідають гарантованому значенню межі текучості (з округленням) із забезпеченістю 0,95.

Для звичайних ненапружених конструкцій застосовують арматуру [1, п. 3.2.1.7]:

- гладку класу А240С;

- періодичного профілю класів А400С, А500С, В500.

Міцнісні та деформативні характеристики арматури цих класів ([2], табл. 3.4) наведено у додатку 2.

При обґрунтуванні економічної доцільності допускається використовувати арматуру більш високих класів.

Продовжується використання дрової арматури періодичного профілю класу Вр-І за старим ГОСТ 6727-80, яку випускають діаметрами 3, 4 і 5 мм.

Літера «С» у позначеннях класу арматури означає здатність її добре зварюватися. Літера «К» у позначеннях класу арматури означає підвищену її корозійну стійкість.

Для попередньо напружених залізобетонних конструкцій застосовують [1, п. 3.2.1.8]:

гарячекатану і термічно зміцнену стержневу арматуру періодичного профілю класів А600, А600С, А600К, А800, А800К, А800СК, А1000;

холоднодеформовану періодичного профілю класів Вр1200, Вр1300, Вр1400, Вр1500 (аналог Вр-ІІ);

канати з 7 і 19 дротів класів К1400, К1500 (К-7, К-19).

Для армування попередньо напружених залізобетонних конструкцій може використовуватись змішане армування ненапруженою і напруженою арматурою. Арматуру класів А600, А600С, А600К, А800, А800К, А800СК, А1000 допускається використовувати в якості ненапруженої разом із напруженою арматурою тих же класів, а також у конструкціях без попереднього напруження арматури [2, п. 3.2.2.4].

Вибір досить довговічного бетону для захисту арматури від корозії і захисту від агресивних впливів на бетон потребує ретельного підбору складу бетону. Часом трапляються випадки, коли для забезпечення довговічності конструкції застосовують бетон вищого класу за міцністю на осьовий стиск, ніж класу, необхідного за розрахунком. Взаємозв'язок між класами бетону за міцністю і класами

умов експлуатації можна описати індикативними класами, наведеними у таблиці 2.1 [1, п. 4.3.4]:

Таблиця 2.1 – Класи умов експлуатації конструкцій, залежно від характеристики навколишнього середовища і мінімальні класи бетону за міцністю на стиск

Клас умов експлуатації	Характеристика навколишнього середовища, вологісний режим	Приклади умов навколишнього середовища	Мінімальний клас бетону
1	2	3	4
1. Агресивні дії відсутні			
ХО	Відсутнє наперемінне заморожування-відтавання, хімічні дії, стирання тощо. Дуже сухий повітряно-вологісний режим ($RH \leq 30\%$)	Конструкції всередині приміщень із сухим режимом згідно з ДБН В.1.2-2 та ДСТУ Б В.2.6-145	С 8/10
2. Корозійні пошкодження арматури, викликані карбонізацією			
XC1	Сухий повітряно-вологісний режим ($30\% \leq RH \leq 60\%$) або постійна експлуатація у вологонасиченому стані	Конструкції всередині приміщень із нормальним режимом згідно з ДБН В.1.2-2 та ДСТУ Б В.2.6-145, конструкції, які постійно знаходяться в ґрунті або під водою	С 12/15
XC2	Водонасичений стан при епізодичному висушуванні	Конструкції, поверхня яких тривалий час контактує з водою	С 16/20
XC3	Помірний повітряно-вологісний режим ($60\% \leq RH \leq 75\%$), експлуатація в умовах епізодичного вологонасичення	Конструкції всередині приміщень із вологим режимом згідно з ДБН В.1.2-2 та ДСТУ Б В.2.6-145 надвірні конструкції, захищені від атмосферних впливів (дощу)	С 20/25
XC4	Наперемінне зволоження та висушування	Конструкції, поверхні яких контактують з водою, але не відповідають класу XC2	С 25/30

1	2	3	4
3. Корозійні пошкодження, викликані хлоридами			
XD1	Вологий, в умовах повітряно-вологісного стану ($RH > 75\%$) за відсутності епізодичного водонасичення	Конструкції, поверхні яких контактують із газоподібними середовищами з вмістом хлор-іонів	C 25/30
XD2	У водонасиченому стані	Залізобетонні конструкції, які контактують з технічною водою, що містить хлор-іони; басейни для плавання	C 30/35
XD3	Навперемінне зволоження та висушування	Елементи мостових конструкцій; трубопроводи; плити автостоянок тощо	C 30/35
4. Корозійні пошкодження, викликані навперемінним заморожуванням-відтаванням			
XF1	Епізодичне водо-насичення, дія від'ємних температур за відсутності антиобморожувачів	Конструкції, вертикальні поверхні яких зазнають атмосферних дій	C 25/30
XF2	Те ж, у присутності антиобморожувачів	Конструкції, вертикальні поверхні яких зазнають атмосферних дій та попадання антиобморожувачів, що містяться у повітрі	C 20/25
XF3	Водонасичений стан, антиобморожувачі не застосовують	Конструкції, горизонтальні поверхні яких зазнають атмосферних дій	C 25/30
XF4	Водонасичений стан, застосовують антиобморожувачі	Конструкції, горизонтальні поверхні яких зазнають прямих дій антиобморожувачів; проїзні частини мостів, шляхи	
5. Корозійні пошкодження, викликані хімічними та біологічними діями			
XA1	Слабоагресивне середовище	Згідно зі СНиП 2.03.11	C 25/30
XA2	Середньоагресивне середовище		
XA3	Сильноагресивне середовище		C 30/35

2.3. Захисний шар бетону

Захисний шар бетону – це відстань від поверхні робочої арматури до найближчої поверхні бетону, яка має бути не меншою від розміру мінімального захисного шару і від діаметра арматури. Мінімальну величину захисного шару бетону ($c_{min,dur}$) встановлюють для арматурної сталі з урахуванням класу впливу середовища [1, п. 4.4.2.4]:

Таблиця 2.2 – Мінімальна величина захисного шару бетону для арматурної сталі, $c_{min,dur}$, ММ

Клас конструкції	Клас впливу середовища						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	10	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Таблиця 2.3 – Класи конструкцій за європейською методикою

Клас	Характеристика та термін експлуатації	Типові об'єкти
S1	Тимчасові споруди (до 10 років)	Будівельні риштування, тимчасові навіси, споруди на будмайданчиках
S2	Замінні частини конструкцій (10–25 років)	Окремі елементи, що підлягають заміні, підкранові балки, опори обладнання
S3	Сільськогосподарські споруди (15–30 років)	Склади, ангари, тваринницькі ферми
S4	Базовий клас для будівель (50 років)	Житлові багатоповерхівки, офісні центри, звичайні промислові будівлі
S5	Монументальні будівлі (100 років)	Значущі адміністративні будівлі, деякі об'єкти інфраструктури
S6	Особливо важливі споруди (>100 років)	Мости, дамби, атомні станції, унікальні архітектурні пам'ятки

Для розрахункового строку експлуатації залізобетонних конструкцій протягом 50 років приймають клас конструкцій S4, саме S4 є відправною точкою для більшості проектів.

Клас може коригуватися залежно від міцності бетону (наприклад, використання вищого класу бетону дозволяє знизити вимоги S на одну позицію) або конструктивних особливостей (плити зазвичай мають менші вимоги до захисту арматури, ніж балки).

Чим вищий індекс S, тим більшим має бути мінімальний захисний шар бетону для арматури, щоб забезпечити стійкість до корозії протягом усього терміну служби.

При товщині захисного шару бетону, що перевищує 45 мм, необхідно передбачити його конструктивне армування.

3. ОСНОВНІ ФІЗИКО-МЕХАНІЧНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ МАТЕРІАЛІВ ДЛЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

3.1. Кубикова міцність бетону

Бетон – штучний камінь, результат твердіння раціонально підбраної суміші цементу, як в'язучої речовини, дрібного та крупного заповнювачів (піску та щебеню) і води. Для модифікації властивостей бетону часто додають ще деякі речовини – різноманітні пластифікатори, прискорювачі твердіння тощо. Як наслідок, бетон – матеріал неоднорідний, багатокomпонентний.

Коли до бетонного елемента прикладене зовнішнє навантаження (найчастіше стискує), у ньому виникає складний напружено-деформівний стан: внутрішні напруження концентруються на найбільш жорстких зернах крупного заповнювача з високим модулем пружності, навколо яких виникають зусилля зсуву, що намагаються порушити зв'язок між ними. Концентрація напружень спостерігається і в найслабших ділянках з порожнинами та дрібними порами (адже, з теорії пружності відомо, що в стиснутому елементі з отворами навколо цих отворів виникає плоский напружений стан і розтягувальні напруження діють на площинках, паралельних до стискувальної сили). У бетоні таких пор і пустот багато, напруження навколо них додаються.

За умови осьового стискання бетонного зразка крім стискуючих поздовжніх напружень виникають ще й поперечні розтягуючі напруження, тому руйнування відбувається внаслідок розриву бетону в поперечному напрямку.

Основною механічною характеристикою бетону є його міцність на стиск, яка визначається випробуваннями на пресі бетонних кубів. Оскільки бетон неоднорідний матеріал, то зразки, виготовлені з одного замісу можуть мати різну міцність. Експериментально встановлено, що міцність бетону залежить від:

- зернового складу (його підбирають так, щоб об'єм пустот в суміші заповнювачів був найменшим),
- міцності заповнювачів та характеру їх поверхні (при шорсткій та кутастій поверхні заповнювачів підвищується їх зчеплення з цементним розчином, тому бетони, виготовлені на щебені, мають більшу міцність, ніж бетони, виготовлені на гравії),

- форми та розмірів зразка,
- витрати цементу,
- вмісту води,
- умов тужавлення,
- виду напруженого стану,
- тривалості дії навантаження,
- технології виготовлення тощо.

Експериментами підтверджено, що бетонний кубик при стиску руйнується внаслідок розриву бетону в поперечному напрямку (рис.1). Площини розриву утворюються під кутом до напрямку дії стискуючого навантаження. Такий характер руйнування зумовлений силами тертя між опорними платформами преса і поверхнями куба, що перешкоджають вільному розвитку поперечних деформацій. Чим далі від зон контакту, сили тертя зменшуються, при руйнуванні куб набуває форми двох обернених пірамід, замкнутих своїми вершинами. Якщо змастити контактні поверхні, то тертя можна уникнути, а руйнування куба станеться по площинах, паралельних до дії стискаючого навантаження. (На практиці кубикову міцність визначають без змащення.)



Рисунок 3.1 – Характер руйнування бетонного зразка при стиску

За результатами випробувань визначають руйнівне навантаження F_u , а кубикову міцність $f_{c,cube}$ (границю міцності важкого бетону при стиску) обчислюють за формулою:

$$f_{c,cube} = F_u / a^2,$$

де $a = 150$ мм – розмір ребра стандартного куба. Якщо куби мають інші розміри, то вводять перевідні коефіцієнти: при $a = 200$ мм опір стиску становитиме $\sigma = 0,93f_{c,cube}$, а при $a = 100$ мм – $\sigma = 1,1f_{c,cube}$.

3.2. Призмova міцність бетону

Реальні залізобетонні конструкції мало подібні до кубів, тому при їх розрахунках кубикова міцність не може бути використана. Основною характеристикою міцності бетону в конструкціях при стиску є його призмova міцність $f_{c,prism}$, яка є тимчасовим опором осьовому стиску бетонних призм. Призмovu міцність визначають випробуванням призми на стиск (рис. 3.2). Якщо висота ($h = 600$ мм) призми буде в 4 рази більша від розміру перерізу в плані ($a = 150$ мм), то тертя не вплине на характер руйнування зразка. Висота призми не може перевищувати більш, як у 8 разів розмір її перерізу, щоб не допустити появи гнучкості.

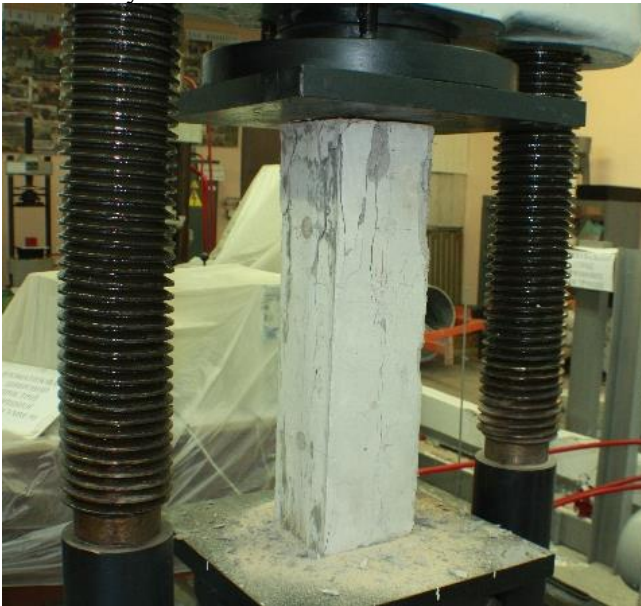


Рисунок 3.2 – Характер руйнування бетонної призми при стиску

За результатами випробувань визначають руйнівне навантаження F_u , а призмovu міцність $f_{c,prism}$ обчислюють за формулою:

$$f_{c,prism} = F_u / b^2,$$

де $b = 150$ мм – розмір сторони основи призми.

Призмову міцність можна визначити теоретично за формулою О.О.Гвоздева:

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

3.3. Міцність бетону на розтяг, зріз та сколювання

Міцність бетону на розтяг f_{ct} залежить від міцності цементного каменю і зчеплення його із зернами заповнювачів. Міцність бетону на розтяг значно менша (у 10...20 разів) від міцності на стиск. Підвищити міцність бетону на розтяг можна збільшенням кількості цементу, зменшенням водоцементного співвідношення – В/Ц, використанням щебеню з шорсткою поверхнею. Тимчасовий опір бетону на розтяг визначають за емпіричною залежністю:

$$f_{ct} = 0,233\sqrt[3]{f_{c,cube}}.$$

Внаслідок неоднорідності структури бетону ця формула не завжди дає точне значення. Точніше міцність бетону на розтяг можна визначити експериментально, випробовуючи зразки у вигляді «вісімок» на розрив, у вигляді «циліндрів» на розколювання, у вигляді «балочок» на згин. За руйнівним моментом бетонної балки

$$f_{ct} = \frac{M}{\gamma \cdot W} = 3,5 \frac{M}{bh^2},$$

де $W = bh^2/6$ – момент опору прямокутного перерізу; b і h – розміри поперечного перерізу балки, $\gamma = 1,7$ – коефіцієнт, що враховує криволінійний характер епюри стиснутої зони бетону.

У залізобетонних конструкціях чистий зріз зустрічається рідко, як правило, він супроводжується дією поперечних сил, при цьому елемент розділяється на дві частини.

Дослідним шляхом визначити міцність бетону на зріз та сколювання дуже складно, тому для їх знаходження використовують емпіричні формули, що базуються на експериментальних даних. Міцність бетону на зріз обчислюють за формулою:

$$f_{sh} = 0,7\sqrt{f_{c,prism} f_{ct}} \text{ або } f_{sh} \approx 2f_{ct}.$$

На сколювання бетон працює при згинанні залізобетонних балок до появи в них похилих тріщин. Напруження сколювання по

висоті перерізу змінюються за квадратною параболою. Тимчасовий опір на сколювання при згині у 1,5...2 рази перевищує міцність бетону на розтяг.

3.4. Види деформацій у бетоні

Деформації – це зміна форми або розмірів тіла внаслідок дії певних зовнішніх впливів (зовнішнього навантаження, зміни температури, вологості тощо).

Розрізняють деформації двох основних видів: об'ємні, які виникають у всіх напрямках під впливом усадки, зміни температури та вологості, і силові, які розвиваються головним чином в напрямку дії сили.

Об'ємні деформації усадки для важких бетонів становлять $\epsilon_{sh} \geq 3 \times 10^{-4}$, а для бетонів на пористих заповнювачах $\epsilon_{sh} \approx 4,5 \times 10^{-4}$.

Об'ємні деформації від зміни температури залежать від коефіцієнта лінійної температурної деформації бетону. При зміні температури від -50°C до $+50^\circ\text{C}$ для важкого бетону $\alpha_{ct} = 1 \times 10^{-5} \text{K}^{-1}$. Цей коефіцієнт залежить від виду цементу, заповнювачів, вологості бетону і може змінюватися в межах $\pm 30\%$.

Силові поздовжні деформації супроводжуються, як правило, поперечними деформаціями. Початковий коефіцієнт Пуассона становить $0,2$ при рівні напружень, які не перевищують $0,5f_{cd}$ для бетону без тріщин, а для бетону з тріщинами коефіцієнт Пуассона рівний 0 .

Силові деформації залежно від характеру навантаження та його тривалості поділяють на три види: при одноразовому завантаженні короткочасним навантаженням, при довготривалій дії навантаження і при багаторазово повторюваній дії навантаження.

Бетон – пружно-пластичний матеріал, і тому в ньому поряд з пружними ϵ_{el} (оборотними – такими, що відновлюються після зняття навантаження) виникають непружні або пластичні ϵ_{pl} (необоротні, які не відновлюються після зняття навантаження) деформації (рис.3.3).

Повні деформації $\epsilon_c = \epsilon_{el} + \epsilon_{pl}$.

Невелика частка пластичних деформацій (близько 10%) протягом деякого часу після розвантаження відновлюється.

Якщо зразок навантажувати поетапно невеликими частками від руйнівного і заміряти деформації на кожному етапі двічі – відразу ж після навантаження і через певний час після стабілізації стану, то на

діаграмі деформування бетону отримаємо ступінчасту лінію (рис.3.3). Деформації, заміряні відразу ж після завантаження, пружні і зв'язані з напруженнями лінійним законом (пряма лінія, нахилена до осі деформації під кутом α_o), а деформації, що розвиваються протягом певного часу стабілізації стану, пластичні.

Кількісно пружні деформації бетону оцінюються модулем пружності бетону, який рівний тангенсу кута нахилу дотичної до кривої деформування на початку координат.

Експериментально визначити модуль пружності бетону складно, тому в розрахунках використовують початковий модуль пружності бетону, який визначається при напруженнях $\sigma = (0,2 \dots 0,3) f_{c,prism}$.

Величина пластичних деформацій зростає зі збільшенням рівня напружень, на діаграмі це горизонтальні ділянки. При достатньо великій кількості етапів залежність матиме вигляд плавної кривої (подібно до пунктирної лінії на рис. 3.3), таку ж криволінійну залежність (рис.3.4, [1, п. 3.1.4]) можна отримати при одноразовому монотонному (поступовому, без витримок під частковим навантаженням) навантаженні бетону. Отже, пружні деформації виникають в момент навантаження зразка, а пластичні деформації збільшуються з часом і залежать від швидкості навантаження: зі збільшенням швидкості навантаження непружні деформації зменшуються.

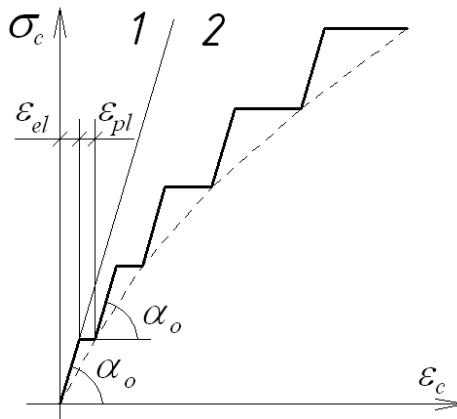


Рисунок 3.3 – Діаграма деформування бетону при поетапному завантаженні: 1 – зона пружних деформацій; 2 – зона пластичних деформацій

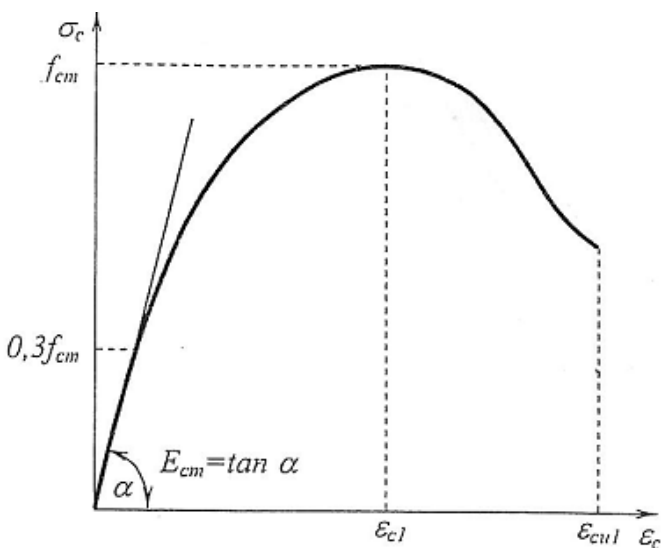


Рисунок 3.4 – Фактична діаграма "напруження-деформації" бетону:
 ϵ_{c1} – деформації бетону при максимальних напруженнях $\sigma_c = f_{cm}$;
 ϵ_{cu1} – граничне значення відносних деформацій бетону

3.5. Класи і марки бетону

Міцність бетону на стиск визначається через класи, які пов'язані з характеристичною кубиковою міцністю $f_{ck,cube}$, визначеною на 28 добу зі статистичною забезпеченістю 0,95 за дотримання нормальних умов твердіння.

Клас бетону за міцністю на осьовий стиск – це 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 кожного окремого зразка $f_{ci,cube}$, яка внаслідок неоднорідності бетону має розсіювання і розподіляється навколо середньої величини $f_{cm,cube}$ (рис. 3.5), яку визначають за формулою:

$$f_{cm,cube} = \sum_{i=1}^n f_{ci,cube} / n,$$

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

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

n – кількість випробуваних кубів.

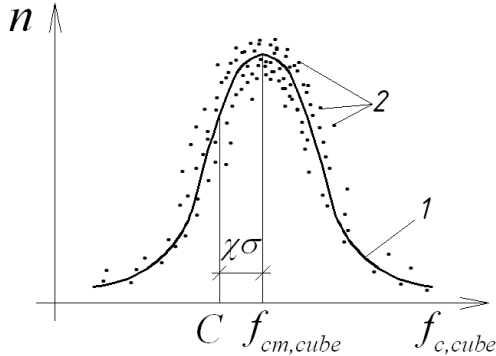


Рисунок 3.5 – Крива розподілу кубикової міцності бетону:
1 – теоретична крива; 2 – дослідні значення міцності

Мінливість міцності характеризується середнім квадратичним відхиленням, яке рівне

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_1^n f_{ci,cube}^2}{n-1}}$$

та коефіцієнтом варіації, що рівний

$$V_c = \sigma / f_{cm,cube} .$$

Значення коефіцієнта варіації V_c змінюється в певних межах залежно від якісного рівня технології виготовлення бетону – чим досконаліша технологія, тим менший коефіцієнт варіації. Нормативними документами [1, 2] передбачається оптимальне значення $V_c = 0,135$ (13,5%).

З урахуванням статистичної мінливості міцності бетону його клас визначають за формулою

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

де C – клас бетону, 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 зі 100 випробуваних бетонних кубиків у 95 спостерігалася міцність не менша за C – клас бетону.

Для бетонних та залізобетонних конструкцій застосовують бетони таких класів та марок [2, п. 3.1]:

- класів бетону за міцністю на стиск: C8/10; C12/15; C16/20; C20/25; C25/30; C30/35; C32/40; C35/45; C40/50; C45/55; C50/60 (у чисельнику вказано клас бетону, визначений за результатами випробувань на стиск стандартних циліндрів – за європейськими нормами, а в знаменнику – стандартних кубів);
- марок бетону за морозостійкістю: F50; F75; F100; F150; F200; при певному обґрунтуванні F300; F400; F500. Цифри означають кількість циклів наперемінного заморожування і відтавання бетону в насиченому водою стані без помітної втрати міцності (до 15%);
- марок бетону за водонепроникністю W2; W4; W6; при певному обґрунтуванні W8; W10; W12. Цифри характеризують граничний тиск води ($\text{кг}/\text{см}^2$), за якого не спостерігається просочування води через стандартний бетонний дослідний зразок (наприклад, для W2 граничний тиск води становить $2 \text{ кг}/\text{см}^2 = 0,2 \text{ МПа}$).

3.6. Розрахункові характеристики бетону

Базовими міцнісними характеристиками бетону для розрахунку конструкцій є їх **характеристичне значення**: опір бетону осьовому стиску $f_{ck,prism} = f_{ck}$; опір бетону осьовому розтягу $f_{ctk,0,05}$. У випадку аварійних ситуацій може використовуватись значення бетону при осьовому розтягу $f_{ctk,0,95}$. Характеристичні значення опору бетону осьовому стиску (призмova міцність) та осьовому розтягу визначають за [1, табл. 3.1] (додаток 1) залежно від класу бетону С.

Характеристичні значення визначають залежно від середніх дослідних значень з урахуванням необхідної забезпеченості та коефіцієнта варіації (рис. 3.6). Характеристичне значення опору бетону осьовому стиску – призмової міцності знаходять за формулою:

$$f_{ck,prism} = f_{cm,prism} (1 - 1,6V_c).$$

Характеристичне значення опору бетону осьовому розтягу знаходять за формулою:

$$f_{ctk,0,05} = 0,7 f_{ctm,0,05}.$$

Розрахункові значення міцності бетону на стиск [1, п. 3.1.5] зведені в таблицю додатка 1, їх визначають з умови:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c,$$

де γ_c – коефіцієнт надійності для бетону (табл. 1.1);

α_{cc} – коефіцієнт, що враховує вплив тривалості дій та несприятливих впливів, що викликані способом прикладання навантаження, на міцність бетону при стиску, набуває значень від 0,8 до 1,0; рекомендоване значення 1,0.

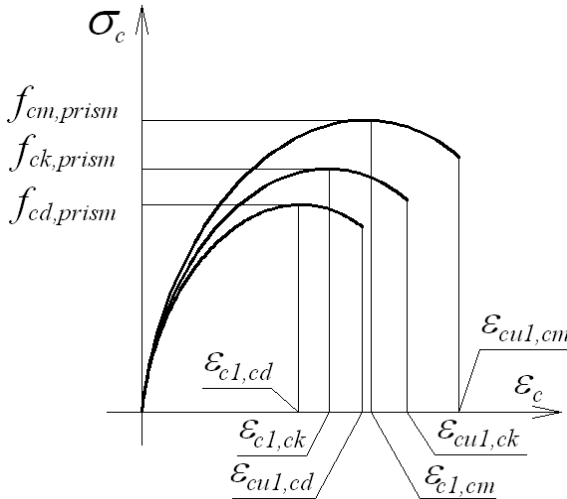


Рисунок 3.6 – Характеристики міцності бетону при стиску і відповідні їм деформації

Величина **розрахункової** міцності бетону на розтяг визначається з умови:

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk, 0,05} / \gamma_{ct},$$

де γ_{ct} – коефіцієнт надійності для бетону (табл. 1.1);

α_{ct} – коефіцієнт, що враховує вплив на міцність бетону при розтягу тривалості дій та несприятливих впливів, що викликані способом прикладання навантаження.

Рекомендованим є значення $\alpha_{ct} = 1,0$.

У загальному випадку для визначення несучої здатності, кривини, переміщень, перерозподілу зусиль у статично невизначених конструкціях необхідно виходити з напружено-деформованого стану перерізів залізобетонних елементів, визначеного на основі використання нелінійної діаграми "напруження-деформації" [1, п. 3.1.4] (рис. 3.4).

При проектуванні поперечних перерізів користуються спрощеною [1, п. 3.1.6] розрахунковою білінійною діаграмою $\sigma_c - \varepsilon_c$ (рис.3.7).

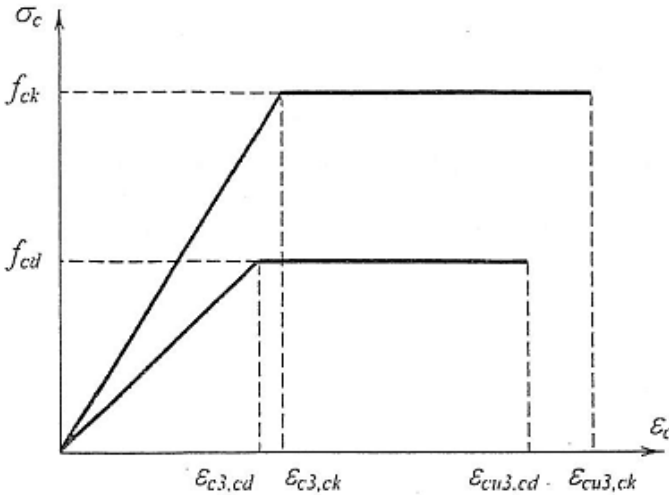


Рисунок 3.7 – Дволінійна діаграма "напруження-деформації" бетону (спрощена дволінійна залежність)

У документі EN 1992-1-1 (Eurocode-2) окрім дволінійної діаграми рекомендують використовувати параболічно-прямокутну (рис. 3.8) [6, рис.3.3].

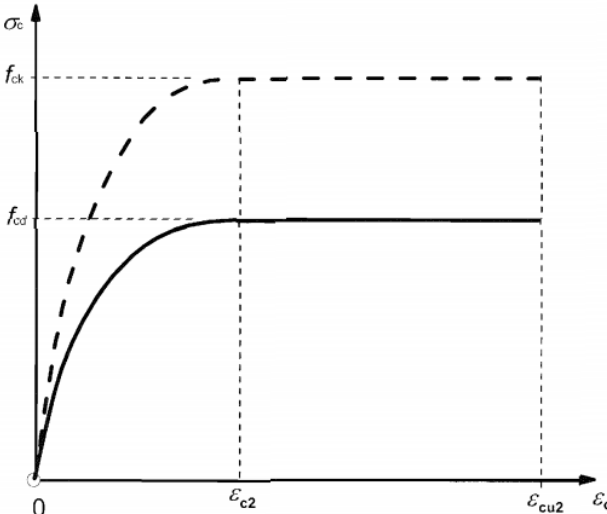


Рисунок 3.8 – Параболічно-прямокутна діаграма за Eurocode-2

При виконанні перевірочних розрахунків прямокутних перерізів можна припускати рівномірний характер розподілу нормальних стискальних напружень у стиснутій зоні (рис.3.9).

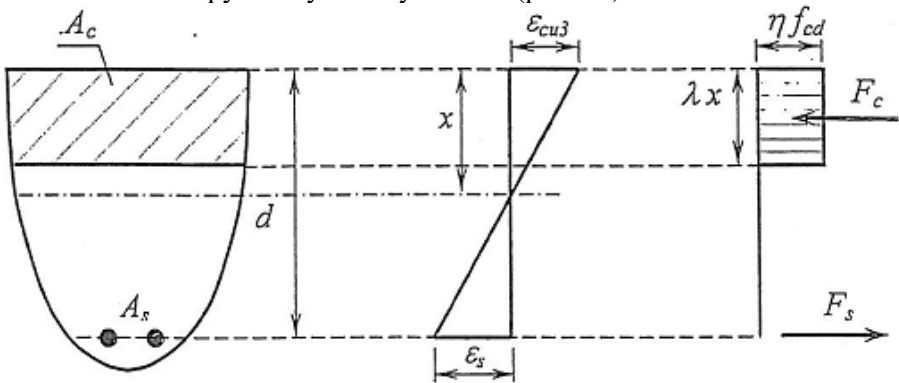


Рисунок 3.9 – Характер розподілу напружень у перерізі

Коефіцієнт $\lambda = 0,8$ визначає розрахункову висоту стиснутої зони, коефіцієнт η визначає вплив різних факторів на міцність бетону. Рекомендованою величиною є $\eta = 1$.

3.7. Армування

Армування сталі для залізобетонних виробів характеризується такими показниками [1, п. 3.2.2]: характеристичне значення міцності на межі текучості f_{yk} або $f_{0,2k}$; максимальна фактична міцність на межі текучості $f_{y, max}$; міцність при розтягу f_{tk} ; пластичність ϵ_{su} і f_{tk} / f_{yk} ; гнучкість; властивості зчеплення f_R ; розміри перерізу та допуски; опір на втомленість; зварюваність; міцність на зсув та міцність зварювання для зварних сіток і решітчастих блоків. Характеристики арматурних сталей наведені у нормативній літературі [3] і у додатку 2.

За механічними властивостями арматурні сталі поділяють умовно на "м'які" та "тверді" (рис. 3.10, 3.11).

До "м'яких" відносять гарячекатані сталі, які після прокатування не піддаються ніякому додатковому зміцненню і характеризуються площадкою текучості на діаграмі "напруження-деформації" (рис. 3.10) [1, рис. 3.5,а]. "М'які" сталі використовують для армування залізобетонних конструкцій без попереднього натягу.

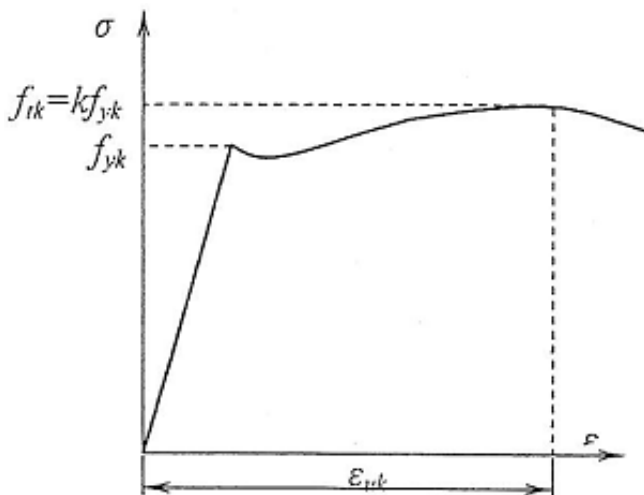


Рисунок 3.10 – Дійсна діаграма "напруження-деформації" розтягу для звичайної арматурної сталі, яка має фізичну площадку текучості

Гарячекатана арматурна сталь з площадкою текучості видовжується перед розривом майже на 25%.

Напруження, на рівні яких деформації розвиваються без помітного збільшення навантаження, носять назву фізичної межі текучості арматурної сталі f_{yk} . Характеристичне значення міцності f_{yk} це найменша межа текучості із забезпеченістю 0,95. Напруження, що виникають перед розривом зразка, називаються тимчасовим опором арматурної сталі f_{tk} . Підвищити міцність гарячекатаної арматурної сталі та зменшити її видовження перед розривом можна за рахунок легуючих добавок (марганець, кремній, хром тощо), термічного зміцнення та холодного деформування. Тоді сталь переходять у пластичну стадію роботи без вираженої площадки текучості, її відносять до "твердих" сталей.

Для "твердих" сталей характеристичне значення міцності $f_{0,2k}$ це напруження, які відповідають залишковому відносному видовженню, рівному 0,2%, оскільки такі сталі не мають фізичної площадки текучості (рис. 3.11) [1, рис. 3.5,б].

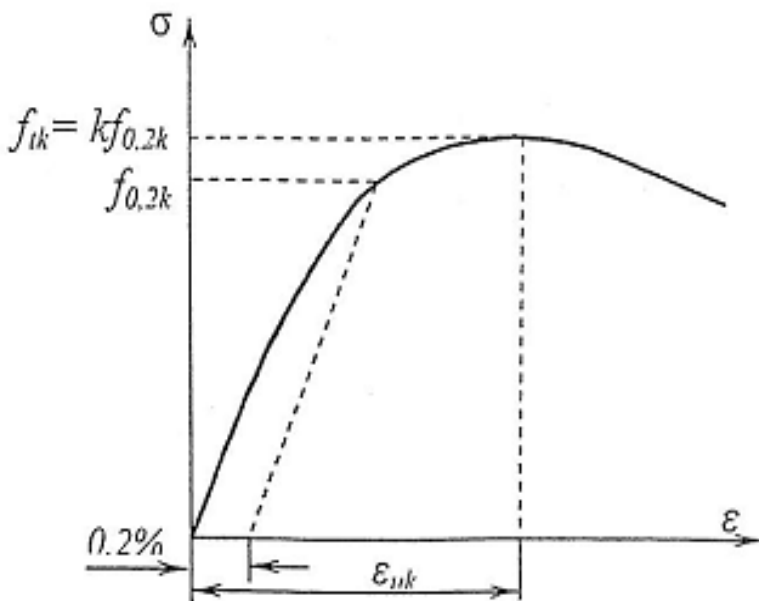


Рисунок 3.11 – Дійсна діаграма "напруження-деформації" розтягу для звичайної арматурної сталі, яка не має фізичної площадки текучості

До основних деформаційних характеристик арматури належать:

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

Проектуючи залізобетонні конструкції, крім міцності і деформативності, слід враховувати й інші механічні властивості арматурних сталей: зварюваність, стійкість до руйнування від втоми, корозійну стійкість, динамічне зміцнення.

Зварюваність сталей має велике значення при механізованому виготовленні зварних арматурних виробів – сіток, каркасів та закладних деталей, для стикування стержневої арматури зварюванням, для виготовлення анкерів. Добре зварюється гарячекатана маловуглецева і низьколегована арматурна сталь. А термічно зміцнену і холоднотягнуту арматуру зварювати не можна.

Холодноламкість (схильність до крихкого руйнування при мінусових температурах) характерна для гарячекатаної арматури

періодичного профілю. Мало стійкими до руйнування від втоми є термічно зміцнені сталі.

Високотемпературний нагрів арматурних сталей знижує їх міцність та деформативність. Забороняється використовувати термічно зміцнену арматуру та зміцнену витяжкою арматуру для армування конструкцій, що експлуатуються при підвищених температурах.

При розрахунку залізобетонних елементів за граничними станами у якості розрахункової діаграми стану деформування арматури, яка встановлює зв'язок між напруженнями і відносними деформаціями арматури, приймають дволінійну діаграму (рис. 3.12) [2, п. 3.2.1]. Холоднодеформована арматура класу B500 для забезпечення надійності конструкцій умовно віднесена до арматури, що має фізичну границю текучості.

Розрахункове значення міцності арматури на розтяг f_{yd} визначають за формулою:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s,$$

де γ_s – коефіцієнт надійності для арматури (табл. 1.1).

Значення модуля пружності арматури E_s і діаграми стану арматури при розтягу і стиску приймають однаковими.

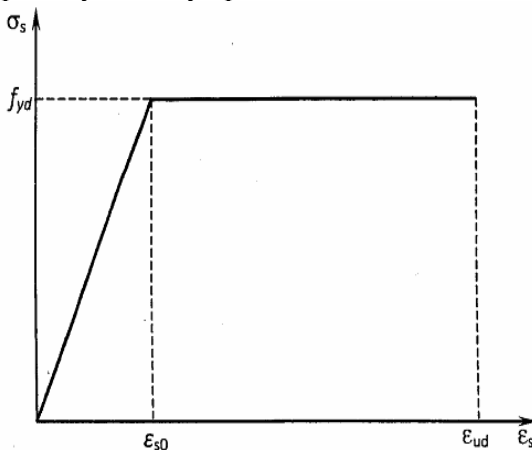


Рисунок 3.12 – Діаграма стану арматури

Відносні деформації видовження арматури визначають:

$$\epsilon_{so} = f_{yd} / E_s.$$

При розрахунку залізобетонних елементів у якості розрахункової діаграми стану деформування попередньо напруженої арматури, яка встановлює зв'язок між напруженнями і відносними деформаціями арматури приймають дволінійну діаграму (рис. 3.12).

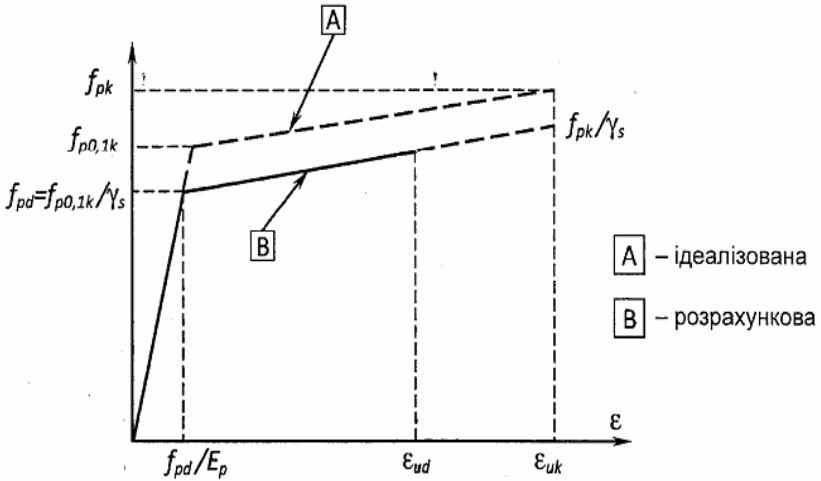


Рисунок 3.13 – Діаграма стану попередньо напруженої арматури

4. РОЗРАХУНОК ЗА МІЦНІСТЮ НОРМАЛЬНИХ ПЕРЕРІЗІВ ЗГІНАЛЬНИХ ЕЛЕМЕНТІВ

Розрахунок нормальних перерізів згинальних елементів здійснюють для визначення площі перерізу робочої арматури за умови, що відомі всі інші параметри – клас бетону, клас арматури, розміри перерізу, згинальний момент (або розрахункова схема згинального елемента, включаючи зовнішнє навантаження). Результатом розрахунку стане A_s – площа поперечного перерізу розтягнутої поздовжньої арматури, а за необхідності (при $x > x_R$) й A'_s – площа поперечного перерізу поздовжньої арматури у стиснутій зоні перерізу (таке армування називають подвійним). При подвійному армуванні (рис. 4.1, б) всі зусилля у стиснутій частині перерізу сприймає бетон разом з арматурою S' .

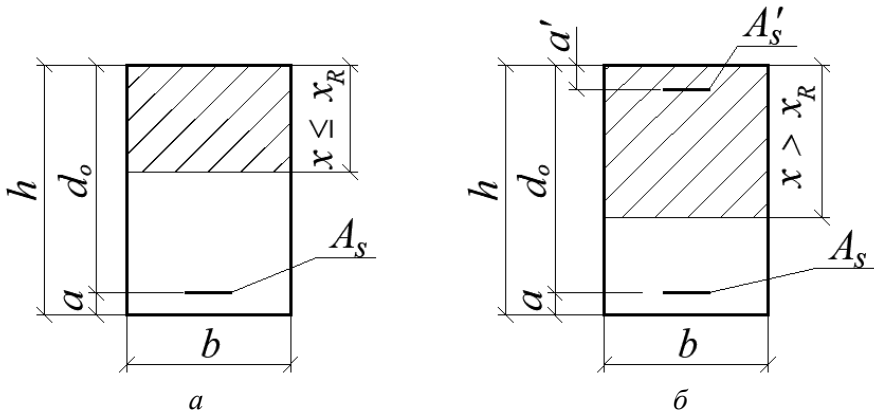


Рисунок 4.1 – Випадки армування нормальних перерізів згинальних елементів: а – з одиничною арматурою; б – з подвійною арматурою

Якщо арматура S' з площею поперечного перерізу A'_s за розрахунком не потрібна і ставиться за конструктивними міркуваннями (за мінімальним відсотком армування), то таке армування називають одиничним (рис. 4.1, а). У цьому випадку всі зусилля у стиснутій зоні перерізу повинен сприймати бетон.

Часто доводиться визначати несучу здатність (перевіряти міцність) згинальних елементів за умови, коли відомі абсолютно усі параметри перерізів – тоді виконують так званий перевіірочний розрахунок.

4.1. Визначення площі перерізу поздовжньої арматури в згинальних елементах прямокутного профілю з одиничним армуванням за умовою міцності нормальних перерізів

Розрахунковий момент M від зовнішніх навантажень, що діє в перерізі з одиничним армуванням (рис. 4.2), врівноважується моментом внутрішніх зусиль, визначеним відносно центру ваги арматури:

$$M = F_c \cdot z = b \cdot \lambda \cdot x \cdot \eta \cdot f_{cd} (d_0 - 0,5 \lambda x).$$

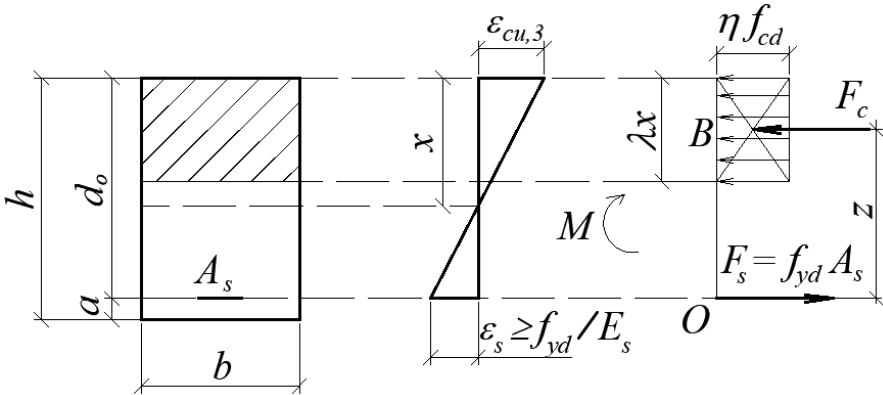


Рисунок 4.2 – Розподіл деформацій, напружень та зусиль у нормальному перерізі з одиничним армуванням

Зважаючи на те, що $x = \xi \cdot d_0$, а коефіцієнт $\lambda = 0,8$ та $\eta = 1$, то

$$M = b \cdot 0,8 \cdot \xi d_0 \cdot f_{cd} (d_0 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot \xi d_0) = b d_0^2 f_{cd} \cdot 0,8 \xi (1 - 0,4 \xi).$$

Якщо позначити вираз $0,8 \xi (1 - 0,4 \xi) = \alpha_m$, то

$$M = b d_0^2 f_{cd} \cdot \alpha_m, \text{ звідки } \alpha_m = \frac{M}{b d_0^2 f_{cd}}.$$

Площу розтягнутої арматури визначають з умови рівноваги моменту від зовнішнього навантаження і моменту усіх внутрішніх сил відносно точки B , де прикладена рівнодійна стискуючих напружень у стиснутій зоні перерізу:

$$M = F_s \cdot z = A_s f_{yd} (d_0 - 0,5 \lambda x).$$

Оскільки $x = \xi d_0$, $\lambda = 0,8$, то

$$M = A_s f_{yd} (d_0 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot \xi d_0) = A_s f_{yd} (1 - 0,4\xi) d_0 = A_s f_{yd} \zeta d_0.$$

Тут позначено $\zeta = 1 - 0,4\xi$.

Площу арматури знаходять з виразу: $A_s = \frac{M}{f_{yd} \zeta d_0}$.

Коефіцієнти α_m та ζ зв'язані між собою через відносну висоту стиснутої зони бетону. Отже, при відомій величині одного з цих коефіцієнтів, можна легко визначити два інших коефіцієнти (дод.4).

Обмеження для площі поперечного перерізу розтягнутої арматури [2, п.8.2.1]:

$$\rho_{max} = \frac{A_s}{bd_0} 100 \leq 4\%; \quad A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{cm}}{f_{yk}} bd_0; \quad \rho_{s,min} = 0,13\%.$$

Алгоритм 1

Визначення площі перерізу поздовжньої арматури в згинальних елементах прямокутного профілю з одиничним армуванням

Вихідні дані	
M , кНм; b , мм; h , мм; a , мм; клас бетону C , f_{cd} , МПа (дод.1); клас арматури, f_{yd} , МПа (дод.2); $\rho_{min} = 0,13\%$; $\rho_{max} = 4\%$; ξ_R (дод. 5)	
1	$d_0 = h - a$
2	$\alpha_m = M / (bd_0^2 f_{cd})$
3	За обчисленим в п.2 значенням α_m визначають (за додатком 4) відповідні значення ξ та ζ .
4	Якщо $\xi \leq \xi_R$, то продовжити обчислення з п. 5. Якщо $\xi > \xi_R$, то виконати розрахунок перерізу з подвійним армуванням (алгоритм 2, з п.5)
5	Якщо $\zeta < 0,95$, то продовжити з п. 6. Якщо $\zeta > 0,95$, то прийняти $\zeta = 0,95$ і продовжити з п. 6.
6	$A_s = M / (f_{yd} d_0 \zeta)$
7	$\rho_{min} = 0,13\% < \rho = A_s / (bd_0) \times 100 < 4\%$
8	Якщо $\rho_{min} < \rho < 4\%$, конструюють переріз. В інших випадках необхідно змінити вихідні дані і почати

	розрахунок з п.1.
9	У стиснутій зоні встановлюють конструктивну арматуру за умови мінімального армування $A'_s = 0,0013bd_0$.

Приклад 1

Визначити площу перерізу поздовжньої ненапруженої арматури у балці прямокутного профілю з розмірами перерізу $b \times h = 200 \times 450$ мм; клас бетону С16/20, клас арматури А400С. Розрахунковий згинальний момент у перерізі $M = 100$ кНм.

Вихідні дані	
$M = 100$ кНм; $b = 200$ мм; $h = 450$ мм; $a = 50$ мм (припущення у першому наближенні); клас бетону С16/20, $f_{cd} = 11,5$ МПа (дод.1); клас арматури А400С, $f_{yd} = 365$ МПа (додаток 2); $\rho_{min} = 0,13\%$; $\rho_{max} = 4\%$; $\xi_R = 0,65$ (дод. 5)	
1	$d_0 = h - a = 450 - 50 = 400$ мм;
2	$\alpha_m = M / (bd_0^2 f_{cd}) = 100 \cdot 10^6 / (200 \cdot 400^2 \cdot 11,5) = 0,272$;
3	За обчисленим в п.2 значенням α_m визначають (за дод. 4) відповідні значення ξ та ζ . $\xi = 0,405$; $\zeta = 0,838$.
4	Якщо $\xi \leq \xi_R$, то продовжити обчислення з п. 5. Умова $\xi \leq \xi_R$ виконується, бо $\xi = 0,405 < \xi_R = 0,65$.
5	Якщо $\zeta < 0,95$, то продовжити з п. 6. Умова виконується, оскільки $\zeta = 0,838 < 0,95$.
6	$A_s = M / (f_{yd} d_0 \zeta) = 100 \cdot 10^6 / (365 \cdot 400 \cdot 0,838) = 817,3$ мм ² . За сортаментом (додаток 3) підбирають армування: 2Ø12 + 2Ø20А400С, $A_s = 226,1 + 628,0 = 854,1$ мм ² .
7	$\rho_{min} = 0,13\% < \rho = A_s / (bd_0) 100 < 4\%$. $\rho = 854,1 / (200 \cdot 400) 100 = 1,07\%$
8	Якщо $\rho_{min} < \rho < 4\%$, конструюють переріз. Умова виконується, робоча арматура підібрана вірно.
9	У стиснутій зоні встановлюють конструктивну арматуру за умови мінімального армування

$$A'_s = 0,0013bd_0 = 0,0013 \cdot 200 \cdot 400 = 104 \text{ мм}^2.$$

За сортаментом (додаток 3) підбирають армування:

$$2\text{Ø}8\text{A}240\text{C}, A'_s = 100,5 \text{ мм}^2.$$

(Виконати рисунок поперечного перерізу з армуванням.)

ЗАВДАННЯ ДО САМОСТІЙНОЇ РОБОТИ:

Визначити площу перерізу поздовжньої арматури у балці прямокутного профілю розмірами перерізу $b \times h$. Задано клас бетону, клас арматури. Розрахунковий згинальний момент у перерізі M .

Передостання цифра шифру	M , кНм	Остання цифра шифру	Клас бетону	Клас арматури	b , мм	h , мм
0	50	0	C12/15	A240C	200	400
1	55	1	C16/20	A400C	210	410
2	60	2	C20/25	A500C	220	420
3	65	3	C25/30	A500	230	430
4	70	4	C12/15	A240C	240	440
5	75	5	C16/20	A400C	250	450
6	50	6	C20/25	A500C	260	440
7	55	7	C25/30	A500	270	450
8	60	8	C16/20	A240C	280	440
9	65	9	C20/25	A400C	290	450

4.2. Визначення площі перерізу поздовжньої арматури в згинальних елементах прямокутного профілю з подвійним армуванням за умовою міцності нормальних перерізів

Про необхідність встановлення робочої арматури у стиснутій частині перерізу можна впевнитись з виконання нерівності $\xi > \xi_R$ або $x > x_R$.

У стиснутій зоні бетон сприймає зусилля $F_c = b \cdot \lambda \cdot x \cdot \eta \cdot f_{cd}$.

Зусилля, які сприймає арматура стиснутої зони: $F'_s = f'_{yd} A'_s$.

В розтягнутій зоні працює лише арматура, зусилля в якій становлять: $F_s = f_{yd} A_s$.

Розрахунковий момент M від зовнішніх навантажень, який виникає в перерізі з одиничним армуванням (рис. 4.2), було

врівноважено моментом внутрішніх зусиль, визначеним відносно центру ваги арматури за формулою (п. 4.1):

$$M = F_c \cdot z = b \cdot \lambda \cdot x \cdot \eta \cdot f_{cd} (d_0 - 0,5 \lambda x).$$

За цією ж формулою визначають граничний момент M_R за умови, що $x = x_R$:

$$M_R = b \cdot \lambda \cdot x_R \cdot \eta \cdot f_{cd} (d_0 - 0,5 \lambda x_R).$$

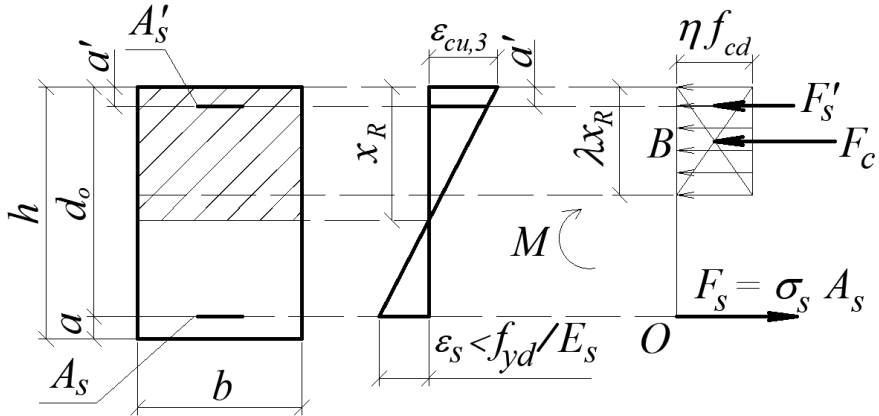


Рисунок 4.3 – Розподіл деформацій, напружень та зусиль у нормальному перерізі з подвійним армуванням

Зважаючи на те, що $x = \xi \cdot d_0$, $x_R = \xi_R \cdot d_0$, коефіцієнт $\lambda = 0,8$ та $\eta = 1$, то

$$\begin{aligned} M_R &= b \cdot 0,8 \cdot \xi_R d_0 \cdot f_{cd} (d_0 - 0,5 \cdot 0,8 \xi_R d_0) = \\ &= b d_0^2 f_{cd} \cdot 0,8 \xi_R (1 - 0,4 \xi_R). \end{aligned}$$

Якщо позначити вираз $0,8 \xi_R (1 - 0,4 \xi_R) = \alpha_R$, то

$$M_R = b d_0^2 f_{cd} \cdot \alpha_R.$$

Несучу здатність перерізу з подвійним армуванням визначають за формулою:

$$M = M_R + F'_s (d_0 - a') = M_R + f'_{yd} A'_s (d_0 - a').$$

Звідки площа перерізу арматури стиснутої зони становить:

$$A'_s = \frac{M - M_R}{f'_{yd} (d_0 - a')} = \frac{M - \alpha_R f_{cd} b d_0^2}{f'_{yd} (d_0 - a')}.$$

Площу поперечного перерізу розтягнутої арматури знаходять з умови рівноваги усіх внутрішніх сил у перерізі (рис.4.3):

$$F_s = F_C + F'_s.$$

Якщо підставити значення зусиль, то отримаємо:

$$A_s f_{yd} = b \cdot \lambda \cdot x_R \cdot \eta \cdot f_{cd} + A'_s f'_{yd}.$$

З урахуванням $x_R = \xi_R \cdot d_0$, $\lambda = 0,8$, $\eta = 1$, отримаємо:

$$A_s f_{yd} = 0,8 \xi_R b d_0 f_{cd} + A'_s f'_{yd},$$

звідки

$$A_s = 0,8 \xi_R b d_0 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} + A'_s \frac{f'_{yd}}{f_{yd}}.$$

На основі викладених теоретичних міркувань складено алгоритм для розрахунку площі арматури для згинального елемента прямокутного перерізу з подвійним армуванням (алгоритм 2).

Алгоритм 2

Визначення площі перерізу поздовжньої арматури в згинальних елементах прямокутного профілю з подвійним армуванням за умовою міцності нормальних перерізів

Вихідні дані	
M , кНм; b , мм; h , мм; a , мм; клас бетону C , f_{cd} , МПа (додаток 1); клас арматури S , f_{yd} , МПа (дод.2); клас арматури S' , f'_{yd} , МПа (дод.2); $\rho_{min} = 0,13\%$; $\rho_{max} = 4\%$; ξ_R (дод.5); α_R (дод.5); a' , мм	
1	$d_0 = h - a$
2	$\alpha_m = M / (b d_0^2 f_{cd})$
3	Якщо $\alpha_m \leq \alpha_R$, то виконати розрахунок перерізу з одиничним армуванням (обчислення продовжити з п. 5, алгоритм 1). Якщо $\alpha_m > \alpha_R$, проектують переріз із подвійним армуванням (продовжують далі з п.4)

4	$M_R = bd_0^2 f_{cd} \cdot \alpha_R$
5	Площа стиснутої арматури $A'_s = \frac{M - M_R}{f'_{yd} (d_0 - a')}$
6	Площа розтягнутої арматури $A_s = 0,8 \xi_R b d_0 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} + A'_s \frac{f'_{yd}}{f_{yd}}$
7	$\rho_{min} = 0,13\% < \rho = A_s / (bd_0) \times 100 < 4\%$. Якщо $\rho_{min} < \rho < 4\%$, конструюють переріз. В інших випадках необхідно змінити вихідні дані і почати розрахунок з п.1

Приклад 2

Визначити площу перерізу поздовжньої ненапруженої арматури у балці прямокутного профілю з розмірами перерізу $b \times h = 200 \times 450$ мм; клас бетону С 16/20, клас арматури А400С. Розрахунковий згинальний момент у перерізі $M = 160$ кНм.

Вихідні дані	
$M = 160$ кНм; $b = 200$ мм; $h = 450$ мм; $a = 50$ мм (припущення у першому наближенні); клас бетону С16/20, $f_{cd} = 11,5$ МПа (дод.1); клас арматури А400С, $f_{yd} = 365$ МПа (додаток 2); $\rho_{min} = 0,13\%$; $\rho_{max} = 4\%$; $\xi_R = 0,65$ (дод.5); $\alpha_R = 0,385$ (дод.5); $a' = 40$ мм (припущення у першому наближенні)	
1	$d_0 = h - a = 450 - 50 = 400$ мм;
2	$\alpha_m = M / (bd_0^2 f_{cd}) = 160 \cdot 10^6 / (200 \cdot 400^2 \cdot 11,5) = 0,435$;
3	Умова $\alpha_m \leq \alpha_R$ не виконується, бо $\alpha_m = 0,435 > \alpha_R = 0,385$, отже, проєктують переріз із подвійним армуванням.
4	$M_R = bd_0^2 f_{cd} \cdot \alpha_R =$ $= 200 \cdot 400^2 \cdot 11,5 \cdot 0,385 = 141680000 \text{ Н}\cdot\text{мм} = 141,68 \text{ кН}\cdot\text{м};$
5	Площа стиснутої арматури $A'_s = \frac{M - M_R}{f'_{yd} (d_0 - a')} = \frac{(160 - 141,68) 10^6}{365 (400 - 40)} = 139,42 \text{ мм}^2.$

6	<p>Площа розтягнутої арматури $A_s = 0,8\xi_R b d_0 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} + A'_s \frac{f'_{yd}}{f_{yd}} =$</p> $= 0,8 \cdot 0,65 \cdot 200 \cdot 400 \frac{11,5}{365} + 139,42 \frac{365}{365} = 1450,1 \text{ мм}^2.$
7	<p>$\rho_{min} = 0,13\% < \rho = A_s / (b d_0) \times 100 < 4\% .$ $\rho = 1450,1 / (200 \cdot 400) 100\% = 1,8\% .$ Якщо $\rho_{min} < \rho < 4\% ,$ конструюють переріз. Умова виконується. За сортаментом (додаток 3) підбирають армування: 3Ø25A400C, $A_s = 1471,9 \text{ мм}^2 > 1450,1 \text{ мм}^2;$ 3Ø8A400C, $A'_s = 150,7 \text{ мм}^2 > 139,42 \text{ мм}^2.$ (Виконати рисунок поперечного перерізу з армуванням.)</p>

ЗАВДАННЯ ДО САМОСТІЙНОЇ РОБОТИ:

Визначити площу перерізу поздовжньої ненапруженої арматури у балці прямокутного профілю з розмірами перерізу $b \times h$. Задано клас бетону, клас арматури. Розрахунковий згинальний момент у перерізі М.

Передостання цифра шифру	М, кНм	Остання цифра шифру	Клас бетону	Клас арматури	b , мм	h , мм
0	150	0	C16/20	A400C	210	410
1	155	1	C20/25	A240C	220	420
2	160	2	C25/30	A400C	230	430
3	165	3	C12/15	A500C	240	440
4	170	4	C16/20	A500	250	450
5	175	5	C20/25	A400C	260	440
6	180	6	C25/30	A500C	270	450
7	185	7	C16/20	A500	280	440
8	190	8	C20/25	A400C	290	450
9	195	9	C12/15	A240C	200	400

4.3. Розрахунок згинальних елементів таврового профілю

При розрахунку згинальних елементів на міцність досить часто доводиться дійсний складний переріз (коробчастий, з круглими порожнинами, з овальними порожнинами, П-подібний тощо) зводити

до спрощеного еквівалентного розрахункового, який найчастіше має форму тавра з полицею у стиснутій зоні або двотавра.

Розрахунковий тавровий профіль мають також елементи монолітного ребристого балкового покриття: головні та другорядні балки, що працюють спільно з плитою, яка на них опирається і монолітно зв'язана.

Відстань між балками-ребрами може бути досить значна, тому не вся ширина стиснутої полиці тавра може включатися у роботу, а лише її робоча частина (рис.4.4), яку називають ефективною b_{eff} .

У таврових балках робоча ширина полиці [1, п. 5.3.2.1], яка враховується у розрахунках, залежить від розмірів стінки і полиці, виду навантаження, прольоту, умов опирання, поперечної арматури. Робочу ширину полиці необхідно враховувати на відстані l_0 між точками балки з нульовими моментами, які можна приблизно визначити за рис. 4.5.

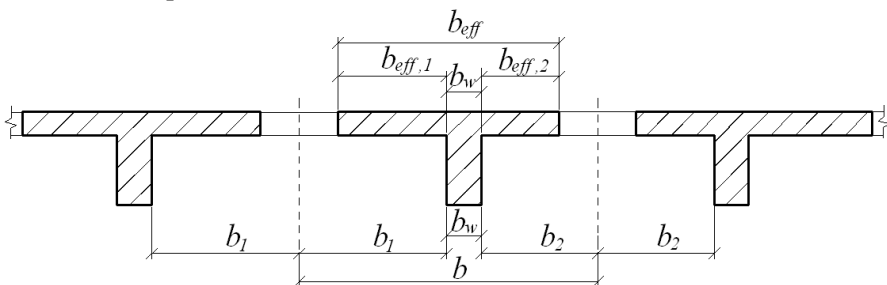


Рисунок 4.4 – Характеристики робочої ширини полиці

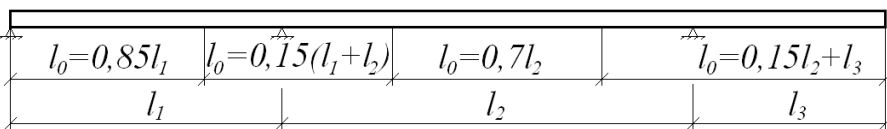


Рисунок 4.5 – До визначення відстані l_0

Робочу ширину полиці b_{eff} балки таврового профілю визначають за формулою:

$$b_{eff} = \sum b_{eff, i} + b_w ,$$

за таких умов: $l_3 \leq 0,5l_2$; $l_1 : l_2 : l_3 = 0,6 \dots 1,5$,

де $b_{eff, i} = 0,2 b_i + 0,1 l_0 \leq 0,2 l_0$; $b_{eff, i} \leq b_i$.

Кожного разу, розпочинаючи розрахунок нормальних перерізів таврових профілів, визначають, де проходить нейтральна вісь: у полиці тавра, чи у ребрі (рис. 4.6).

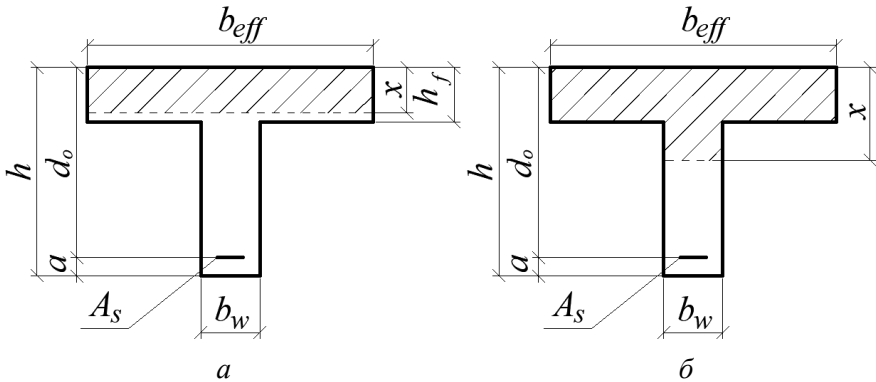


Рисунок 4.6 – Положення нейтральної осі в перерізах таврового профілю:
a – нейтральні вісь у межах полиці тавра; *б* – нейтральна вісь у ребрі

Положення нейтральної осі визначають залежно від вихідних даних для розрахунку. Якщо відоме армування перерізу, то порівнюють зусилля, яке сприймає повністю стиснута полиця тавра і зусилля у розтягнутій арматурі:

- за умови $b_{eff} h_f f_{cd} \geq A_s f_{yd}$ нейтральна вісь в межах полиці тавра – $x \leq h_f$ і розрахунок виконують як прямокутного профілю шириною b_{eff} ;
- за умови $b_{eff} h_f f_{cd} < A_s f_{yd}$ нейтральна вісь перетинає ребро – $x > h_f$ і розрахунок виконують як таврового профілю.

При проектуванні перерізу за відомим згинальним моментом елемента положення нейтральної осі визначають, порівнюючи розрахунковий згинальний момент M з моментом M_f , який може сприйняти полиця тавра, вважаючи її цілком стиснутою при $x = h_f$ (момент M_f записано відносно осі, що проходить через центр ваги розтягнутої арматури):

$$M_f = b_{eff} \cdot h_f \cdot f_{cd} (d_0 - 0,5h_f).$$

Якщо $M \leq M_f$, то $x \leq h_f$ і нейтральна вісь знаходиться у полиці. Розрахунок ведуть за алгоритмом №1 (як елемент прямокутного профілю).

Коли ж умова не виконується, тобто $M > M_f$, то нейтральна вісь проходить у ребрі. У цьому випадку тавровий переріз розбивають на два прямокутних блоки (рис. 4.7).

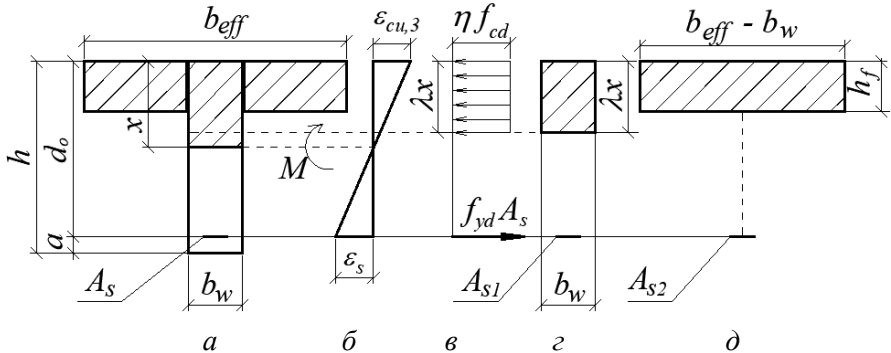


Рисунок 4.7 – До розрахунку елементів таврового профілю:
 а – переріз елемента; б – епора деформацій; в – зусилля та напруження у перерізі; г – блок ребра перерізу; д – блок полиці

Площа арматури у розтягнутій зоні становить $A_s = A_{s1} + A_{s2}$. Кожен блок разом з відповідною арматурою A_{s1} та A_{s2} сприймає момент M_1 та M_2 , а разом $M = M_1 + M_2$.

Момент M_2 , який сприймає блок полиці (рис.4.7, д), завжди відомий, його визначають за формулою:

$$M_2 = (b_{eff} - b_w) \cdot h_f f_{cd} (d_0 - 0,5h_f).$$

Вираз для визначення M_2 дуже подібний до виразу M_f , тому можна підставити M_f в M_2 і отримаємо:

$$M_2 = M_f \frac{b_{eff} - b_w}{b_{eff}}.$$

Необхідна кількість арматури блока ребра перерізу A_{s1} обчислюється як в п.4.1:

$$A_{s1} = \frac{M_1}{f_{yd} \zeta d_0}.$$

Необхідну кількість арматури блока полиці A_{s2} визначають з умови:

$$A_{s2} = \frac{M_2}{(d_0 - 0,5h_f) f_{yd}}.$$

Площа всієї арматури розтягнутої зони становить:

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_1}{f_{yd} \zeta d_0} + \frac{M_2}{(d_0 - 0,5h_f) f_{yd}}.$$

Момент M_1 , який сприймає блок ребра (рис.4.7, з), становить:

$$M_1 = M - M_2.$$

Якщо $0,8x < h_f$, то приймають $0,8x_R = h_f$, $z_R = d_0 - 0,5h_f$ і площу арматури A_s визначають за алгоритмом №1, як для прямокутного профілю шириною b_{eff} .

Алгоритм 3

Визначення площі перерізу поздовжньої арматури в згинальних елементах таврового профілю за умовою міцності нормальних перерізів

Вихідні дані	
M , кНм; b_w , мм; b_{eff} , мм; h , мм; h_f , мм; a , мм; клас бетону C , f_{cd} , МПа (додаток 1); клас арматури, f_{yd} , МПа (дод.2); $\rho_{min} = 0,13\%$; $\rho_{max} = 4\%$; ξ_R (додаток 5)	
1	$d_0 = h - a$
2	$M_f = b_{eff} h_f f_{cd} (d_0 - 0,5h_f)$
3	Якщо $M_f > M$, то $x < h_f$, отже, нейтральна вісь проходить у полиці і переріз розглядають як прямокутний з шириною $b = b_{eff}$, і розрахунок продовжують за алгоритмом 1 з п. 2. Якщо $M_f < M$, то переходять до п.4.

4	Момент, який сприймають звиси тавра $M_2 = (b_{eff} - b_w) h_f f_{cd} (d_0 - 0,5h_f) = (b_{eff} - b_w) M_f / b_{eff}$
5	Момент, який сприймає стиснута частина ребра тавра $M_1 = M - M_2$
6	$\alpha_m = M_1 / (b_w d_0^2 f_{cd})$
7	За обчисленим в п.6 значенням α_m визначають (за додатком 4) відповідні значення ξ та ζ .
8	Якщо $\xi > \xi_R$, то виконати розрахунок перерізу з подвійним армуванням (алгоритм 2). Якщо $\xi \leq \xi_R$, то продовжити обчислення з п. 9.
9	$A_s = M_1 / f_{yd} d_0 \zeta + M_2 / (d_0 - 0,5h_f) f_{yd}$
10	$\rho_{min} = 0,13\% < \rho = A_s / (bd_0) \times 100 < 4\%$
11	Якщо $\rho_{min} < \rho < 4\%$, конструюють переріз. В інших випадках необхідно змінити вихідні дані і почати розрахунок з п.1.
12	У стиснутій зоні встановлюють конструктивну арматуру за умови мінімального армування $A'_s = 0,0013b_w d_0$.

Приклад 3

Визначити площу перерізу поздовжньої ненапруженої арматури у балці таврового профілю з розмірами перерізу $h = 450$ мм; $b_w = 250$ мм; $h_f = 100$ мм; $b_{eff} = 500$ мм; клас бетону С 16/20, клас арматури А400С. Розрахунковий згинальний момент $M = 260$ кНм.

Вихідні дані	
$M = 260$ кНм; $h = 450$ мм; $b_w = 250$ мм; $h_f = 100$ мм; $b_{eff} = 500$ мм; $a = 50$ мм (припущення у першому наближенні); клас бетону С16/20, $f_{cd} = 11,5$ МПа (дод.1); клас арматури А400С, $f_{yd} = 365$ МПа (дод.2); $\rho_{min} = 0,13\%$; $\rho_{max} = 4\%$; $\xi_R = 0,65$ (дод.5)	
1	$d_0 = h - a = 450 - 50 = 400$ мм;
2	$M_f = b_{eff} h_f f_{cd} (d_0 - 0,5h_f) =$ $= 500 \cdot 100 \cdot 11,5 (400 - 0,5 \cdot 100) = 201,25 \cdot 10^6 \text{ Нм} = 201,25 \text{ кНм};$

3	Виконується умова $M_f < M$, тому переходять до п.4.
4	Момент, який сприймають звиси тавра $M_2 = (b_{eff} - b_w) \cdot M_f / b_{eff} =$ $= (500 - 250) \cdot 201,25 / 500 = 100,625 \text{кНм}$
5	Момент, який сприймає стиснута частина ребра тавра $M_1 = M - M_2 = 260 - 100,625 = 159,375 \text{кНм};$
6	$\alpha_m = M_1 / (b_w d_0^2 f_{cd}) = 159,375 \cdot 10^6 / (250 \cdot 400^2 \cdot 11,5) = 0,346$
7	За обчисленим в п.6 значенням α_m визначають (за додатком 4) відповідні значення ξ та ζ . $\xi = 0,557; \zeta = 0,778$.
8	Якщо $\xi \leq \xi_R$, то продовжити обчислення з п. 9. Умова $\xi \leq \xi_R$ виконується, оскільки $\xi = 0,557 < \xi_R = 0,65$.
9	$A_s = M_1 / f_{yd} d_0 \zeta + M_2 / (d_0 - 0,5 h_f) f_{yd} =$ $= 159,375 \cdot 10^6 / (365 \cdot 400 \cdot 0,778) + 100,625 \cdot 10^6 / (400 - 0,5 \cdot 100) 365 =$ $= 2190,8 \text{мм}^2$. За сортаментом (додаток 3) підбирають армування: $2\text{Ø}25 + 2\text{Ø}28 \text{A}400 \text{C}, A_s = 981,3 + 1230,9 = 2212,2 \text{мм}^2$.
10	$\rho_{min} = 0,13\% < \rho = A_s / (b d_0) \times 100 < 4\%$. $\rho = 2212,2 / (250 \cdot 400) 100 = 2,2\%$.
11	Якщо $\rho_{min} < \rho < 4\%$, конструюють переріз. Умова виконується, робоча арматура підібрана правильно.
12	У стиснутій зоні встановлюють конструктивну арматуру за умови мінімального армування $A'_s = 0,0013 b_w d_0 = 0,0013 \cdot 250 \cdot 400 = 130 \text{мм}^2$. За сортаментом (дод.3) підбирають армування: $2\text{Ø}10 \text{A}240 \text{C}, A'_s = 157 \text{мм}^2$. (Виконати рисунок поперечного перерізу з армуванням.)

ЗАВДАННЯ ДО САМОСТІЙНОЇ РОБОТИ:

Визначити площу перерізу поздовжньої ненапруженої арматури у балці таврового профілю із заданими розмірами перерізу

h , b_w , h_f , b_{eff} . Балку виготовлено із бетону заданого класу, а також відомий клас арматури та розрахунковий згинальний момент.

Перед-остання цифра шифру	M , кНм	Остання цифра шифру	Клас бетону	Клас арматури	b_w , мм	h , мм	h_f , мм	b_{eff} , мм
0	190	0	C20/25	A500C	200	400	95	400
1	195	1	C25/30	A240C	210	410	90	410
2	190	2	C12/15	A400C	220	420	85	420
3	195	3	C16/20	A400C	210	430	80	430
4	210	4	C20/25	A240C	200	440	100	420
5	215	5	C25/30	A400C	190	450	95	410
6	220	6	C16/20	A500C	180	440	90	420
7	225	7	C20/25	A500	170	450	85	410
8	210	8	C12/15	A400C	180	440	80	410
9	215	9	C16/20	A500	190	450	100	420

5. ВИЗНАЧЕННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ НОРМАЛЬНИХ ПЕРЕРІЗІВ

Визначення несучої здатності перерізів, нормальних до поздовжньої осі, згинальних елементів (перевірочна задача) стає необхідним, коли треба визначити спроможність конструкції сприймати розрахункові навантаження. Обов'язковою умовою рішення такої задачі є наявність усіх характеристик перерізу: класу бетону і арматури, а отже їх фізико-механічних властивостей, геометричних параметрів, включаючи армування конструкції.

На цей час існує два методи рішення такої задачі:

- метод, який не використовує деформаційні залежності і ґрунтується на обчисленні внутрішнього моменту пари сил, які виникли в стиснутій зоні бетону і розтягнутій арматурі при досягненні перерізом граничного стану. Цей спрощений метод покладений в основу норм більшості країн Європи і є основою норм США (ACI-318.2005) та технічної літератури. Відповідно до такого підходу, міцність нормального перерізу до поздовжньої осі елемента довільного профілю вважається забезпеченою, якщо виконується рівність

$$M < M_u,$$

де M – розрахунковий момент в перерізі від зовнішніх навантажень;

M_u – несуча здатність перерізу.

- метод, що використовує деформаційні залежності (нелінійно-деформаційна методика), в якому за критерій вичерпання несучої здатності приймають (п. 4.1 [2]):

1) втрату рівноваги між внутрішніми та зовнішніми зусиллями (досягнення максимуму на діаграмах "момент-кривизна (прогин)" або "стискаюча сила – деформація бетону найбільш стиснутої фібри") – екстремальний критерій;

2) руйнування стиснутого бетону при досягненні фібровими деформаціями граничних значень (ϵ_{cu1} , ϵ_{cu3} , див п.п.3.1.4 та 3.1.7 [1]), або розрив усіх розтягнутих стержнів арматури внаслідок досягнення в них граничних деформацій ϵ_{ud} .

Розрахунок виконується за нелінійною деформаційною методикою, сутність якої полягає в тому, що враховує приріст не зусиль (дій), а деформацій у перерізі.

В п. 4.1 ДСТУ В.Б.2.6-156:2010 [2] наведені необхідні передумови для визначення несучої здатності залізобетонних згинальних елементів:

- за розрахунковий приймається усереднений переріз, що відповідає середнім деформаціям бетону та арматури по довжині блока між тріщинами, якщо такі є;
- деформації у звичайній арматурі (або приріст деформацій у попередньо напруженій арматурі) однакові з оточуючим їх бетоном, як при розтягу, так і при стиску;
- для розрахункового перерізу вважається справедливою гіпотеза про лінійний розподіл деформацій по висоті;
- зв'язок між напруженнями та деформаціями стиснутого бетону приймається у вигляді діаграми рис. 3.1, а в арматурі – рис. 3.2, при цьому для звичайної і напруженої арматури при деформаціях $\epsilon_s \geq \epsilon_{su}$ напруження $\sigma_s = 0$, вважається, що стався розрив арматури; при визначенні напружень у попередньо напруженій арматурі враховуються початкові деформації цієї арматури; роботу бетону розтягнутої зони допускається не враховувати, приймаючи при деформаціях $\epsilon_{ci} \leq 0$ напруження $\sigma_{ci} = 0$; для конструкцій, у яких не допускається утворення тріщин, розрахунок опору виконують з урахуванням того, що деформації бетону найбільш розтягнутого волокна не повинні перевищувати значення $\epsilon_{ctu} = -2f_{ctm} / E_{ck}$.

5.1. Визначення несучої здатності прямокутних перерізів за умови $x \leq x_R$, а також таврових з полицею в стиснутій зоні при $x \leq h_f$

При відомих параметрах перерізу – площі розтягнутої арматури, розмірах перерізу та характеристик матеріалів, несучу здатність перерізу з одиничними армуванням визначають з умови рівноваги моменту від зовнішнього навантаження і моменту усіх внутрішніх сил відносно точки, де прикладена рівнодійна стискуючих напружень у стиснутій зоні перерізу (рис. 5.1):

$$M_u = F_s \cdot z = A_s f_{yd} (d_0 - 0,5 \lambda x).$$

У наведеній формулі $z = d_0 - 0,5 \lambda x$, звідки $\lambda x = 2(d_0 - z)$.

Враховуючи $M_u = F_s \cdot z = A_s f_{yd} (d_0 - 0,5 \lambda x) = A_s f_{yd} \zeta d_0$ (п. 4.1),

де $z = \zeta d_0$, отримаємо $\lambda x = 2(d_0 - \zeta d_0) = 2d_0(1 - \zeta)$.

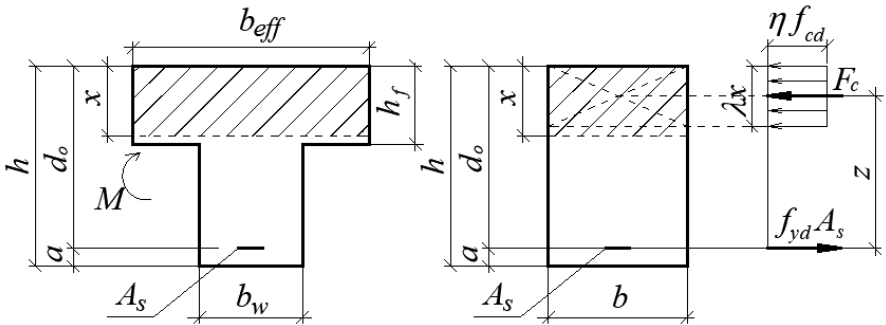


Рисунок 5.1 – До розрахунку несучої здатності елементів таврового (а) та прямокутного (б) профілю з одиничним армуванням

при $x \leq h_f$ та $x \leq x_R$, відповідно

У перерізі згинального залізобетонного елемента виникає внутрішня пара сил: у розтягнутій арматурі виникає сила $F_s = A_s f_{yd}$, а в стиснутому бетоні виникає зусилля $F_c = b \cdot \lambda \cdot x \cdot \eta \cdot f_{cd}$. Умова рівноваги на вісь елемента: $\Sigma X = 0$, що для даного випадку запишеться: $A_s f_{yd} = b \cdot \lambda \cdot x \cdot \eta \cdot f_{cd}$, звідки $\lambda x = A_s f_{yd} / b \eta f_{cd}$.

Оскільки $\lambda x = 2d_0(1-\zeta)$ і $\lambda x = A_s f_{yd} / b \eta f_{cd}$, то можна їх прирівняти: $2d_0(1-\zeta) = A_s f_{yd} / b \eta f_{cd}$, звідки

$$\zeta = 1 - \frac{A_s f_{yd}}{b \eta f_{cd} 2d_0} = 1 - 0,5 \frac{A_s}{bd_0} \cdot \frac{f_{yd}}{\eta f_{cd}} = 1 - 0,5 \rho \frac{f_{yd}}{\eta f_{cd}},$$

де $\eta = 1$; ρ - коефіцієнт армування, для прямокутних перерізів він

становить $\rho = \frac{A_s}{bd_0}$, а $\rho = \rho_{eff} = \frac{A_s}{b_{eff} d_0}$ - для перерізів таврових з

полицею в стиснутій зоні шириною b_{eff} при $x \leq hf$ та одиничному армуванні.

Алгоритм 4

Перевірка міцності нормальних перерізів елементів прямокутного профілю з одиничним армуванням

Вихідні дані	
M , кНм; b , мм; h , мм; a , мм; клас бетону C , f_{cd} , МПа (додаток 1); клас арматури, f_{yd} , МПа (додаток 2); кількість і діаметр стержнів; A_s , мм ² (додаток 3); ξ_R (додаток 5)	
1	$d_0 = h - a$
2	$\rho = A_s / (bd_0)$
3	$\zeta = 1 - 0,5 \rho \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$
4	За обчисленим в п.4 значенням ζ визначають (за додатком 4) відповідне значення ξ .
5	Якщо $\xi < \xi_R$, то $M_u = A_s f_{yd} d_0 \zeta$
6	Якщо $M_u \geq M$, то міцність забезпечена. Якщо $M_u < M$, то міцність не забезпечена.

Приклад 4

Визначити несучу здатність балки прямокутного профілю з розмірами перерізу $b \times h = 250 \times 500$ мм, заармованою одиничною арматурою $2\emptyset 28A500C$. Балка виготовлена з бетону класу С 20/25.

Вихідні дані	
$h = 500$ мм; $b = 250$ мм; $a = 42$ мм (з урахуванням захисного шару бетону: $a = 28 + 28/2 = 42$ мм); клас бетону C20/25 , $f_{cd} = 14,5$ МПа (дод.1); клас арматури A500C, $f_{yd} = 415$ МПа (дод.2); $\xi_R = 0,588$ (дод.5); $2\emptyset 28A500C$; $A_s = 1230,9$ мм ² (дод. 3)	
1	$d_0 = h - a = 500 - 42 = 458$ мм
2	$\rho = A_s / bd_0 = 1230,9 / (250 \cdot 458) = 0,0108$
3	$\zeta = 1 - 0,5\rho \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 1 - 0,5 \cdot 0,0108 \frac{415}{14,5} = 0,845$
4	За обчисленим в п.4 значенням ζ визначають (за додатком 4) відповідне значення $\xi = 0,388$.
5	Якщо $\xi < \xi_R$, то $M_u = A_s f_{yd} d_0 \zeta$. Умова виконується, оскільки $\xi = 0,388 < \xi_R = 0,596$. $M_u = 1230,9 \cdot 415 \cdot 458 \cdot 0,845 = 197693802,735$ Нмм = $= 197,69$ кНм.

Отже, несуча здатність балки становить 197,69 кНм.

ЗАВДАННЯ ДО САМОСТІЙНОЇ РОБОТИ:

Визначити несучу здатність балки прямокутного профілю з розмірами перерізу $b \times h$ з одиничним армуванням. Балка виготовлена з бетону заданого класу.

Передостання цифра шифру	Прийняте армування	Остання цифра шифру	Клас бетону	b , мм	h , мм
1	$2\emptyset 18$ A400C	1	C16/20	230	450
2	$2\emptyset 25$ A500C	2	C20/25	240	460
3	$4\emptyset 25$ A240C	3	C25/30	250	470
4	$2\emptyset 16$ A400C	4	C12/15	260	440

5	2Ø25 A500C	5	C16/20	270	450
6	4Ø25 A240C	6	C20/25	280	460
7	3Ø20 A400C	7	C25/30	290	470
8	3Ø22 A500C	8	C16/20	200	440
9	4Ø25 A240C	9	C20/25	210	450
0	3Ø18 A400C	0	C12/15	220	460

5.2. Визначення несучої здатності таврових перерізів при $x > h_f$

Умова $x > h_f$ виникає тоді, коли (за умовою рівноваги) $b_{eff} \cdot h_f \cdot \eta \cdot f_{cd} < A_s f_{yd}$, а нейтральна вісь перетинає ребро перерізу (рис. 5.2).

Стиснуту частину таврового перерізу поділено на два блоки: частину ребра висотою λx та частину полиці шириною $b_{eff} - b_w$.

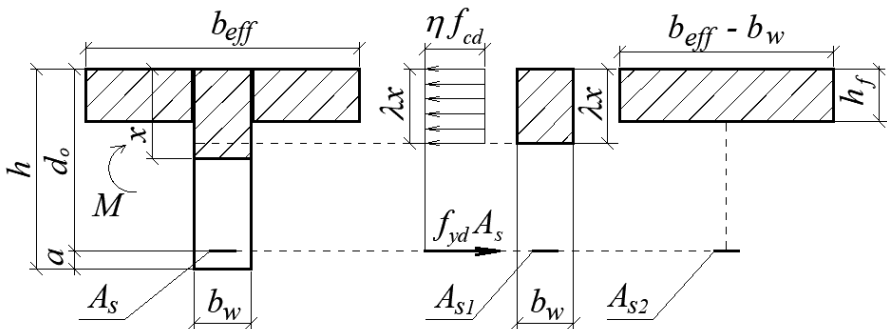


Рисунок 5.2 – До розрахунку несучої здатності елементів таврового профілю з одиничним армуванням при $x > h_f$

Можна записати умову міцності елемента відносно осі, що проходить через центр розтягнутої арматури:

$$M_u = \eta f_{cd} \left[b_w \lambda x (d_0 - 0,5 \lambda x) + (b_{eff} - b_w) h_f (d_0 - 0,5 h_f) \right].$$

З умови рівноваги на вісь елемента $\Sigma X = 0$ відомо, що стиск в обох блоках перерізу врівноважується зусиллями у розтягнутій арматурі:

$$A_s f_{yd} = \eta f_{cd} [b_w \lambda x + (b_{eff} - b_w) h_f].$$

З цієї умови можна визначити невідому висоту стиснутої зони x :

$$\lambda x = \frac{A_s f_{yd} - (b_{eff} - b_w) h_f \eta f_{cd}}{\eta f_{cd} b_w} = A_s \frac{f_{yd}}{\eta f_{cd} b_w} - \frac{(b_{eff} - b_w) h_f}{b_w}.$$

Якщо виявиться, що $x \leq x_R$, тобто, $\lambda x \leq \lambda \xi_R d_0$, то це означає, що переріз не переармований, а несучу здатність таврового перерізу слід визначати з умови міцності після підстановки в неї отриманого значення λx .

Алгоритм 5

Перевірка міцності нормальних перерізів елементів таврового профілю з одиничним армуванням

Вихідні дані	
M , кНм; h , мм; b_w , мм; b_{eff} , мм; h_f , мм; a , мм; клас бетону C , f_{cd} , МПа (додаток 1); клас арматури, f_{yd} , МПа (додаток 2); кількість і діаметр стержнів; A_s , мм ² (додаток 3); ξ_R (додаток 5)	
1	$d_0 = h - a$
2	Якщо $b_{eff} h_f f_{cd} \geq A_s f_{yd}$, то міцність перерізу визначають як для прямокутного перерізу за алгоритмом 4 при $b = b_{eff}$. Якщо $b_{eff} h_f f_{cd} < A_s f_{yd}$, то продовжують з п. 3.
3	$\lambda x = A_s \frac{f_{yd}}{\eta f_{cd} b_w} - \frac{(b_{eff} - b_w) h_f}{b_w}$
4	Якщо $\lambda x \leq \lambda \xi_R d_0$, то виконують обчислення п.5
5	$M_u = f_{cd} \left[b_w \lambda x (d_0 - 0,5 \lambda x) + (b_{eff} - b_w) h_f (d_0 - 0,5 h_f) \right]$
6	Якщо $M_u \geq M$, то міцність забезпечена. Якщо $M_u < M$, то міцність не забезпечена.

Приклад 5

Визначити несучу здатність балки таврового профілю з розмірами перерізу $h = 450$ мм; $b_w = 250$ мм; $h_f = 100$ мм; $b_{eff} = 500$ мм; заармованою одиничною арматурою 4Ø25А500С. Балка виготовлена з бетону класу С 20/25.

Вихідні дані	
<p>$h = 450$ мм; $b_w = 250$ мм; $h_f = 100$ мм; $b_{eff} = 500$ мм; $a = 62$ мм (з урахуванням розташування арматури і захисного шару бетону $25 + 25 + 25/2 = 62$ мм); клас бетону C20/25, $f_{cd} = 14,5$ МПа (дод.1); клас арматури А500С, $f_{yd} = 415$ МПа (дод.2); $\xi_R = 0,588$ (дод.5); 4Ø25А500С; $A_s = 1962,5$ мм² (дод.3)</p>	
1	<p>$d_0 = h - a = 450 - 62 = 388$ мм</p>
2	<p>Перевіряємо умову $b_{eff} h_f f_{cd} < A_s f_{yd}$, $500 \cdot 100 \cdot 14,5 = 725000 \text{ Н} < 1962,5 \cdot 415 = 814437,5 \text{ Н}$. Умова виконується. Продовжують розрахунок.</p>
3	<p>$\lambda x = A_s \frac{f_{yd}}{\eta f_{cd} b_w} - \frac{(b_{eff} - b_w) h_f}{b_w} =$ $= 1962,5 \frac{415}{1 \cdot 14,5 \cdot 250} - \frac{(500 - 250) 100}{250} = 124,7 \text{ мм};$ <p>$\lambda x = 124,7$ мм $> h_f = 100$ мм, нейтральна вісь перетинає ребро.</p> </p>
4	<p>Перевіряють умову $\lambda x \leq \lambda \xi_R d_0$, $124,7 < 0,8 \cdot 0,588 \cdot 388 = 182,5$, умова виконується.</p>
5	<p>$M_u = \eta f_{cd} \left[b_w \lambda x (d_0 - 0,5 \lambda x) + (b_{eff} - b_w) h_f (d_0 - 0,5 h_f) \right] =$ $= 1 \cdot 14,5 \left[\frac{250 \cdot 124,7 (388 - 0,5 \cdot 124,7) + (500 - 250) 100 (388 - 0,5 \cdot 100)}{1} \right] =$ $= 269731011,9 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 269,7 \text{ кНм}.$ <p>Отже, несуча здатність балки із заданими параметрами становить 269,7 кНм.</p> </p>

ЗАВДАННЯ ДО САМОСТІЙНОЇ РОБОТИ:

Визначити несучу здатність балки таврового профілю з відомими розмірами перерізу: h , b_w , h_f , b_{eff} . Балка з одиничним армуванням виготовлена з бетону заданого класу.

Перед-остання цифра шифру	Клас бетону	b_w , мм	h , мм	Остання цифра шифру	h_f , мм	b_{eff} , мм	Прийняте армування
1	C25/30	210	410	1	90	410	2Ø25 A500C
2	C12/15	220	420	2	85	420	4Ø25 A240C
3	C16/20	210	430	3	80	430	2Ø16 A400C
4	C20/25	200	440	4	100	420	2Ø25 A500C
5	C25/30	190	450	5	95	410	4Ø25 A240C
6	C16/20	180	440	6	90	420	3Ø20 A400C
7	C20/25	170	450	7	85	410	3Ø22 A500C
8	C12/15	180	440	8	80	410	4Ø25 A240C
9	C16/20	190	450	9	100	420	3Ø18 A400C
0	C20/25	200	400	0	95	400	2Ø18 A400C

5.3. Визначення несучої здатності прямокутних перерізів з подвійним армуванням

Якщо відоме армування елемента, то перш за все необхідно встановити, чи арматура стиснутої зони дійсно потрібна за розрахунком і чи вона є робочою, а не конструктивною. Для цього потрібно з умови рівноваги визначити відносну висоту стиснутої зони бетону але без урахування стиснутої арматури:

$$\Sigma X = 0; \quad F_s = F_c; \quad F_s = f_{yd} A_s; \quad F_c = \lambda x b \eta f_{cd} = 0,8 x b f_{cd}; \quad x = \xi d_0;$$

$$f_{yd} A_s = 0,8 \xi d_0 b f_{cd}, \quad \text{звідки } \xi = \frac{f_{yd} A_s}{0,8 f_{cd} b d_0}.$$

Якщо $\xi > \xi_R$, то переріз дійсно заармовано так, що у стиснутій зоні встановлено робочу поздовжню арматуру.

Відповідно до рис. 5.3 запишемо умову рівноваги (тепер уже з урахуванням арматури стиснутої зони):

$$\Sigma X = 0; \quad F_s = F'_s + F_c; \quad \sigma_s A_s = f'_{yd} A'_s + 0,8 \xi_R d_0 b f_{cd},$$

звідки
$$\sigma_s = \frac{f'_{yd} A'_s + 0,8 \xi_R d_0 b f_{cd}}{A_s}.$$

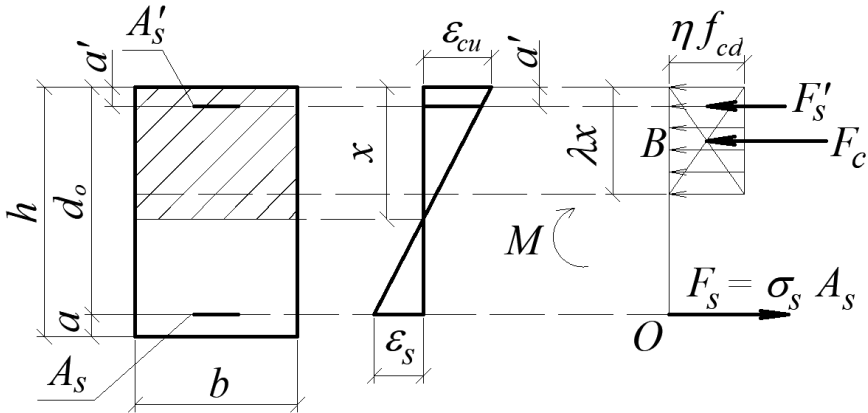


Рисунок 5.3 – До розрахунку несучої здатності елементів прямокутного профілю з подвійним армуванням

Якщо напруження у розтягнутій арматурі $\sigma_s \leq f_{yd}$, то кількість цієї арматури достатня і несучу здатність елемента прямокутного профілю з подвійним армуванням визначають з умови міцності, записаної відносно осі, що проходить через центр ваги розтягнутої арматури (рис. 5.3):

$$M_u = b \cdot \lambda x_R \cdot \eta \cdot f_{cd} (d_0 - 0,5 \lambda x_R) + A'_s f'_{yd} (d_0 - a').$$

Зважаючи на те, що $x_R = \xi_R \cdot d$, коефіцієнт $\lambda = 0,8$ та $\eta = 1$, то

$$M_u = b \cdot 0,8 \xi_R \cdot d \cdot f_{cd} (d_0 - 0,5 \cdot 0,8 \xi_R d_0) + A'_s f'_{yd} (d_0 - a') \quad \text{або,}$$

якщо позначити вираз $0,8 \xi_R (1 - 0,4 \xi_R) = \alpha_R$:

$$M_u = b d_0^2 f_{cd} \alpha_R + A'_s f'_{yd} (d_0 - a').$$

Якщо при розрахунку виявиться, що напруження у розтягнутій арматурі $\sigma_s > f_{yd}$, то цієї арматури недостатньо, міцність перерізу не забезпечена.

У цьому випадку визначають кількість розтягнутої арматури, що є парою до стиснутого бетону:

$$A_{sI} = \frac{0,8\xi_R d_0 b f_{cd}}{f_{yd}}.$$

При цьому $(A_s - A_{sI}) < A'_s$, тобто стиснута арматура недовантажена.

Несуча здатність перерізу елемента:

$$M_u = b d_0^2 f_{cd} \alpha_R + (A_s - A_{sI}) f'_{yd} (d_0 - a').$$

Алгоритм 6

Перевірка міцності нормальних перерізів елементів прямокутного профілю з подвійним армуванням

Вихідні дані	
M , кНм; b , мм; h , мм; a , мм; a' , мм; клас бетону C , f_{cd} , МПа (дод. 1); клас арматури, f_{yd} , МПа (дод. 2); кількість і діаметр стержнів арматури розтягнутої зони та стиснутої зони; A_s , мм ² ; A'_s , мм ² (дод. 3); ξ_R (дод. 5); α_R , (дод. 5)	
1	$d_0 = h - a$.
2	Відносна висота стиснутої зони бетону без урахування стиснутої арматури: $\xi = \frac{f_{yd} A_s}{0,8 f_{cd} b d_0}.$
3	Якщо $\xi \leq \xi_R$, то армування одиничне – робоча арматура тільки в розтягнутій зоні, обчислення продовжити за алгоритмом 4, починаючи з п. 2). Якщо $\xi > \xi_R$, переріз із подвійним армуванням (продовжують далі з п.4).
4	Напруження у розтягнутій арматурі: $\sigma_s = \frac{f'_{yd} A'_s + 0,8 \xi_R d_0 b f_{cd}}{A_s}.$
5	Якщо напруження у розтягнутій арматурі $\sigma_s \leq f_{yd}$, то виконують п.6

	Якщо напруження у розтягнутій арматурі $\sigma_s > f_{yd}$, то цієї арматури недостатньо, міцність перерізу не забезпечена, розрахунок можна продовжити з п. 7.
6	$M_u = b d_0^2 f_{cd} \alpha_R + A'_s f'_{yd} (d_0 - a')$. Перехід до висновків розрахунку в п. 9
7	Передбачають нову кількість розтягнутої арматури, що є парою до стиснутого бетону: $A_{sI} = \frac{0,8 \xi_R d_0 b f_{cd}}{f_{yd}}$.
8	Несуча здатність перерізу елемента: $M_u = b d_0^2 f_{cd} \alpha_R + (A_s - A_{sI}) f'_{yd} (d_0 - a')$.
9	Якщо $M_u \geq M$, то міцність забезпечена. Якщо $M_u < M$, то міцність не забезпечена.

Приклад 6

Визначити несучу здатність балки прямокутного профілю розмірами $b \times h = 200 \times 400$ мм, заармованою 2Ø28A500C, у стиснутій зоні 2Ø10A240C. Балка виготовлена з бетону класу C 16/20.

Вихідні дані	
$h = 400$ мм; $b = 200$ мм; $a = 42$ мм (з урахуванням захисного шару бетону: $a = 28 + 28/2 = 42$ мм); $a' = 25$ мм (з урахуванням захисного шару бетону: $a' = 20 + 10/2 = 25$ мм); клас бетону C16/20 , $f_{cd} = 11,5$ МПа (дод. 1); арматура розтягнутої зони 2Ø28A500C; $f_{yd} = 415$ МПа (дод. 2); $A_s = 1230,9$ мм ² (дод. 3); арматура стиснутої зони 2Ø10A240C; $A'_s = 157$ мм ² (дод. 3); $f'_{yd} = 225$ МПа (дод. 2); $\xi_R = 0,598$ (дод.5); $\alpha_R = 0,364$; (дод.5)	
1	$d_0 = h - a = 400 - 42 = 358$ мм.
2	$\xi = \frac{f_{yd} A_s}{0,8 f_{cd} b d_0} = \frac{415 \cdot 1230,9}{0,8 \cdot 11,5 \cdot 200 \cdot 358} = 0,775.$
3	$\xi = 0,775 > \xi_R = 0,598$, переріз із подвійним армуванням (продовжують далі з п.4).

4	$\sigma_s = \frac{f'_{yd} A'_s + 0,8 \xi_R d_0 b f_{cd}}{A_s} =$ $= \frac{225 \cdot 157 + 0,8 \cdot 0,598 \cdot 358 \cdot 200 \cdot 11,5}{1230,9} = 348,7 \text{ МПа.}$
5	Напруження у розтягнутій арматурі $\sigma_s = 348,7 \text{ МПа} < f_{yd} = 415 \text{ МПа.}$
6	$M_u = b d_0^2 f_{cd} \alpha_R + A'_s f'_{yd} (d_0 - a') =$ $= 200 \cdot 358^2 \cdot 11,5 \cdot 0,364 + 157 \cdot 225 \cdot (358 - 25) =$ $= 119062125,8 \text{ Нм} = 119,06 \text{ кНм}$
9	Отже, несуча здатність балки прямокутного профілю 119,06 кНм.

ЗАВДАННЯ ДО САМОСТІЙНОЇ РОБОТИ:

Визначити несучу здатність балки прямокутного профілю розмірами $b \times h$. Балка з подвійним армуванням з бетону заданого класу.

Перед-остання цифра шифру	Клас бетону	b, мм	h, мм	Остання цифра шифру	Арматура розтягнутої зони	Арматура стиснутої зони
1	C16/20	220	420	1	2Ø16 A400C	2Ø10 A240C
2	C20/25	210	430	2	2Ø25 A500C	2Ø16 A400C
3	C25/30	200	440	3	4Ø25 A240C	2Ø16 A240C
4	C16/20	190	450	4	3Ø20 A400C	3Ø12 A400C
5	C20/25	180	440	5	3Ø22 A500C	3Ø12 A400C
6	C12/15	170	450	6	4Ø25 A240C	2Ø16 A240C
7	C16/20	180	440	7	3Ø18 A400C	3Ø12 A400C
8	C20/25	190	450	8	2Ø18 A400C	2Ø12 A240C
9	C12/15	200	400	9	2Ø25 A500C	2Ø14 A400C
0	C25/30	210	410	0	4Ø25 A240C	2Ø16 A240C

6. РОЗРАХУНОК ЗА МІЦНІСТЮ ПОХИЛИХ ПЕРЕРІЗІВ ЗГИНАЛЬНИХ ЕЛЕМЕНТІВ

Розрахунок похилих перерізів згинальних елементів здійснюють на основі загальної деформаційної моделі з метою визначення необхідності встановлення поперечної арматури або для визначення кроку та діаметра робочої поперечної арматури.

Опір похилого перерізу залізобетонного елемента спільній дії згинального моменту та поперечної сили визначають з умов рівноваги, спільних деформацій та діаграми деформування бетону з урахуванням плоского напруженого стану. Критерієм вичерпання несучої здатності похилого перерізу є досягнення деформаціями стиснутого бетону над похилою тріщиною в напрямку головних стискуючих напружень граничних значень.

Опір похилого перерізу з поперечним армуванням V_{Rd} визначається із застосуванням таких величин [1, п. 6.2]:

$V_{Rd,c}$ – розрахункове значення поперечної сили, яку може сприйняти похилий переріз без армування (бетон) – розрахункова величина опору бетону зсуву;

$V_{Rd,s}$ – розрахункове значення поперечної сили, яку може сприйняти поперечна арматура на межі текучості;

$V_{Rd,max}$ – розрахункове значення поперечної сили, яку може сприйняти похилий переріз, обмежене руйнуванням умовної стиснутої смуги;

V_{Ed} – розрахункове значення поперечної сили у певному перерізі (рис. 6.1) від дії зовнішнього навантаження і попереднього напруження, якщо таке є.

Для елементів з похилими поясами додатково вводять величини:

V_{ccd} – розрахункове значення компонента зсуву зусилля стиску за наявності похилих стиснутих поясів;

V_{td} – розрахункове значення компонента зсуву зусилля у розтягнутій арматурі за наявності похилих розтягнутих поясів.

Якщо виконується умова

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c},$$

то це означає, що лише **бетонний** переріз цілком сприймає внутрішні поперечні зусилля і абсолютно нема потреби ставити поперечну арматуру за розрахунком.

У цьому випадку повинна бути встановлена мінімальна кількість поперечної арматури за мінімальним відсотком поперечного армування [1, (6.2)]:

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$$

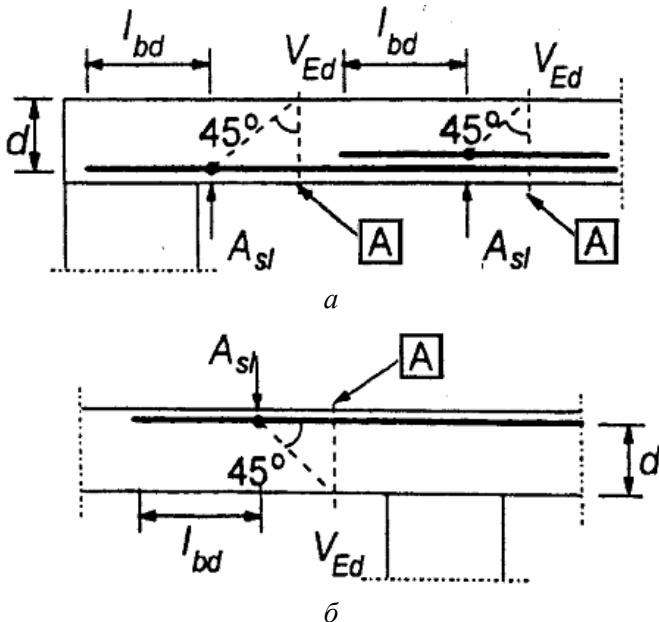


Рисунок 6.1 – До розрахунку похилих перерізів: *a* – за умови вільного опирання; *б* – для проміжних опор нерозрізних балок [2, рис.4.6]:

Розрахункову величину опору зсуву бетону ребра перерізу $V_{Rd,c}$ визначають за умовою [2, п. 4.6.2]:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d_0 \geq (V_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d_0, \text{H,}$$

де $C_{Rd,c}$ – рекомендується приймати рівним $0,18 / \gamma_c$;

f_{ck} – характеристичне значення міцності бетону на стиск, МПа;

k – емпіричний коефіцієнт, $k = 1 + \sqrt{200/d_0} \leq 2,0$, тут d_0 в мм;

ρ_l – коефіцієнт армування перерізу поздовжньою розтягнутою арматурою A_{sl} у перерізі, де визначають силу V_{Ed} , (рис. 6.1);

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w d_0) \leq 0,02;$$

A_{sl} – площа розтягнутої поздовжньої арматури, яка подовжується на відстань $\geq (b_d + d_0)$ за переріз, що розглядається (рис. 6.1);

b_w – найменша ширина поперечного перерізу у розтягнутій зоні;

σ_{cp} – середнє напруження від обтиску перерізу поздовжньою силою N від зовнішніх навантажень або силою натягу P попередньо напруженої арматури, МПа, $\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0,2f_{cd}$; якщо попередній натяг арматури відсутній конструкція зі звичайним армуванням, то $\sigma_{cp} = 0$;

N_{Ed} – осьова сила у поперечному перерізі, викликана навантаженням або попереднім напруженням, Н ($N_{Ed} > 0$ при стиску). Впливом прикладених деформацій на N_{Ed} можна знехтувати;

A_c – площа поперечного перерізу бетону, мм²;

k_l – коефіцієнт, $k_l = 0,15$;

$$V_{min} = 0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2}.$$

Якщо згинальний елемент без попередньо напруженої арматури і поздовжня сила N відсутня, то наведена формула дещо спрощується, тому поперечна сила, яку сприймає переріз залізобетонного елемента без поперечної арматури визначається з умови:

$$V_{Rd,c} = 0,12k(100\rho_l f_{ck})^{1/3} b_w d_0 \geq V_{min}, Н.$$

6.1. Визначення площі поперечної арматури з використанням "фермової" моделі

Якщо умова $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ не виконується, то це означає, що в похилих перерізах утворюватимуться тріщини. Щоб цього уникнути, розтягуючі зусилля має сприймати поперечна арматура вертикальна або похила (відігнуті стержні). При великих значеннях V_{Ed} доводиться одночасно встановлювати і вертикальні і похилі стержні.

Смуга бетону між сусідніми похилими тріщинами працює на стиск. Кут нахилу стиснутих смуг ϵ в межах $21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$ (за таких умов $0,4 \leq \tan\theta \leq 1$; $2,5 \geq \cot\theta \geq 1$).

Для розрахунку елементів із поперечною арматурою разом із загальною деформаційною моделлю норми [1, 2] рекомендують використовувати "фермову" модель (рис. 6.2). Це пояснюється тим,

що у згинальному елементі існують горизонтальні стиснуті (вгорі) та розтягнуті (внизу) смуги, стиснуті похилі смуги (кісці) між похилими тріщинами (розтягнутими ділянками). Зусилля в елементах "фермової" моделі визначають за правилами будівельної механіки.

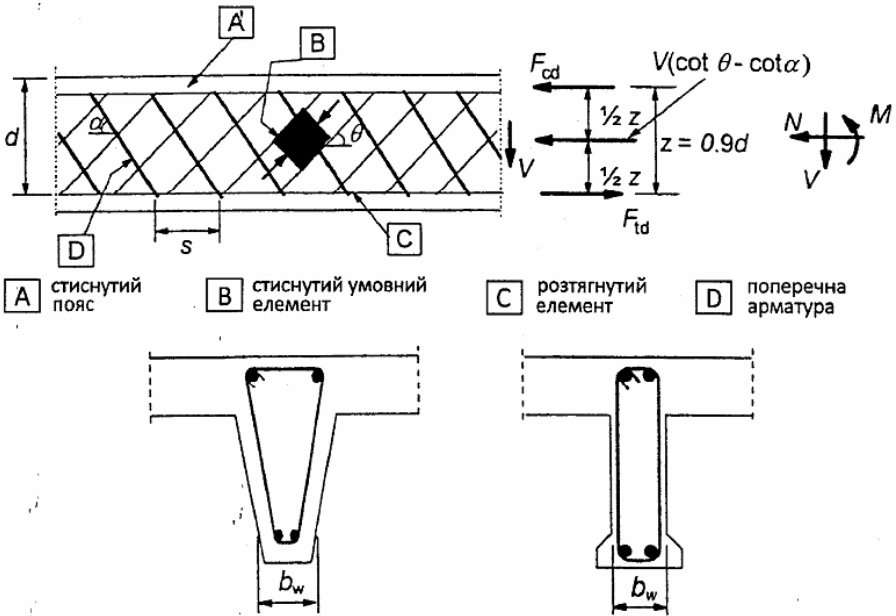


Рисунок 6.2 – Застосування "фермової" моделі до розрахунку похилих перерізів [2, рис. 4.8]

На рис. 6.2. позначено

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

θ – кут між стиснутим бетонним умовним елементом і віссю балки, перпендикулярної до поперечної сили (кут нахилу стиснутої смуги); граничні величини $\cot \theta$ обмежують $1 \leq \cot \theta \leq 2,5$;

F_{td} – розрахункова величина зусилля розтягу у поздовжній арматурі;

F_{cd} – розрахункова величина зусилля стиску бетону в напрямку поздовжньої осі елемента;

b_w – мінімальна ширина між розтягнутим і стиснутим поясами;

z – плече внутрішньої пари сил для елемента з постійною висотою перерізу, яка відповідає згинальному моменту в елементі.

При розрахунку на зсув залізобетонних елементів за відсутності осьової сили приймають $z = 0,9d_0$.

Для елементів з вертикальною поперечною арматурою опір зсуву перерізу визначається за формулами [2, п. 4.6.3], причому, приймається менше з отриманих значень:

$$V_{Rd,w} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta;$$

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

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

s – крок поперечних стержнів;

f_{ywd} – розрахунковий опір текучості поперечної арматури;

v_1 – коефіцієнт зниження міцності бетону з тріщинами при зсуві,

який визначається за виразом: $v_1 = 0,6 (1 - f_{ck} / 250)$, f_{ck} в МПа;

α_{cw} – коефіцієнт, що враховує рівень напружень у стиснутій зоні, для елементів без попереднього натягу $\alpha_{cw} = 1,0$.

Якщо розрахункові напруження у поперечній арматурі становлять менше 80% від характеристичних напружень текучості f_{yk} , то v_1 можна приймати:

$$v_1 = 0,6 \quad \text{при } f_{ck} \leq 60 \text{ МПа};$$

$$v_1 = 0,9 - f_{ck} / 200 \quad \text{при } f_{ck} > 60 \text{ МПа}.$$

Рекомендована величина α_{cw} є наступною:

$$\alpha_{cw} = 1 + \sigma_{cp} / f_{cd} \quad \text{при } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd};$$

$$\alpha_{cw} = 1,25 \quad \text{при } 0,25 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd};$$

$$\alpha_{cw} = 2,5(1 - \sigma_{cp} / f_{cd}) \quad \text{при } 0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 1,0 f_{cd};$$

де σ_{cp} – середнє напруження стиску, прийняте зі знаком " + " у бетоні, викликане осьовою силою.

Якщо $V_{Rd,max} \geq V_{Ed}$, то площу вертикальної поперечної арматури можна обчислити за формулою $A_{sw} = \frac{V_{Ed} \cdot s}{0,8 f_{ywk} z \cdot \cot \theta}$.

Максимальна приведена площа перерізу поперечної арматури $A_{sw,max}$ при $\cot \theta = 1$ визначається за умовою:

$$\frac{A_{sw,max} f_{ywd}}{b_w s} \leq \frac{1}{2} \alpha_{cw} \nu_1 f_{cd} \cdot$$

Для елементів з відігнутими стержнями (з похилою поперечною арматурою) опір зсуву перерізу визначається за формулами [2, п. 4.6.3], причому, приймається менше з отриманих значень:

$$V_{Rd,ins} = \frac{A_{sw,inc}}{s_{w,ins}} z f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha ;$$

$$V_{Rd,ins,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z \nu_1 f_{cd} (\cot \theta + \cot \alpha)}{(1 + \cot^2 \theta)} \cdot$$

Якщо $V_{Rd,max} \geq V_{Ed}$, то площу відігнутих поперечних стержнів можна обчислити за формулою

$$A_{sw,ins} = \frac{V_{Rd,ins} \cdot s_{w,ins}}{f_{ywd} z \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha} \cdot$$

Мінімальне значення площі поперечного перерізу поперечної арматури

$$A_{sw,min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} s_w b_w \cdot$$

Максимальне значення площі поперечного перерізу поперечної арматури

$$A_{sw,max} \leq \frac{0,5 \alpha_{cw} \nu_1 f_{cd} b_w s}{f_{yd}} \cdot$$

Рекомендовані кроки поперечної вертикальної арматури – 100, 125, 150, 200, 250 мм.

Максимальний крок поперечної вертикальної арматури $s_{w,max} = 0,75 d_0$, мм.

Якщо поперечна **вертикальна** арматура не задовольняє вимогам конструювання та виготовлення (малий крок або великий діаметр поперечної вертикальної арматури, високий відсоток армування тощо), то стає необхідним змінити розміри перерізу, площу поперечної арматури або перейти на комбіноване поперечне армування з вертикальною і похилою поперечною арматурою з кутом нахилу $45^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$ (рекомендовано кут 45° для балок заввишки до 800 мм, а кут 60° – для балок висотою понад 800 мм).

Норми [1, 2] рекомендують передавати на поперечну вертикальну арматуру зусилля більше за $0,5V_{Ed}$, а іншу частину передавати на відігнуті стержні так, щоб виконувалась умова:

$$V_{Ed} = V_{Rd,w} + V_{Rd,ins},$$

де $V_{Rd,w}$ – частина поперечної сили в перерізі, яку сприймає лише вертикальна поперечна арматура;

$V_{Rd,ins}$ – частина поперечної сили в перерізі, яку сприймає похила поперечна арматура – відігнуті стержні.

Алгоритм 7

Підбір вертикальної поперечної арматури

Вихідні дані	
$h; b_w; a$; клас бетону, f_{cd} (дод. 1); $f_{ck} = f_{ck,prism}$ (дод. 1); поперечне армування, f_{ywd} ; f_{ywk} (дод. 2); робоче поздовжнє армування розрахункового перерізу; A_s (дод. 3); f_{yd} (дод. 2); максимальне значення поперечної сили у розрахунковому перерізі V_{Ed}	
1	$d_0 = h - a$
2	$\rho_l = A_{sl} / (b_w d_0)$
3	Якщо $\rho_l \leq 0,02$, то перейти до п. 4. Якщо умова не виконується, то змінити розміри перерізу
4	$\sigma_{cp} = N / A_c$
5	$k_l = 0,15$
6	$k = 1 + \sqrt{200 / d_0}$
7	Якщо $k \leq 2,0$, то перейти до п. 8. Якщо умова не виконується, то прийняти $k = 2,0$
8	$V_{Rd,c} = 0,12k(100\rho_l f_{ck})^{1/3} b_w d_0$
9	Якщо $V_{Ed} \geq V_{Rd,c}$, то перейти до п. 10. Якщо умова не виконується, то поперечне армування за розрахунком не потрібне, його можна прийняти з конструктивних міркувань
10	$\nu = 0,6(1 - f_{ck} / 250) \leq 0,6$
11	Задаються найменшим кутом нахилу стиснутих смуг $\theta = 21,8^\circ$. Тоді $\tan\theta = 0,4$, а $\cot\theta = 2,5$ і $\cot^2\theta = 6,25$
12	$z = 0,9d_0$

13	$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta}$
14	Якщо $V_{Rd,max} \geq V_{Ed}$, то перейти до п. 15. Якщо умова не виконується, то задаються іншим кутом нахилу стиснутих смуг $\theta = 45^\circ$. Тоді $\tan\theta = 1$ і $\cot\theta = 1$
15	Призначити крок поперечної арматури з конструктивних міркувань: $s \leq 0,5h$; $s \leq 150$ мм; $s \leq s_{w,max} = 0,75 d_0$ мм
16	$A_{sw} = \frac{V_{Ed} \cdot s}{0,8 f_{yk} \cdot z \cdot \cot\theta}$
17	$A_{sw,min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} s_w b_w$
18	$A_{sw,max} = \frac{0,5 \alpha_{cw} \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot s}{f_{yd}}$
19	$A_{sw,min} \leq A_{sw} \leq A_{sw,max}$
20	Підібрати поперечне армування. Виконати конструювання перерізу. (При конструюванні можна зменшити діаметр поперечної арматури за рахунок зменшення кроку поперечних стержнів або збільшення кількості гілок поперечної арматури шляхом комбінованого армування вертикальними і відігнутими стержнями)

Приклад 7

Підібрати поперечне армування (діаметр та крок поперечної вертикальної арматури) зі стержнів класу А400С у нерозрізній балці таврового профілю $b_w \times h = 300 \times 500$ мм у перерізах в межах проміжної опори. Балка виготовлена з бетону класу С20/25, армована поздовжньою ненапруженою арматурою 4Ø25А400С в нижній частині перерізу у прольотах, а у верхній частині балки на опорі арматура 2Ø22А400С + 2Ø25А400С (рис. 6.3). Максимальне значення поперечної сили у розрахунковому перерізі $V_{Ed} = 250$ кН.

Вихідні дані
$h = 500$ мм; $b_w = 300$ мм; $a = 38$ мм (з урахуванням захисного шару бетону: $a = 25 + 25/2 = 38$ мм); клас бетону С20/25, $f_{cd} = 14,5$ МПа

<p>(дод. 1); $f_{ck} = f_{ck,prism} = 18,5$ МПа (дод. 1); поперечна арматура класу А400С, $f_{ywd} = 285$ МПа; $f_{ywk} = 310$ МПа (дод. 2); робоча поздовжня арматура опорної ділянки $2\text{Ø}22\text{A}400\text{C} + 2\text{Ø}25\text{A}400\text{C}$; $A_s = 759,9 + 981,3 = 1741,2$ мм² (дод. 3); $f_{yd} = 365$ МПа (дод. 2); $\sigma_{cp} = 0$; $\alpha_{cw} = 1$.</p>	
1	$d_0 = h - a = 500 - 38 = 462$ мм
2	$\rho_l = A_{sl} / (b_w d_0) = 1741,2 / (300 \times 462) = 0,0126$
3	$\rho_l = 0,0126 < 0,02$, умова виконується
4	$\sigma_{cp} = 0$
5	$k_I = 0,15$
6	$k = 1 + \sqrt{200/d_0} = 1 + \sqrt{200/462} = 1,66$
7	$k = 1,66 < 2,0$, умова виконується
8	$V_{Rd,c} = 0,12k(100\rho_l f_{ck})^{1/3} b_w d_0 =$ $= 0,12 \cdot 1,66 \cdot (100 \cdot 0,0126 \cdot 18,5)^{1/3} \cdot 300 \cdot 462 = 78867,8 \text{ Н} = 78,87 \text{ кН}$
9	$V_{Ed} = 250 \text{ кН} \geq V_{Rd,c} = 78,87 \text{ кН}$, умова виконується. Отже, потрібен розрахунок поперечної арматури.
10	$\nu = 0,6 (1 - f_{ck} / 250) = 0,6 (1 - 18,5 / 250) = 0,556 < 0,6$
11	Задаються найменшим кутом нахилу стиснутих смуг $\theta = 21,8^\circ$. Тоді $\tan\theta = 0,4$, а $\cot\theta = 2,5$ і $\cot^2\theta = 6,25$
12	$z = 0,9d_0 = 0,9 \cdot 462 = 415,8$ мм
13	$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu \cdot f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} =$ $= \frac{1 \cdot 300 \cdot 415,8 \cdot 0,556 \cdot 14,5}{2,5 + 0,4} = 346777,2 \text{ Н} = 346,8 \text{ кН}$
14	Умова $V_{Rd,max} \geq V_{Ed}$ виконується, бо $346,8 \text{ кН} > 250 \text{ кН}$.
15	Призначити крок поперечної арматури з конструктивних міркувань: $s \leq 0,5h$; $s \leq 150$ мм; $s \leq s_{w,max} = 0,75 d_0$ мм. Призначаємо крок поперечної арматури з конструктивних міркувань $s = 150$ мм
16	$A_{sw} = \frac{V_{Ed} \cdot s}{0,8 f_{ywk} \cdot z \cdot \cot\theta} = \frac{250 \cdot 10^3 \cdot 150}{0,8 \cdot 310 \cdot 415,8 \cdot 2,5} = 145,5 \text{ мм}^2$

17	$A_{sw,min} = \frac{0,08\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} s_w b_w = \frac{0,08\sqrt{18,5}}{400} 150 \cdot 300 = 38,7 \text{ мм}^2$
18	$A_{sw,max} = \frac{0,5\alpha_{cw} \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot s}{f_{yd}} =$ $= \frac{0,5 \cdot 1 \cdot 0,556 \cdot 14,5 \cdot 300 \cdot 150}{365} = 497 \text{ мм}^2$
19	$A_{sw,min} \leq A_{sw} \leq A_{sw,max}$, умова виконується, бо $38,7 \text{ мм}^2 < 145,5 \text{ мм}^2 < 497 \text{ мм}^2$
20	Підбір поперечної арматури за $A_{sw} = 145,5 \text{ мм}^2$ $4\phi 8A400C$ з $A_{sw,факт} = 201 \text{ мм}^2$ Конструювання перерізу виконане на рис. 6.3.

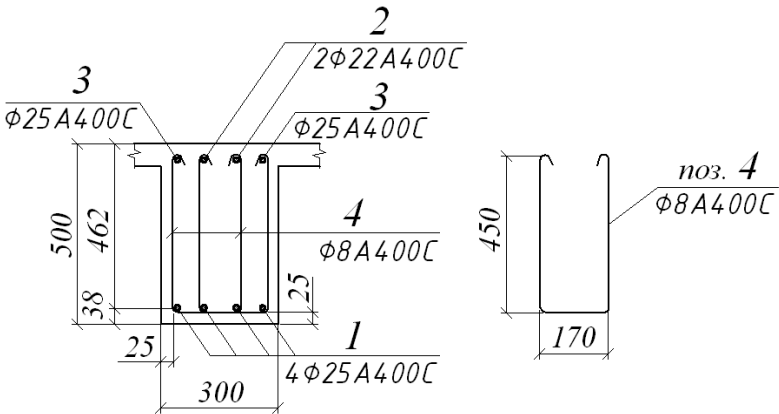


Рисунок 6.3 – Арматування перерізу балки поперечною вертикальною арматурою: 1, 2, 3 – поздовжня арматура; 4 – поперечна арматура

ЗАВДАННЯ ДО САМОСТІЙНОЇ РОБОТИ:

Підібрати поперечне армування (діаметр та крок поперечної вертикальної арматури) зі стержнів заданого класу в нерозрізній балці таврового профілю $b_w \times h$ у перерізах у межах проміжної опори. Балка виготовлена з бетону заданого класу, заармована відомою поздовжньою ненапруженою арматурою в нижній частині перерізу у прольотах та у верхній частині балки на опорі. Відоме максимальне значення поперечної сили у розрахунковому перерізі $V_{Ed} = 200$ кН.

Перед-остання цифра шифру	Клас бетону	b_w , мм	h , мм	Остання цифра шифру	Клас поперечної арматури	Арматура у прольоті	Арматура на опорі
1	C25/30	200	440	1	A240C	2Ø25 A500C	2Ø16 A400C
2	C16/20	190	450	2	B500	4Ø25 A240C	2Ø22 A240C
3	C20/25	180	440	3	Bp-I	3Ø25 A400C	3Ø22 A400C
4	C12/15	170	450	4	A400C	3Ø22 A500C	3Ø20 A400C
5	C16/20	180	440	5	A240C	4Ø25 A240C	4Ø18 A240C
6	C20/25	190	450	6	A400C	3Ø22 A400C	3Ø18 A400C
7	C12/15	200	400	7	A240C	2Ø18 A400C	2Ø12 A400C
8	C25/30	210	410	8	B500	2Ø25 A500C	2Ø14 A400C
9	C16/20	210	430	9	Bp-I	4Ø25 A240C	2Ø16 A240C
0	C20/25	220	420	0	A400C	4Ø16 A400C	2Ø18 A400C

Алгоритм 8

Підбір вертикальної та похилої поперечної арматури

Вихідні дані	
h ; b_w ; a ; клас бетону, f_{cd} (дод. 1); $f_{ck} = f_{ck,prism}$ (дод. 1); клас поперечної арматури, f_{ywd} ; f_{ywk} (дод. 2); клас поперечних відігнутих стержнів, f_{ywd} ; f_{ywk} (дод. 2); робоча поздовжня арматура опорної ділянки; A_s (дод. 3); f_{yd} (дод. 2).	
<i>Перевірка необхідності поперечного армування</i>	
1	$d_0 = h - a$
2	$\rho_l = A_{st} / (b_w d_0)$
3	Якщо $\rho_l \leq 0,02$, то перейти до п. 4.

	Якщо умова не виконується, то змінити розміри перерізу
4	$\sigma_{cp} = N / A_c$
5	$k_I = 0,15$
6	$k = 1 + \sqrt{200/d_0}$
7	Якщо $k \leq 2,0$, то перейти до п. 8. Якщо умова не виконується, то прийняти $k = 2,0$
8	$V_{Rd,c} = 0,12k(100\rho_l f_{ck})^{1/3} b_w d_0$
9	Якщо $V_{Ed} \geq V_{Rd,c}$, то перейти до п. 10. Якщо умова не виконується, то поперечне армування за розрахунком не потрібне, його можна прийняти з конструктивних міркувань
<i>Підбір вертикальної поперечної арматури</i>	
10	$\nu = 0,6 (1 - f_{ck} / 250) \leq 0,6$
11	Задаються найменшим кутом нахилу стиснутих смуг $\theta = 21,8^\circ$. Тоді $\tan\theta = 0,4$, а $\cot\theta = 2,5$ і $\cot^2\theta = 6,25$
12	$z = 0,9d$
13	$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu \cdot f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta}$
14	Якщо $V_{Rd,max} \geq V_{Ed}$, то перейти до п. 15. Якщо умова не виконується, то задаються іншим кутом нахилу стиснутих смуг $\theta = 45^\circ$. Тоді $\tan\theta = 1$ і $\cot\theta = 1$
15	Призначити крок поперечної арматури з конструктивних міркувань: $s \leq 0,5h$; $s \leq 150$ мм; $s \leq s_{w,max} = 0,75 d_0$ мм
16	$V_{Rd,w} = 0,5V_{Ed}$
17	$A_{sw} = \frac{V_{Rd,w} \cdot s}{0,8 f_{yw} \cdot z \cdot \cot\theta}$
18	Підібрати поперечне армування (діаметр, крок та кількість стержнів поперечної вертикальної арматури у перерізі балки). Визначити $A_{sw,факт}$.
19	Уточнити величину $V_{Rd,w}$ при $A_{sw} = A_{sw,факт}$. $V_{Rd,w} = A_{sw,факт} \cdot 0,8 f_{yw} \cdot z \cdot \cot\theta / s$
<i>Підбір відігнутих стержнів</i>	

20	$V_{Rd,ins} = V_{Ed} - V_{Rd,w}$
21	$A_{sw,ins} = \frac{V_{Rd,ins} \cdot s_{w,ins}}{f_{ywd} z \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}$
22	Підбір відігнутих стержнів (діаметр, крок та кількість відігнутих стержнів поперечної арматури у перерізі балки). Виконати конструювання перерізу

Приклад 8

Підібрати поперечне армування у вигляді поперечної вертикальної арматури та відігнутих стержнів в межах проміжної опори нерозрізної балки таврового профілю $b_w \times h = 300 \times 500$ мм. Балка виготовлена з бетону класу C20/25, армована поздовжньою ненапруженою арматурою 4Ø20A400C в нижній частині перерізу у прольотах, а у верхній частині балки на опорі арматура 2Ø20A400C + 2Ø12A400C (рис. 6.4). Максимальне значення поперечної сили у розрахунковому перерізі $V_{Ed} = 300$ кН. Для вертикальних стержнів застосувати арматуру класу A240C, а для відігнутих – A400C.

Вихідні дані	
$h = 500$ мм; $b_w = 300$ мм; $a = 35$ мм (з урахуванням захисного шару бетону: $a = 25 + 20/2 = 35$ мм); клас бетону C20/25, $f_{cd} = 14,5$ МПа (дод. 1); $f_{ck} = f_{ck,prism} = 18,5$ МПа (дод. 1); поперечна арматура класу A240C, $f_{ywd} = 170$ МПа; $f_{ywk} = 180$ МПа (дод. 2); поперечні відігнуті стержні класу A400C, $f_{ywd} = 285$ МПа; $f_{ywk} = 310$ МПа (дод. 2); робоча поздовжня арматура опорної ділянки 2Ø20A400C + 2Ø12A400C; $A_s = 628,0 + 226,1 = 854,1$ мм ² (дод. 3); $f_{yd} = 365$ МПа (дод. 2); $\sigma_{cp} = 0$; $\alpha_{cw} = 1$.	
Перевірка необхідності поперечного армування	
1	$d_0 = h - a = 500 - 35 = 465$ мм
2	$\rho_l = A_{sl} / (b_w d_0) = 854,1 / (300 \times 465) = 0,006$
3	$\rho_l = 0,006 < 0,02$, умова виконується
4	$\sigma_{cp} = 0$
5	$k_l = 0,15$
6	$k = 1 + \sqrt{200/d_0} = 1 + \sqrt{200/465} = 1,66$
7	$k = 1,66 < 2,0$, умова виконується

8	$V_{Rd,c} = 0,12k(100 \rho_l f_{ck})^{1/3} b_w d_0 =$ $= 0,12 \cdot 1,66 \cdot (100 \cdot 0,006 \cdot 18,5)^{1/3} \cdot 300 \cdot 465 = 62137,6 \text{ Н} = 62,14 \text{ кН}$
9	$V_{Ed} = 250 \text{ кН} \geq V_{Rd,c} = 62,14 \text{ кН}$, умова виконується. Отже, потрібен розрахунок поперечної арматури.
<i>Підбір вертикальної поперечної арматури</i>	
10	$\nu = 0,6 (1 - f_{ck} / 250) = 0,6 (1 - 18,5 / 250) = 0,556 < 0,6$
11	Задаються найменшим кутом нахилу стиснутих смуг $\theta = 21,8^\circ$. Тоді $\tan \theta = 0,4$, а $\cot \theta = 2,5$ і $\cot^2 \theta = 6,25$
12	$z = 0,9d = 0,9 \cdot 465 = 418,5 \text{ мм}$
13	$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} =$ $= \frac{1 \cdot 300 \cdot 418,5 \cdot 0,556 \cdot 14,5}{2,5 + 0,4} = 349029,0 \text{ Н} = 349 \text{ кН}$
14	Умова $V_{Rd,max} \geq V_{Ed}$ виконується, бо $349 \text{ кН} > 250 \text{ кН}$.
15	Призначити крок поперечної арматури з конструктивних міркувань: $s \leq 0,5h$; $s \leq 150 \text{ мм}$; $s \leq s_{w,max} = 0,75 d_0 \text{ мм}$. Призначаємо крок поперечної арматури з конструктивних міркувань $s = 125 \text{ мм}$
16	$V_{Rd,w} = 0,5 V_{Ed} = 0,5 \cdot 250 \text{ кН} = 125 \text{ кН}$
17	$A_{sw} = \frac{V_{Rd,w} \cdot s}{0,8 f_{ywk} \cdot z \cdot \cot \theta} = \frac{0,5 \cdot 250 \cdot 10^3 \cdot 125}{0,8 \cdot 180 \cdot 418,5 \cdot 2,5} = 103,7 \text{ мм}^2$
18	Підбір поперечної арматури за $A_{sw} = 103,7 \text{ мм}^2$ 2Ø8A240C з $A_{sw,факт} = 100,5 \text{ мм}^2$
19	Уточнити величину $V_{Rd,w}$ при $A_{sw} = A_{sw,факт}$. $V_{Rd,w} = A_{sw,факт} \cdot 0,8 f_{ywk} \cdot z \cdot \cot \theta / s =$ $= 100,5 \cdot 0,8 \cdot 180 \cdot 418,5 \cdot 2,5 / 125 = 121130,64 \text{ Н} = 121,1 \text{ кН}$
<i>Підбір відігнутих стержнів. Кут $\alpha = 45^\circ$</i>	
20	$V_{Rd,ins} = V_{Ed} - V_{Rd,w} = 250 - 121,1 = 128,9 \text{ кН}$
21	$A_{sw,ins} = \frac{V_{Rd,ins} \cdot s_{w,ins}}{f_{ywd} z \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha} =$ $= \frac{128,9 \cdot 1000 \cdot 450}{285 \cdot 418,5 (2,5 + 1) \sqrt{2} / 2} = 196,5 \text{ мм}^2$

22	Підбір відігнутих стержнів за $A_{sw,ins} = 196,5 \text{ мм}^2$ $2\varnothing 12A400C$ з $A_{sw,факт} = 226,1 \text{ мм}^2$ Конструювання перерізу виконане на рис. 6.4.
----	--

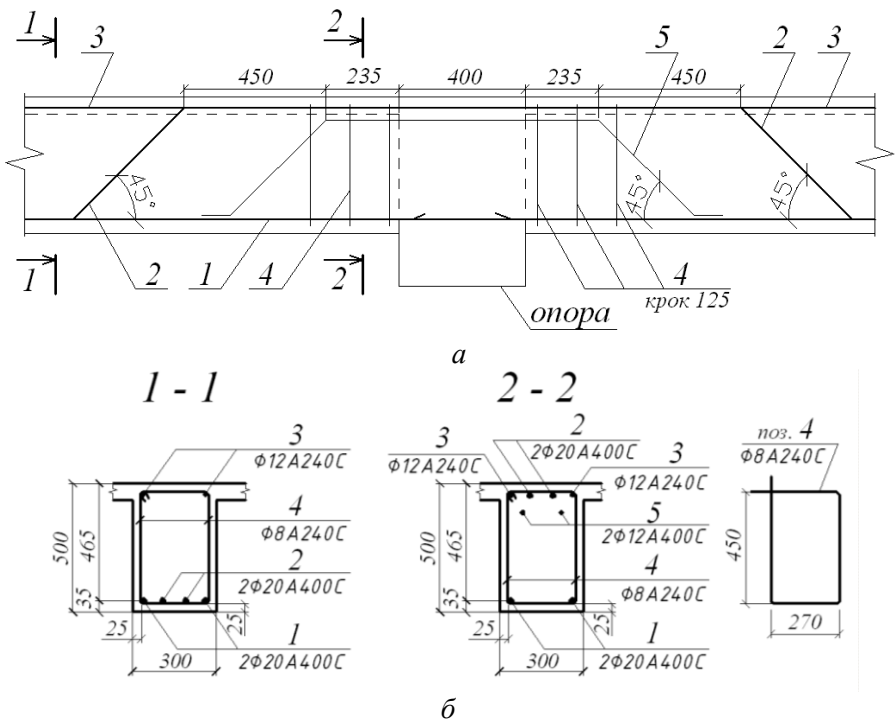


Рисунок 6.4 – Армування балки поперечною вертикальною арматурою та відігнутими стержнями: а – вид збоку; б – перерізи 1 – 1; 2 – 2

Отже, виконавши необхідні розрахунки, стало відомо, що арматура у нерозрізній балці передбачена така:

- робоча поздовжня у прольотах **4Ø20A400C**;
- на опорі робоча поздовжня **2Ø20A400C + 2Ø12A400C**;
- поперечна вертикальна **2Ø8A240C** (поз.4), крок **125 мм**;
- відігнуті стержні **2Ø12A400C** (поз.5).

У зв'язку з тим, що у прольотному перерізі є 4 стержні Ø20A400C, то з метою економії до опори можна довести лише два стержні (крайні) Ø20A400C (поз.1), а інші два Ø20A400C (поз.2)

металу перевести з нижньої зони в прольоті у верхню зону на опорі. Робоча арматура на опорі прийнята за рахунок пролітної відігнутої арматури $\varnothing 20A400C$ (поз.2) і арматури $\varnothing 12A400C$, прийнятої за величиною від'ємного опорного згинального моменту. У стиснутій зоні встановлена конструктивна арматура за умови мінімального армування $A'_s = 0,0013b_w d = 0,0013 \cdot 300 \cdot 465 = 181,35 \text{ мм}^2$. За сортаментом (дод.3) підбирають армування: $2\varnothing 12A240C$, (поз.3) $A'_s \text{ факт} = 226,1 \text{ мм}^2$.

На опорі для сприйняття згинального моменту працюють лише ті арматурні стержні, котрі мають до опорного перерізу пряму ділянку завдовжки $\geq 0,5d$ (тут $0,5 \cdot 465 = 322,5 \text{ мм}$).

ЗАВДАННЯ ДО САМОСТІЙНОЇ РОБОТИ:

Підібрати поперечне армування у вигляді поперечної вертикальної арматури та відігнутих стержнів в межах проміжної опори нерозрізної балки таврового профілю $b_w \times h$. Балка виготовлена з бетону заданного класу, заармована поздовжньою арматурою в нижній частині перерізу у прольотах та у верхній частині балки на опорі. Відоме максимальне значення поперечної сили у розрахунковому перерізі $V_{Ed} = 300 \text{ кН}$.

Перед-остання цифра шифру	Клас бетону	b_w , мм	h , мм	Остання цифра шифру	Клас поперечної арматури	Арматура у прольоті	Арматура на опорі
1	C16/20	170	450	1	B500	2 \varnothing 25 A500C	2 \varnothing 16 A400C
2	C20/25	180	440	2	A400C	3 \varnothing 25 A400C	3 \varnothing 22 A400C
3	C12/15	190	450	3	A400C	3 \varnothing 22 A400C	3 \varnothing 18 A400C
4	C16/20	180	440	4	A240C	3 \varnothing 22 A500C	3 \varnothing 20 A400C
5	C20/25	190	450	5	A400C	2 \varnothing 18 A400C	2 \varnothing 12 A400C
6	C12/15	200	400	6	A240C	4 \varnothing 25 A240C	4 \varnothing 18 A240C
7	C25/30	210	410	7	B500	4 \varnothing 25 A240C	2 \varnothing 16 A240C
8	C16/20	200	430	8	A400C	2 \varnothing 25 A500C	2 \varnothing 14 A400C
9	C20/25	220	420	9	A400C	4 \varnothing 16 A400C	2 \varnothing 18 A400C
0	C25/30	200	450	0	A240C	4 \varnothing 25 A240C	2 \varnothing 22 A240C

7. СТИСНУТІ ЕЛЕМЕНТИ

7.1. Основні поняття. Урахування геометричних недосконалостей і впливи другого порядку

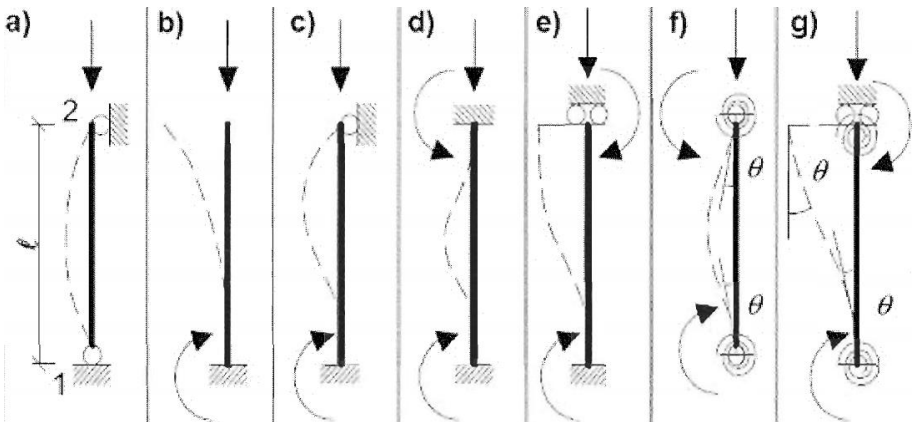
При розрахунку елементів бетонних та залізобетонних конструкцій на дію стискального поздовжнього зусилля слід враховувати впливи першого і другого порядку. Впливом першого порядку є випадковий ексцентриситет e_0 , який слід приймати [1, п. 5.2.5] не менше ніж:

- 1/400 довжини елемента або відстані між його перерізами, закріпленими від зміщення;
- 1/30 висоти перерізу (діаметра);
- 10 мм.

За нормами EN 1992-1-1 [6] рекомендовано приймати

$$e_0 = l_0 / 400,$$

де l_0 – розрахункова довжина стиснутого елемента, що залежить від способу його закріплення на опорах (рис.7.1).



$$l_0 = l; \quad l_0 = 2l; \quad l_0 = 0,7l; \quad l_0 = l/2; \quad l_0 = l; \quad l/2 < l < l; \quad l_0 > 2l$$

Рисунок 7.1 – Визначення розрахункової довжини стиснутого стержня та можлива втрати стійкості при різних закріпленнях на кряях [6, рис.5.7]

Для елементів статично невизначених конструкцій значення ексцентриситету поздовжнього зусилля відносно центра ваги приведенного перерізу e приймають таким, що дорівнює величині

ексцентриситету, отриманого зі статичного розрахунку, але не меншим від e_0 .

Для елементів статично визначених конструкцій ексцентриситет e приймають таким, що дорівнює сумі ексцентриситетів зі статичного розрахунку та випадкового [1, п. 5.2.5].

Деформовану схему (вплив другого порядку) можна не враховувати, якщо гнучкість елемента $\lambda = l_0 / i$ є меншою від граничної величини λ_{lim} , тут l_0 – приведена довжина (рис. 7.1); i – радіус інерції бетонного перерізу без тріщин (для прямокутного перерізу $i = 0,289h$).

Величину λ_{lim} норми [2, п. 6.2.2; 6, п. 5.8.3] рекомендують визначати за формулою:

$$\lambda_{lim} = 20ABC / \sqrt{n},$$

де $A = 1 / (1 + 0,2\varphi_{ef})$, якщо коефіцієнт φ_{ef} невідомий, то приймають $A = 0,7$;

$B = \sqrt{1 + 2\omega}$, якщо коефіцієнт ω невідомий, то приймають $B = 1,1$;

$C = 1,7 - r_m$, якщо коефіцієнт r_m невідомий, то приймають $C = 0,7$;

$\varphi_{ef} = \frac{\varphi_{(\infty, t_0)} \cdot M_{0Eqp}}{M_{0Ed}}$ – приведений коефіцієнт повзучості; у

практичних розрахунках найчастіше приймають $\varphi_{ef} = 2$; коефіцієнт повзучості $\varphi_{ef} = 0$, якщо виконуються умови: гранична величина коефіцієнта повзучості $\varphi_{(\infty, t_0)} \leq 2$; гнучкість $\lambda \leq 75$; $M / N \geq h$, де момент M визначають з урахуванням ефекту першого порядку.

$\omega = A_s f_{yd} / A_c f_{cd}$ – коефіцієнт армування;

A_s – загальна площа перерізу арматури;

$n = N_{Ed} / A_c f_{cd}$ – відносна осьова сила;

N_{Ed} – відносна осьова сила;

A_c – площа стиснутої частини перерізу;

$r_m = M_{01} / M_{02}$ – співвідношення моментів;

M_{01}, M_{02} – моменти першого порядку на краях, $|M_{01}| \geq |M_{02}|$;

M_{0Eqp} – момент з урахуванням ефекту першого порядку при практично постійному сполученні навантажень (граничний стан II групи);

M_{0Ed} – момент з урахуванням ефекту першого порядку при розрахунковому сполученні навантажень (граничний стан за несучою здатністю).

Якщо моменти на краях M_{01} і M_{02} дають розтяг з однієї сторони, r_m необхідно приймати додатнім (тобто $C \leq 1,7$), в іншому разі – від’ємним (тобто $C > 1,7$).

r_m необхідно приймати рівним 1,0 (тобто $C = 1,7$) у наступних випадках:

- у розкріплених елементах, у яких моменти першого порядку виникають тільки або переважно від неточностей або поперечного навантаження;
- для взагалі не розкріплених елементів.

При врахуванні деформацій другого порядку сумарний ексцентриситет поздовжньої сили збільшується в η разів, де

$$\eta = 1 + \frac{\beta}{\frac{N_B}{N} - 1},$$

де $N_B = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2}$ – критична сила;

$$\beta = \pi^2 / c_0;$$

c_0 – коефіцієнт, що залежить від розподілу моменту з урахуванням ефектів першого порядку: $c_0 = 8$ при постійному моменті або при відсутності поперечного навантаження; $c_0 = 9,6$ при параболічній епюрі моментів; $c_0 = 12$ при симетричній трикутній епюрі моментів;

EI – номінальна жорсткість перерізу:

$$EI = K_c E_{cd} I_c + K_s E_s I_s,$$

де I_c – момент інерції бетонного поперечного перерізу відносно центральної осі;

E_{cd} – розрахунковий модуль пружності бетону;

E_s – модуль пружності арматури;

I_s – момент інерції арматури; у першому наближенні приймають коефіцієнт армування $\rho_l = 0,01$, при якому $I_s = 0,01 A_c (0,5 h - a)^2$;

K_c – коефіцієнт, що враховує вплив тріщин, повзучості та ін.;

K_s – коефіцієнт впливу арматури; при $\rho_l = 0,01$ приймають $K_s = 1$.

Граничний коефіцієнт повзучості $\varphi_{(\infty, t_0)}$ залежить від класу бетону і відносної вологості навколишнього середовища (табл. 7.1).

Таблиця 7.1 – Значення граничного коефіцієнта повзучості

Відносна вологість, %	$\varphi_{(\infty, t_0)}$ для бетону класу								
	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/35	C35/40	C40/50	C45/55	C50/60
>75	2,6	2,2	2,0	1,8	1,7	1,4	1,3	1,2	1,1
40...75	3,6	3,0	2,7	2,5	2,3	1,9	1,7	1,6	1,5
< 40	5,0	4,2	3,8	3,4	3,2	2,7	2,5	2,3	2,0

За нормами EN 1992-1-1 [6] для визначення жорсткості перерізу у першому наближенні рекомендовано приймати $K_s = 0$, але при цьому для досить гнучких елементів величина прикладеної поздовжньої сили може бути більша від критичної. Тому прийняття $K_s = 0$ не може бути рекомендованим для практичних розрахунків. За нормами EN 1992-1-1 [6] величину граничного коефіцієнта повзучості $\varphi_{(\infty, t_0)}$ приймають за номограмами залежно від класів бетону і відносної вологості навколишнього середовища.

7.2. Розрахунок стиснутих елементів за першою формою рівноваги

При використанні спрощеної діаграми деформування бетону можуть реалізуватися дві форми рівноваги перерізу:

- при першій формі рівноваги (рис.7.2) весь переріз стиснутий (умовна висота стиснутої зони $x \geq h$);
- при другій формі рівноваги частина перерізу стиснута, а частина розтягнута ($x < h$).

За межу між двома формами рівноваги можна приймати $e_0 = r$, де e_0 – сумарний ексцентриситет поздовжньої сили з урахуванням впливу деформацій першого і другого порядку;

r – відстань від центральної осі перерізу до ядрової точки (у загальному випадку $r = W_{red} / A_{red}$, для прямокутного перерізу приймають $r = h / 6$).

При першій формі рівноваги фіброві деформації в більш стиснутій частині перерізу в граничному стані дорівнюють $\varepsilon_{c(1)} = \varepsilon_{cu3}$, а в менш стиснутій фібрі $0 < \varepsilon_{c(2)} < \varepsilon_{cu3}$.

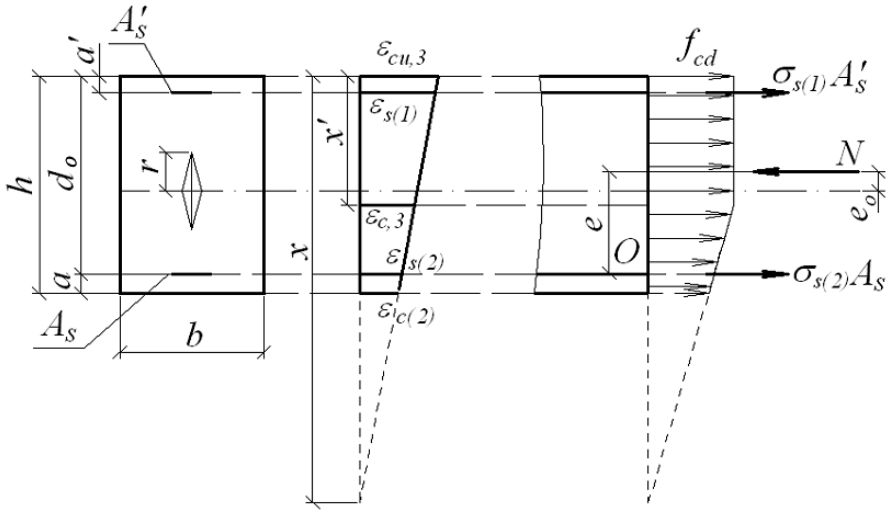


Рисунок 7.2 – До визначення умовної висоти стиснутої зони бетону для першої форми рівноваги

Деформації $\varepsilon_{c(2)}$ в загальному випадку залежать від величини ексцентриситету e_0 :

$$\varepsilon_{c(2)} = \varepsilon_{cu3} (1 - e_0 / r).$$

Умова висота стиснутої зони бетону визначається за рис. 7.2 з пропорції $\frac{\varepsilon_{cu3}}{x} = \frac{\varepsilon_{c(2)}}{x - h}$ за формулою: $x = h \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} - \varepsilon_{c(2)}}$.

Деформації ε_{c3} , при яких напруження в бетоні досягають межі міцності f_{cd} , визначають за координатою x' , яку обчислюють з пропорції $\frac{\varepsilon_{cu3}}{x} = \frac{\varepsilon_{c3}}{x - x'}$ (рис. 7.2) за формулою: $x' = x \frac{\varepsilon_{cu3} - \varepsilon_{c3}}{\varepsilon_{cu3}}$.

Деформації в арматурі (рис. 7.2) визначають з пропорцій:

$$\frac{\varepsilon_{cu3}}{x} = \frac{\varepsilon_{s(1)}}{x - a'}, \quad \text{звідки} \quad \varepsilon_{s(1)} = \frac{\varepsilon_{cu3}(x - a')}{x};$$

$$\frac{\varepsilon_{cu3}}{x} = \frac{\varepsilon_{s(2)}}{x - d_0}, \quad \text{звідки} \quad \varepsilon_{s(2)} = \frac{\varepsilon_{cu3} \cdot (x - d_0)}{x}.$$

Ешюра напружень має складну форму (рис. 7.2).

Напруження в арматурі $\sigma_{s(1)} = \varepsilon_{s(1)} E_s$; $\sigma_{s(2)} = \varepsilon_{s(2)} E_s$.

Напруження в бетоні більш стиснутої фібри:

$$\sigma_{c(1)} = \varepsilon_{cu3} E_{cd} = f_{cd}.$$

Напруження в бетоні менш стиснутої фібри:

$$\sigma_{c(2)} = \varepsilon_{c(2)} E_{cd} = f_{cd} \frac{x-h}{x-x'}.$$

Бетонний переріз сприйматиме зусилля:

$$\begin{aligned} N_c &= f_{cd} b x' + f_{cd} b \cdot 0,5(h-x') \left(1 + \frac{x-h}{x-x'} \right) = \\ &= f_{cd} b \left[x' + 0,5(h-x') \left(1 + \frac{x-h}{x-x'} \right) \right]. \end{aligned}$$

У випадку, коли $e_0 = r$, деформації $\varepsilon_{c(2)} = 0$ (рис. 7.3), епора напружень у бетоні має форму трапеції. Бетонний переріз сприйматиме мінімальне зусилля, яке дорівнює:

$$N_c = f_{cd} b \frac{h+x'}{2}.$$

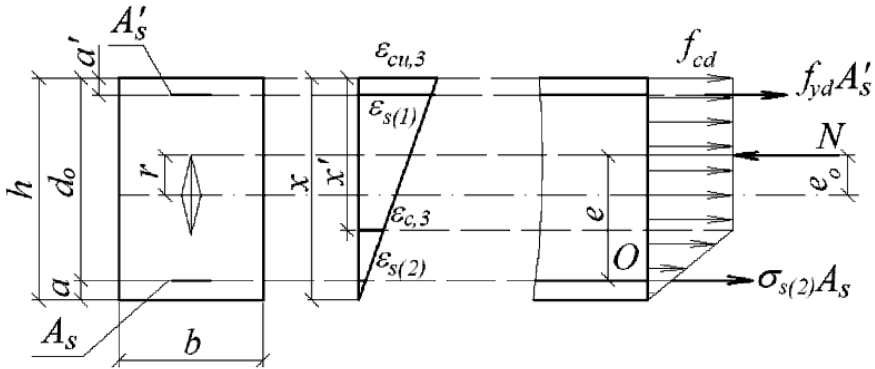


Рисунок 7.3 – Епора деформацій і напружень при $e_0 = r$

Деформації в арматурі (рис. 7.3) визначають з пропорцій:

$$\frac{\varepsilon_{cu3}}{h} = \frac{\varepsilon_{s(1)}}{h-a'}, \quad \text{звідки} \quad \varepsilon_{s(1)} = \frac{\varepsilon_{cu3}(h-a')}{h};$$

$$\frac{\varepsilon_{cu3}}{h} = \frac{\varepsilon_{s(2)}}{a}, \quad \text{звідки} \quad \varepsilon_{s(2)} = \frac{\varepsilon_{cu3} \cdot a}{h}.$$

Напруження в арматурі $\sigma_{s(1)} = \varepsilon_{s(1)} E_s = f_{yd}$; $\sigma_{s(2)} = \varepsilon_{s(2)} E_s$.

Несучу здатність перерізу можна встановити, записавши умову рівноваги відносно точки O :

$$\Sigma M_0 = 0; \quad -Ne + f_{yd}A'_s(d_0 - a') + f_{cd}b \frac{h + x'}{2} \left(d_0 - \frac{h + x'}{4} \right) = 0,$$

звідки необхідна кількість арматури більш стиснутої зони:

$$A'_s = \frac{Ne - f_{cd}b \frac{h + x'}{2} \left(d_0 - \frac{h + x'}{4} \right)}{f_{yd}(d_0 - a')}.$$

Спроектувавши всі сили на вісь X , отримаємо:

$$\Sigma X = 0; \quad -N + f_{yd}A'_s + f_{cd}b \frac{h + x'}{2} + \sigma_{s(2)}A_s = 0,$$

звідки необхідна кількість арматури менш стиснутої зони:

$$A_s = \frac{N - f_{yd}A'_s - f_{cd}b \frac{h + x'}{2}}{f_{yd}}.$$

Якщо весь переріз стиснутий, деформації менш стиснутої зони бетону $\epsilon_{c(2)}$ переважають значення ϵ_{c3} але не досягли ϵ_{cu3} (рис. 7.4), то напруження у бетоні по всьому перерізу максимальні і становлять $\sigma_c = f_{cd}$, відповідно до спрощеної розрахункової білінійної залежності "напруження-деформації" бетону як на рис. 3.7 [1, п. 3.1.6].

Бетон перерізу сприйматиме зусилля $N_c = f_{cd}bh$.

Умовна висота стиснутої зони бетону визначається за рис. 7.4 з

пропорції $\frac{\epsilon_{cu3}}{x} = \frac{\epsilon_{c(2)}}{h}$ за формулою: $x = h \frac{\epsilon_{cu3}}{\epsilon_{c(2)}}.$

Напруження в арматурі A_s і A'_s максимальні і дорівнюють f_{yd} .

Несучу здатність перерізу можна встановити, записавши умову рівноваги відносно точки O :

$$\Sigma M_0 = 0; \quad -Ne + f_{yd}A'_s(d_0 - a') + f_{cd}bh \left(\frac{h}{2} - a \right) = 0,$$

звідки необхідна кількість арматури більш стиснутої зони:

$$A'_s = \frac{Ne - f_{cd}bh(0,5h - a)}{f_{yd}(d_0 - a')}.$$

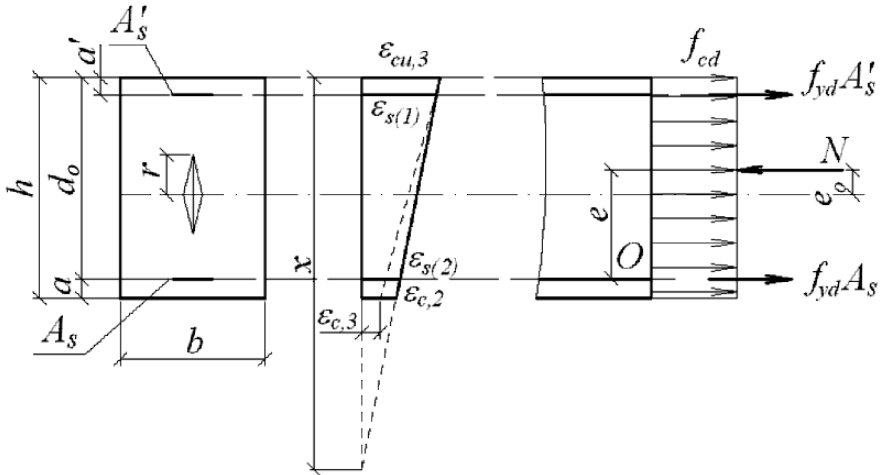


Рисунок 7.4 – Епюри деформацій і напружень при $\epsilon_{c3} < \epsilon_{c(2)} < \epsilon_{cu3}$

Спроектувавши всі сили на вісь X, отримаємо:

$$\Sigma X = 0; \quad -N + f_{yd}A'_s + f_{cd}bh + f_{yd}A_s = 0,$$

звідки необхідна кількість арматури менш стиснутої зони:

$$A_s = \frac{N - f_{yd}A'_s - f_{cd}bh}{f_{yd}}.$$

У більшості випадків стиснуті елементи при незначних ексцентриситетах армують симетрично, приймаючи $A_s = A'_s$ за більшою з величин.

Алгоритм 9

Розрахунок стиснутих елементів, що працюють з випадковими ексцентриситетами

Вихідні дані: l_o ; b ; h ; N_{Ed} ; клас бетону, f_{cd} (додаток 1); клас арматури, f_{yd} (додаток 2); a ; випадковий ексцентриситет $e_i = 1$ см; E_{cd} (додаток 1); E_s (додаток 2); ϵ_{cu3} (додаток 1); сталі величини $A = 0,7$; $B = 1,1$; $C = 0,7$; $\varphi_{ef} = 2$; $c_o = 8$.

1 | Робоча висота перерізу: $d_o = h - a$.

2 | Гнучкість колони: $\lambda = l_o / i = l_o / 0,289h$.

3	Відносна осьова сила: $n = N_{Ed} / A_c f_{cd}$.
4	Гранична гнучкість: $\lambda_{lim} = 20ABC / \sqrt{n}$.
5	Якщо $\lambda < \lambda_{lim}$, то гнучкість не впливає на роботу стиснутого елемента, а площу арматури визначають за формулою: $A_s = (N - f_{cd}A_c) / f_{yd}$. Якщо $\lambda > \lambda_{lim}$, то в розрахунку слід враховувати деформації другого порядку, розрахунки продовжити з п. 6.
6	$K_c = \frac{0,3}{1 + 0,5\varphi_{ef}}$.
7	$I_c = \frac{bh^3}{12}$.
8	$EI = K_c E_{cd} I_c + 0,01 E_s A_c (0,5h - a)^2$.
9	Критична сила: $N_B = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2}$.
10	$\beta = \pi^2 / c_o$.
11	Розрахунковий ексцентриситет: $e_o = e_i \left(1 + \frac{\beta}{\frac{N_B}{N_{Ed}} - 1} \right)$.
12	Відстань від центральної осі перерізу до ядрової точки $r = h / 6$.
13	Якщо $r > e_o$, то розрахунок ведемо за першою формою рівноваги і продовжуємо з п. 14. Якщо $e_o > r$, то розрахунок виконують за другою формою рівноваги, переходять до алгоритму 10 з п. 2.
14	Ексцентриситет $e = e_o + (0,5h - a)$.
15	$\varepsilon_{c(1)} = \varepsilon_{cu3}$.
16	$\varepsilon_{c(2)} = \varepsilon_{cu3} (1 - e_0 / r)$.
17	$\varepsilon_{c3} = f_{cd} / E_{cd}$.
18	Умовна висота стиснутої зони бетону: $x = h \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} - \varepsilon_{c(2)}}$.

19	$x' = x \frac{\varepsilon_{cu3} - \varepsilon_{c3}}{\varepsilon_{cu3}}$
20	Якщо $x' > h$, то переріз весь стиснутий. Напруження в бетоні досягають свого максимального значення: $\sigma_c = f_{cd}$. Розрахунки продовжують з п. 21 Якщо $x' < h$, то частина перерізу розтягнута. Розрахунок виконують за алгоритмом 10 з п. 2.
21	Деформації в арматурі менш стиснутої зони: $\varepsilon_{s(2)} = \frac{\varepsilon_{cu3} \cdot (x - d_0)}{x}$
22	Напруження в менш стиснутій арматурі: $\sigma_{s(2)} = \varepsilon_{s(2)} E_s$
23	Якщо напруження $\sigma_{s(2)} > f_{yd}$, то приймають $\sigma_{s(2)} = f_{yd}$.
24	Кількість арматури більш стиснутої зони: $A'_s = \frac{N_{Ed}e - f_{cd}bh(0,5h - a)}{f_{yd}(d_0 - a')}$
25	Кількість арматури менш стиснутої зони: $A_s = \frac{N_{Ed} - f_{yd}A'_s - f_{cd}bh}{f_{yd}}$
26	Для колони симетричного перерізу можливе деформування у довільному напрямку, тому приймають симетричне армування: $A_s = A'_s$ за більшим значенням. За сортаментом підбирають арматуру і конструюють переріз.

Приклад 9

Розрахувати колону багатоповерхової будівлі, якщо відома її розрахункова висота 3,0 м. Прийнятий поперечний переріз колони 300 × 300 мм. Розрахункове значення поздовжньої сили становить 1200 кН. Клас бетону С 16/20, клас арматури А400С.

Вихідні дані: $l_0 = 3,0$ м; $b = 300$ мм; $h = 300$ мм; площа перерізу колони $A_c = 300 \times 300 = 90000$ мм²; $N_{Ed} = 1200$ кН; клас бетону С16/20, $f_{cd} = 11,5$ МПа (додаток 1); клас арматури А400С, $f_{yd} = 365$ МПа (додаток 2); $a = 40$ мм; випадковий ексцентриситет

$e_i = 1 \text{ см}; E_{cd} = 20 \text{ ГПа (додаток 1)}; E_s = 2,1 \times 10^5 \text{ МПа (додаток 2)};$ $\epsilon_{cu3} = 3,23\% \text{ (додаток 1)}; \text{ сталі величини } A = 0,7; B = 1,1; C = 0,7;$ $\varphi_{ef} = 2; c_o = 8.$	
1	Робоча висота перерізу: $d_0 = h - a = 300 - 40 = 260 \text{ мм}.$
2	Гнучкість колони: $\lambda = l_o / i = l_o / 0,289h = 3000 / 0,289 \times 300 = 34,6.$
3	Відносна осьова сила: $n = N_{Ed} / A_c f_{cd} = 1200 \cdot 10^3 / (90000 \cdot 11,5) = 1,16.$
4	Гранична гнучкість: $\lambda_{lim} = 20ABC / \sqrt{n} = 20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,7 / \sqrt{1,16} = 10.$
5	Якщо $\lambda < \lambda_{lim}$, то гнучкість не впливає на роботу стиснутого елемента, а площу арматури визначають за формулою: $A_s = (N - f_{cd} A_c) / f_{yd}.$ Якщо $\lambda > \lambda_{lim}$, то в розрахунку слід враховувати деформації другого порядку, розрахунки продовжити з п. 6. В даному випадку $\lambda = 34,6 > \lambda_{lim} = 10$, продовжуємо з п. 6.
6	$K_c = \frac{0,3}{1 + 0,5\varphi_{ef}} = \frac{0,3}{1 + 0,5 \cdot 2} = 0,15.$
7	$I_c = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,3 \times 0,3^3}{12} = 675 \cdot 10^{-6} \text{ м}^4.$
8	$EI = K_c E_{cd} I_c + 0,01 E_s A_c (0,5 h - a)^2 =$ $= 0,15 \cdot 20 \cdot 10^9 \cdot 675 \cdot 10^{-6} + 0,01 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 10^6 \cdot 0,09 (0,5 \cdot 0,3 - 0,04)^2 =$ $= 4311900 \text{ Нм}^2 = 4311,9 \text{ кНм}^2.$
9	Критична сила: $N_B = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2} = \frac{3,14^2 \cdot 4311,9}{3^2} = 4728,5 \text{ кН}.$
10	$\beta = \pi^2 / c_o = 3,14^2 / 8 = 1,234.$
11	Розрахунковий ексцентриситет: $e_o = e_i \left(1 + \frac{\beta}{\frac{N_B}{N_{Ed}} - 1} \right) = 10 \left(1 + \frac{1,234}{\frac{4728,5}{1200} - 1} \right) = 14,2 \text{ мм}.$

12	Відстань від центральної осі перерізу до ядрової точки $r = h / 6 = 300 / 6 = 50 \text{ мм.}$
13	Якщо $r > e_o$, то розрахунок ведемо за першою формою рівноваги і продовжуємо з п. 14. Якщо $e_o > r$, то розрахунок виконують за другою формою рівноваги, переходять до алгоритму 10 з п. 2. В даному випадку $r = 50 \text{ мм} > e_o = 14,2 \text{ мм}$, тому розрахунок ведемо за першою формою рівноваги і переходимо до п. 14.
14	Ексцентриситет $e = e_o + (0,5h - a) = 14,2 + (0,5 \cdot 300 - 40) = 124,2 \text{ мм.}$
15	$\varepsilon_{c(1)} = \varepsilon_{cu3} = 0,00323.$
16	$\varepsilon_{c(2)} = \varepsilon_{cu3} (1 - e_o / r) = 0,00323 (1 - 1,42/5) = 0,00231.$
17	$\varepsilon_{c3} = f_{cd} / E_{cd} = 11,5 \cdot 10^6 / 20 \cdot 10^9 = 0,000575.$
18	Умовна висота стиснутої зони бетону: $x = h \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} - \varepsilon_{c(2)}} = 300 \frac{0,00323}{0,00323 - 0,00231} = 1053,3 \text{ мм.}$
19	$x' = x \frac{\varepsilon_{cu3} - \varepsilon_{c3}}{\varepsilon_{cu3}} = 1053,3 \frac{0,00323 - 0,000575}{0,00323} = 865,8 \text{ мм.}$
20	Якщо $x' > h$, то переріз весь стиснутий. Напруження в бетоні досягають свого максимального значення: $\sigma_c = f_{cd}$. Розрахунки продовжують з п. 21 Якщо $x' < h$, то частина перерізу розтягнута. Розрахунок виконують за алгоритмом 10 з п. 2.
21	Деформації в арматурі менш стиснутої зони: $\varepsilon_{s(2)} = \frac{\varepsilon_{cu3} \cdot (x - d_0)}{x} = \frac{0,00323(1053,3 - 260)}{1053,3} = 0,00243.$
22	Напруження в менш стиснутій арматурі: $\sigma_{s(2)} = \varepsilon_{s(2)} E_s = 0,00243 \cdot 2,1 \times 10^5 = 510,3 \text{ МПа.}$
23	Якщо напруження $\sigma_{s(2)} > f_{yd}$, то приймають $\sigma_{s(2)} = f_{yd}$.
24	Кількість арматури більш стиснутої зони: $A'_s = \frac{N_{Ed} e - f_{cd} b h (0,5h - a)}{f_{yd} (d_0 - a')} =$

	$= \frac{1200 \cdot 10^3 \cdot 124,2 - 11,5 \cdot 300 \cdot 300(0,5 \cdot 300 - 40)}{365(260 - 40)} = 438,2 \text{ мм}^2.$
25	<p>Кількість арматури менш стиснутої зони:</p> $A_s = \frac{N_{Ed} - f_{yd} A'_s - f_{cd} b h}{f_{yd}} =$ $= \frac{1200 \cdot 10^3 - 365 \cdot 438,2 - 11,5 \cdot 300 \cdot 300}{365} = 13,8 \text{ мм}^2.$
26	<p>Для колони симетричного перерізу можливе деформування у довільному напрямку, тому приймають симетричне армування: $A_s = A'_s$ за більшим значенням.</p> <p>Сумарна площа арматури становить $2 A'_s = 2 \times 438,2 = 876,4 \text{ мм}^2$.</p> <p>За сортаментом підбирають арматуру 4Ø18 A400C з $A_{s, \text{факт}} = 1017,4 \text{ мм}^2$ і конструюють переріз.</p>

ЗАВДАННЯ ДО САМОСТІЙНОЇ РОБОТИ:

Розрахувати колону багатоповерхової будівлі, якщо відома її розрахункова висота l_0 і заданий поперечний переріз. Розрахункове значення поздовжньої сили – N_{Ed} . Колона виготовлена з бетону заданого класу та класу арматури.

Перед-остання цифра шифру	Клас бетону	l_0 , м	$b \times h$, мм	Остання цифра шифру	N_{Ed} , кН	Клас арматури
1	C20/25	3,0	300 × 300	1	1050	A400C
2	C12/15	3,1	350 × 350	2	1100	A500C
3	C16/20	3,2	400 × 400	3	1150	A400C
4	C20/25	3,3	450 × 450	4	1200	A240C
5	C12/15	3,4	300 × 300	5	1250	A240C
6	C25/30	3,5	300 × 300	6	1300	A500C
7	C16/20	3,6	300 × 300	7	1350	A400C
8	C20/25	3,7	350 × 350	8	1400	A240C
9	C25/30	3,8	400 × 400	9	1450	A500C
0	C16/20	3,9	450 × 450	0	1500	A400C

7.3. Розрахунок стиснутих елементів за другою формою рівноваги

При другій формі рівноваги (рис. 7.5) частина перерізу стиснута, а частина розтягнута ($x < h$).

За межу між двома формами рівноваги було прийнято $e_0 = r$, де e_0 – сумарний ексцентриситет поздовжньої сили з урахуванням впливу деформацій першого і другого порядку.

При другій формі рівноваги $e_0 > r$ найбільші деформації в стиснутій частині перерізу в граничному стані дорівнюють $\varepsilon_{c(1)} = \varepsilon_{cu,3}$.

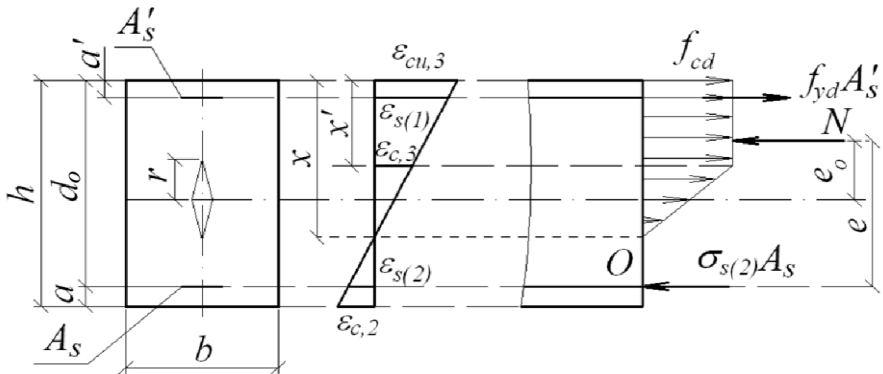


Рисунок 7.5 – Деформації і дволінійна епюра напружень у перерізі при другій формі рівноваги

При максимальному використанні міцності бетону гранична висота стиснутої зони $x = x_R = \xi_R d_0$.

Коли напруження в бетоні σ_c досягають значення f_{cd} , деформації становлять $\varepsilon_{c,3}$. Цьому значенню деформації відповідає координата перерізу x' , яку легко знайти з подібності трикутників

$$\text{(рис. 7.5): } \frac{\varepsilon_{cu,3}}{x} = \frac{\varepsilon_{c,3}}{x - x'} \text{ або } x' = x \frac{\varepsilon_{cu,3} - \varepsilon_{c,3}}{\varepsilon_{cu,3}}.$$

$$\text{При } x = x_R \text{ отримаємо } x' = x_R \frac{\varepsilon_{cu,3} - \varepsilon_{c,3}}{\varepsilon_{cu,3}}.$$

Деформацію в бетоні розтягнутої зони знайдемо з подібності трикутників (рис. 7.5): $\frac{\varepsilon_{cu,3}}{x} = \frac{\varepsilon_{c,2}}{h-x}$, звідки $\varepsilon_{c,2} = \varepsilon_{cu,3} \frac{h-x}{x}$. При

$$x = x_R \text{ отримаємо } \varepsilon_{c,2} = \varepsilon_{cu,3} \frac{h-x_R}{x_R}.$$

Аналогічно можна знайти деформації в розтягнутій арматурі:

$$\frac{\varepsilon_{cu,3}}{x} = \frac{\varepsilon_{s(2)}}{d_0-x}, \text{ звідки } \varepsilon_{s(2)} = \varepsilon_{cu,3} \frac{d_0-x}{x}, \text{ або } \varepsilon_{s(2)} = \varepsilon_{cu,3} \frac{d_0-x_R}{x_R}.$$

Напруження в арматурі $\sigma_{s(1)} = \varepsilon_{s(1)}E_s = f_{yd}$; $\sigma_{s(2)} = \varepsilon_{s(2)}E_s$.

Несучу здатність перерізу можна встановити, записавши умову рівноваги відносно точки O :

$$\Sigma M_0 = 0; -Ne + f_{yd}A'_s(d_0 - a') + f_{cd}b \frac{x_R + x'}{2} \left(d_0 - \frac{x_R + x'}{4} \right) = 0.$$

звідки необхідна кількість арматури стиснутої зони:

$$A'_s = \frac{Ne - f_{cd}b \frac{x_R + x'}{2} \left(d_0 - \frac{x_R + x'}{4} \right)}{f_{yd}(d_0 - a')}.$$

Спроектувавши всі сили на вісь X , отримаємо:

$$\Sigma X = 0; \quad -N + f_{yd}A'_s + f_{cd}b \frac{x_R + x'}{2} - \sigma_{s(2)}A_s = 0,$$

звідки необхідна кількість арматури розтягнутої зони:

$$A_s = \frac{-N + f_{yd}A'_s + f_{cd}b \frac{x_R + x'}{2}}{\sigma_{s(2)}}.$$

Якщо в стиснутому бетоні перерізу напруження розглядати розподіленими не за білінійним законом, а у формі прямокутника (рис. 7.6), то несучу здатність перерізу можна встановити, записавши умову рівноваги відносно точки O :

$$\Sigma M_0 = 0; -Ne + f_{yd}A'_s(d_0 - a') + f_{cd}b\lambda x_R(d_0 - 0,5\lambda x_R) = 0 \text{ або}$$

$$-Ne + f_{yd}A'_s(d_0 - a') + f_{cd}bd_0^2\alpha_R = 0,$$

звідки необхідна кількість арматури стиснутої зони:

$$A'_s = \frac{Ne - f_{cd}bd_0^2\alpha_R}{f_{yd}(d_0 - a')}$$

Спроектувавши всі сили на вісь X, отримуємо:

$$\Sigma X = 0; \quad -N + f_{yd}A'_s + f_{cd}b\lambda x_R - \sigma_{s(2)}A_s = 0,$$

звідки необхідна кількість арматури розтягнутої зони може становити:

$$A_s = \frac{f_{yd}A'_s + 0,8x_Rf_{cd}b - N}{\sigma_{s(2)}}.$$

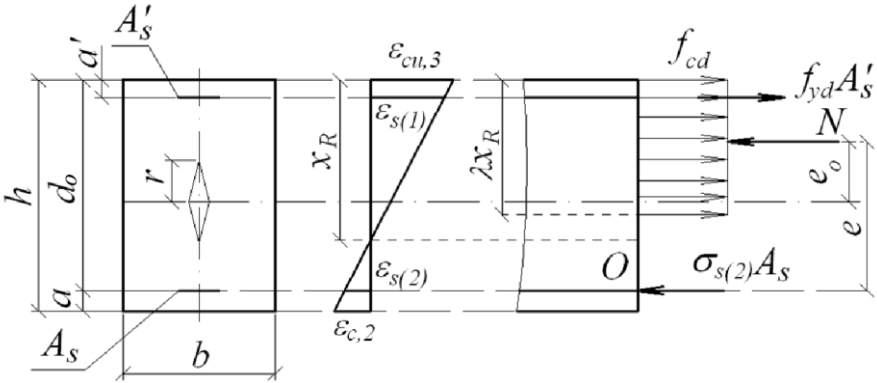


Рисунок 7.6 – Деформації і прямокутна епюра напружень у перерізі при другій формі рівноваги

Часто буває так, що площа перерізу арматури стиснутої зони, обчислена за формулою $A'_s = \frac{Ne - f_{cd}bd_0^2\alpha_R}{f_{yd}(d_0 - a')}$, має від'ємне значення, це означає, що стиснута арматура за розрахунком не потрібна, стиснутого бетону достатньо.

Тоді, для продовження розрахунків необхідно прийняти $A'_s = 0$ і встановити дійсне значення коефіцієнта α_m за формулою:

$\alpha_m = \frac{Ne}{f_{cd}bd_0^2}$. За отриманим значенням α_m знаходять величину

відносної висоти стиснутої зони бетону ξ .

Крім того, враховуючи, що напруження в розтягнутій арматурі в граничному стані досягнуть межі текучості, формула для обчислення її площі дещо видозміниться і матиме вигляд:

$$A_s = \frac{0,8\xi d_0 f_{cd} b - N}{f_{yd}}$$

Алгоритм 10

Розрахунок позацентрово стиснутих елементів

Вихідні дані: b ; h ; N_{Ed} ; клас бетону, f_{cd} (додаток 1); клас арматури, f_{yd} (додаток 2); a ; a' ; E_{cd} (додаток 1); ε_{cu3} (додаток 1); ξ_R (додаток 5); ексцентриситет сили e_o	
1	Робоча висота перерізу: $d_0 = h - a$.
2	Гранична висота стиснутої зони: $x_R = \xi_R d_0$.
3	$\varepsilon_{c3} = f_{cd} / E_{cd}$.
4	$x' = x_R \frac{\varepsilon_{cu3} - \varepsilon_{c3}}{\varepsilon_{cu3}}$.
5	$e = e_o + (0,5h - a)$.
<i>Розрахунок при дволінійній епюрі напружень у бетоні</i>	
6	Площа арматури стиснутої зони: $A'_s = \frac{Ne - f_{cd} b \frac{x_R + x'}{2} \left(d_0 - \frac{x_R + x'}{4} \right)}{f_{yd} (d_0 - a')}$
7	Якщо $A'_s < 0$, то прийняти $A'_s = 0$ і продовжити з п. 9. Якщо $A'_s > 0$, то виконати п. 8.
8	Площа перерізу арматури розтягнутої зони: $A_s = \frac{f_{yd} A'_s + f_{cd} b \frac{x_R + x'}{2} - N}{f_{yd}}$ За сортаментом підбирають арматуру і конструюють переріз.
9	Дійсне значення коефіцієнта: $\alpha_m = \frac{Ne}{f_{cd} b d_0^2}$.
10	За коефіцієнтом α_m за додатком 4 знаходять величину

	відносної висоти стиснутої зони бетону ξ .
11	Площа перерізу арматури розтягнутої зони: $A_s = \frac{0,8\xi f_{cd} b - N}{f_{yd}}$ За сортаментом підбирають арматуру і конструюють переріз. <i>Розрахунок при прямокутній епюрі напружень у бетоні</i>
12	Площа арматури стиснутої зони: $A'_s = \frac{Ne - f_{cd} b d_0^2 \alpha_R}{f_{yd} (d_0 - a')}$
13	Якщо $A'_s < 0$, то прийняти $A'_s = 0$ і продовжити з п. 9. Якщо $A'_s > 0$, то виконати п. 14.
14	Площа перерізу арматури розтягнутої зони: $A_s = \frac{f_{yd} A'_s + 0,8 x_R f_{cd} b - N}{f_{yd}}$ За сортаментом підбирають арматуру і конструюють переріз.

Приклад 10

Розрахувати колону, поперечний переріз якої 250×400 мм. Поздовжня сила 500 кН, прикладена з ексцентриситетом $e_o = 250$ мм. Клас бетону С 16/20, клас арматури А400С.

Вихідні дані: $b = 250$ мм; $h = 400$ мм; $N_{Ed} = 500$ кН; клас бетону С16/20, $f_{cd} = 11,5$ МПа (додаток 1); клас арматури А400С, $f_{yd} = 365$ МПа (додаток 2); $a = 40$ мм; $a' = 40$ мм; $E_{cd} = 20$ ГПа (додаток 1); $\varepsilon_{cu3} = 3,23\%$ (додаток 1); $\xi_R = 0,65$ (додаток 5); ексцентриситет сили $e_o = 250$ мм	
1	$d_0 = h - a = 400 - 40 = 360$ мм.
2	$x_R = \xi_R d = 0,65 \times 360 = 234$ мм.
3	$\varepsilon_{c3} = f_{cd} / E_{cd} = 11,5 \cdot 10^6 / 20 \cdot 10^9 = 0,000575$.
4	$x' = x_R \frac{\varepsilon_{cu3} - \varepsilon_{c3}}{\varepsilon_{cu3}} = 234 \frac{0,00323 - 0,000575}{0,00323} = 192,3$ мм.
5	$e = e_o + (0,5h - a) = 250 + (0,5 \times 400 - 40) = 410$ мм.
<i>Розрахунок при дволінійній епюрі напружень у бетоні</i>	
6	Площа арматури стиснутої зони:

	$A'_s = \frac{Ne - f_{cd} b \frac{x_R + x'}{2} \left(d_0 - \frac{x_R + x'}{4} \right)}{f_{yd} (d_0 - a')} =$ $= \frac{500 \cdot 10^3 \cdot 410 - 11,5 \cdot 250 \frac{234 + 192,3}{2} \left(360 - \frac{234 + 192,3}{4} \right)}{356(360 - 40)} =$ $= 425,5 \text{ мм}^2.$
7	Площа арматури стиснутої зони $A'_s > 0$.
8	<p>Площа перерізу арматури розтягнутої зони:</p> $A_s = \frac{f_{yd} A'_s + f_{cd} b \frac{x_R + x'}{2} - N}{f_{yd}} =$ $= \frac{365 \cdot 425,5 + 11,5 \cdot 250 \frac{234 + 192,3}{2} - 500 \cdot 10^3}{365} = 734,6 \text{ мм}^2.$ <p>За сортаментом підбирають арматуру стиснутої зони $S' - 3\emptyset 14 \text{ A400C}$ з $A'_{s, \text{факт}} = 461,6 \text{ мм}^2$, розтягнутої зони $S - 3\emptyset 18 \text{ A400C}$ з $A_{s, \text{факт}} = 763,0 \text{ мм}^2$ і конструюють переріз.</p> <p><i>Розрахунок при прямокутній епюрі напружень у бетоні</i></p>
12	<p>Площа арматури стиснутої зони:</p> $A'_s = \frac{Ne - f_{cd} b d_0^2 \alpha_R}{f_{yd} (d_0 - a')} =$ $= \frac{500 \cdot 10^3 \cdot 410 - 11,5 \cdot 250 \cdot 360^2 \cdot 0,385}{356(360 - 40)} = 527 \text{ мм}^2.$
13	Площа арматури стиснутої зони $A'_s > 0$.
14	<p>Площа перерізу арматури розтягнутої зони:</p> $A_s = \frac{f_{yd} A'_s + 0,8 x_R f_{cd} b - N}{f_{yd}} =$ $= \frac{365 \cdot 527 + 0,8 \cdot 234 \cdot 11,5 \cdot 250 - 500 \cdot 10^3}{365} = 631,6 \text{ мм}^2.$ <p>За сортаментом підбирають арматуру $S' -$</p>

$(2\varnothing 12+1\varnothing 20)A400C$ з $A'_{s,факт} = 226,1 + 314,0 = 540,1\text{мм}^2$, S
 – $(2\varnothing 16+1\varnothing 18)A400C$ з $A_{s,факт} = 401,9 + 254,3 = 656,2\text{мм}^2$ і
 конструюють переріз.

ЗАВДАННЯ ДО САМОСТІЙНОЇ РОБОТИ:

Розрахувати позacentрову навантажену колону, якщо заданий її поперечний переріз, розрахункове значення поздовжньої сили – N_{Ed} та ексцентриситет дії цієї сили e_o . Колона виготовлена з бетону заданого класу та класу арматури.

Перед- остання цифра шифру	Клас бетону	$b \times h$, мм	Остання цифра шифру	N_{Ed} , кН	e_o , мм	Клас арматури
1	C20/25	300 × 600	1	1100	200	A500C
2	C12/15	350 × 550	2	1150	210	A400C
3	C16/20	300 × 500	3	1200	220	A240C
4	C20/25	250 × 450	4	1250	230	A240C
5	C12/15	300 × 500	5	1300	240	A500C
6	C25/30	250 × 500	6	1350	250	A400C
7	C16/20	300 × 450	7	1100	240	A240C
8	C20/25	350 × 550	8	1150	230	A500C
9	C25/30	300 × 500	9	1200	220	A400C
0	C16/20	250 × 450	0	1250	210	A500C

Алгоритм 11

Визначення несучої здатності позацентрово стиснутих елементів

Вихідні дані: b ; h ; клас бетону, f_{cd} (додаток 1); клас арматури, f_{yd} (додаток 2); a ; a' ; E_{cd} (додаток 1); ε_{cu3} (додаток 1); ξ_R (дод. 5); α_R (додаток 5); ексцентриситет сили e_o ; S' ; A'_s ; S ; A_s .	
1	$d_0 = h - a.$
2	$x_R = \xi_R d_0.$
3	$\varepsilon_{c3} = f_{cd} / E_{cd}.$
4	$x' = x_R \frac{\varepsilon_{cu3} - \varepsilon_{c3}}{\varepsilon_{cu3}}.$
<i>Розрахунок несучої здатності при дволінійній епюрі напружень у бетоні</i>	
5	Момент відносно осі, що проходить через центр ваги розтягнутої арматури: $M_o = Ne = f_{yd} A'_s (d_0 - a') + f_{cd} b \frac{x_R + x'}{2} \left(d_0 - \frac{x_R + x'}{4} \right).$
6	$e = e_o + (0,5h - a).$
7	$N = M_o / e.$
8	Момент відносно осі, що проходить через центр ваги арматури стиснутої зони: $M_{o1} = Ne' = f_{yd} A_s (d_0 - a') - f_{cd} b \frac{x_R + x'}{2} \left(\frac{x_R + x'}{4} - a' \right).$
9	$e' = e_o - 0,5h + a'.$
10	$N = M_{o1} / e'.$
11	З двох отриманих значень N (пп. 7 і 10) приймаємо менше.
<i>Розрахунок несучої здатності при прямокутній епюрі напружень у бетоні</i>	
12	Момент відносно осі, що проходить через центр ваги розтягнутої арматури: $M_o = Ne = f_{yd} A'_s (d_0 - a') + \alpha_R f_{cd} b d_0^2.$
13	$N = M_o / e.$
14	Момент відносно осі, що проходить через центр ваги арматури стиснутої зони: $M_{o1} = Ne' = f_{yd} A_s (d_0 - a') - 0,8 f_{cd} b x_R (0,4 x_R - a').$

15	$N = M_{o1} / e'.$
16	З двох отриманих значень N (пп. 13 і 15) приймаємо менше.

Приклад 11

Визначити несучу здатність колони, поперечний переріз якої 250×400 мм. Поздовжня сила прикладена з розрахунковим ексцентриситетом $e_o = 250$ мм. Клас бетону С16/20. Армування колони: $S' - 2\text{Ø}14\text{A}400\text{C}$, $S - 2\text{Ø}22\text{A}400\text{C}$.

Вихідні дані: $b = 250$ мм; $h = 400$ мм; клас бетону С16/20, $f_{cd} = 11,5$ МПа (додаток 1); клас арматури А400С, $f_{yd} = 365$ МПа (додаток 2); $a = 40$ мм; $E_{cd} = 20$ ГПа (додаток 1); $\varepsilon_{cu3} = 3,23\%$ (додаток 1); $\xi_R = 0,65$ (додаток 5); $\alpha_R = 0,385$ (додаток 5); ексцентриситет сили $e_o = 250$ мм; $S' - 2\text{Ø}14\text{A}400\text{C}$, $A'_s = 307,7 \text{ мм}^2$, $S - 2\text{Ø}22\text{A}400\text{C}$, $A_s = 759,9 \text{ мм}^2$.	
1	$d_o = h - a = 400 - 40 = 360$ мм.
2	$x_R = \xi_R d_o = 0,65 \times 360 = 234$ мм.
3	$\varepsilon_{c3} = f_{cd} / E_{cd} = 11,5 \cdot 10^6 / 20 \cdot 10^9 = 0,000575$.
4	$x' = x_R \frac{\varepsilon_{cu3} - \varepsilon_{c3}}{\varepsilon_{cu3}} = 234 \frac{0,00323 - 0,000575}{0,00323} = 192,3$ мм.
<i>Розрахунок несучої здатності при дволінійній епюрі напружень у бетоні</i>	
5	Момент відносно осі, що проходить через центр ваги розтягнутої арматури: $M_o = Ne = f_{yd} A'_s (d_o - a') + f_{cd} b \frac{x_R + x'}{2} \left(d_o - \frac{x_R + x'}{4} \right) =$ $= 365 \cdot 307,7 (360 - 40) + 11,5 \cdot 250 \frac{234 + 192,3}{2} \left(360 - \frac{234 + 192,3}{4} \right) =$ $= 191239783,906 \text{ Нмм} = 191,2 \text{ кНм}.$
6	$e = e_o + (0,5h - a) = 250 + (0,5 \times 400 - 40) = 410$ мм.
7	$N = M_o / e = 191239783,906 / 410 = 466438,5 \text{ Н} = 466,4 \text{ кН}.$
8	Момент відносно осі, що проходить через центр ваги арматури стиснутої зони: $M_{o1} = Ne' = f_{yd} A_s (d_o - a') - f_{cd} b \frac{x_R + x'}{2} \left(\frac{x_R + x'}{4} - a' \right) =$

	$= 365 \cdot 759,9(360 - 40) - 11,5 \cdot 250 \frac{234 + 192,3}{2} \left(\frac{234 + 192,3}{4} - 40 \right) =$ $= 47958743,9 \text{ Нмм} = 47,9 \text{ кНм.}$
9	$e' = e_0 - 0,5h + a' = 250 - 0,5 \times 400 + 40 = 90 \text{ мм.}$
10	$N = M_{o1} / e' = 47958743,9 / 90 = 532874,9 \text{ Н} = 532,9 \text{ кН.}$
11	З двох отриманих значень N (пп. 7 і 10) приймаємо менше. Отже, несуча здатність даної колони становить 466,4 кН.
<i>Розрахунок несучої здатності при прямокутній епюрі напружень у бетоні</i>	
12	Момент відносно осі, що проходить через центр ваги розтягнутої арматури: $M_o = Ne = f_{yd} A'_s (d_0 - a') + \alpha_R f_{cd} b d_0^2 =$ $= 365 \cdot 307,7(360 - 40) + 0,385 \cdot 11,5 \cdot 250 \cdot 360^2 =$ $= 179390360 \text{ Нмм} = 179,4 \text{ кНм.}$
13	$N = M_o / e = 179390360 / 410 = 437537,5 \text{ Н} = 437,5 \text{ кН.}$
14	Момент відносно осі, що проходить через центр ваги арматури стиснутої зони: $M_{o1} = Ne' = f_{yd} A_s (d_0 - a') - 0,8 f_{cd} b x_R (0,4 x_R - a') =$ $= 365 \cdot 759,9(360 - 40) - 0,8 \cdot 11,5 \cdot 250 \cdot 234(0,4 \cdot 234 - 40) =$ $= 59908800 \text{ Нмм} = 59,9 \text{ кНм.}$
15	$N = M_{o1} / e' = 59908800 / 90 = 665653,3 \text{ Н} = 665,6 \text{ кН.}$
16	З двох отриманих значень N (пп. 13 і 15) приймаємо менше. Отже, несуча здатність даної колони становить 437,5 кН.

ЗАВДАННЯ ДО САМОСТІЙНОЇ РОБОТИ:

Визначити несучу здатність колони заданого поперечного перерізу. Поздовжня сила прикладена з розрахунковим ексцентриситетом e_0 . Відомий клас бетону колони та її армування.

Передостання цифра шифру	Клас бетону	$b \times h$, мм	Остання цифра шифру	e_0 , мм	Арматура S'	Арматура S
1	C20/25	300 × 600	1	180	3Ø25 A400C	2Ø16 A400C
2	C16/20	350 × 550	2	190	3Ø22 A400C	3Ø22 A400C
3	C20/25	300 × 500	3	180	3Ø22 A500C	3Ø18 A500C
4	C12/15	350 × 550	4	190	2Ø18 A400C	3Ø20 A400C
5	C25/30	300 × 500	5	200	3Ø28 A240C	2Ø22 A240C

6	C16/20	250 × 500	6	210	3Ø25 A240C	3Ø18 A240C
7	C20/25	300 × 450	7	220	2Ø25 A500C	3Ø16 A500C
8	C25/30	300 × 500	8	230	2Ø16 A400C	2Ø14 A400C
9	C20/25	250 × 450	9	220	3Ø25 A240C	2Ø18 A240C
0	C20/25	300 × 500	0	210	2Ø25 A500C	3Ø22 A500C

7.4. Особливості конструювання колон

Конструювання залізобетонних колон виконують з дотриманням наступних умов:

$$A_s \geq A_{s,min}; \quad A_s \geq 0,002A_c; \quad A_s \leq A_{s,max}.$$

Мінімальна розрахункова площа поздовжньої арматури колони становить [6, п. 9.5.2]:

$$A_{s,min} = 0,1N_{Ed} / f_{yd},$$

тут N_{Ed} – розрахункова осьова стискуюча сила; f_{yd} – межа текучості арматури.

Максимальне значення площі перерізу поздовжньої арматури за межами напусків (якщо тільки не показано, що цілісність бетону не порушується, і що повний опір досягається у граничному стані):

$$A_{s,max} = 0,04 A_c.$$

У напусках максимальне значення площі перерізу поздовжньої арматури становить

$$A_{s,max} = 0,08 A_c.$$

Мінімальний діаметр поздовжніх стрижнів становить 8 мм [2, п. 8.5.1.2]. Для колон полігонального поперечного перерізу у кожному куті має бути як мінімум один стержень. У колонах круглого перерізу повинно бути не менше чотирьох поздовжніх стрижнів. Відстань між поздовжніми стержнями не може перевищувати 400 мм вздовж кожної грані колони.

Поздовжню арматуру необхідно належним чином анкерувати. Мінімальна ділянка анкерування арматури стиснутої зони становить:

$$l_{b,min} \geq \max \{0,6 l_{b,rqd}; 10 \varnothing; 100 \text{ мм}\},$$

де $l_{b,rqd}$ – необхідна базова довжина анкерування [2, п. 7.2].

Поперечна арматура повинна мати діаметр не менше 6 мм і не менше від чверті максимального діаметра поздовжньої арматури. Діаметр дроту зварних сіток непрямого армування повинен бути не менше 5 мм.

Крок поперечної арматури вздовж колони не повинен перевищувати $S_{cl,t max}$. Мають виконуватися умови:

$$S_{cl,t max} \leq 20\varnothing l_{max}; S_{cl,t max} \leq b; S_{cl,t max} \leq h; S_{cl,t max} \leq 400\text{мм}.$$

Максимальний крок $S_{cl,t max}$ необхідно зменшувати застосуванням коефіцієнта 0,6 на ділянках завдовжки h (h – більший розмір перерізу колони) вище і нижче балки або плити, а також біля з'єднань поздовжньої арматури напуском (якщо максимальний діаметр поздовжньої арматури більший за 14 мм, то встановлюють не менше трьох поперечних стержнів рівномірно по довжині напуску).

Якщо напрям поздовжніх стержнів змінюється (наприклад, у випадку монолітних багатоярусних колон зі змінними розмірами перерізу), то крок поперечної арматури необхідно визначати з урахуванням бокових зусиль (ці впливи можна не враховувати, якщо зміна напрямку не більша за 1/12).

Кожен поздовжній стержень, розташований у куті, повинен утримуватися поперечною арматурою.

8. ВИЗНАЧЕННЯ ВЕЛИЧИНИ ПОПЕРЕДНЬОГО НАТЯГУ АРМАТУРИ НА УПОРИ (НА ФОРМУ)

Більшість збірних згинальних залізобетонних виробів, виготовляють з натягом арматури на упори (на форму). Розрахунок попереднього натягу виконують відповідно до [2, п. 3.3.2].

Сила попереднього натягу, яка прикладається до арматури, P_{max} , не повинна перевищувати величини [2, (3.23)]:

$$P_{max} = A_p \times \sigma_{p,max} ,$$

де A_p – площа перерізу попередньо напруженої арматури;

$\sigma_{p,max}$ – максимальні напруження, прикладені до попередньо напруженої арматури. Мають виконуватись умови:

$$\sigma_{p,max} \leq 0,8f_{pk}; \quad \sigma_{p,max} \leq 0,9f_{p0,1k}; \quad \sigma_p > 0,3f_{p0,1k} .$$

Тоді початкове зусилля обтиску бетону становитиме:

$$P_o = A_p \times \sigma_p .$$

Для попередньо напружених конструкцій з натягом арматури на упори (на форму) властиві два види втрат. Це миттєві втрати (перші втрати) попереднього натягу, які виникають відразу – в момент натягу арматурних стержнів (дротів, канатів), а також залежні від часу втрати (другі втрати) попереднього натягу як результат усадки, повзучості бетону і довготривалої релаксації напруженої арматури.

Миттєві (перші) втрати попереднього напруження визначають за [2, п. 3.3.5].

Втрати при напруженні арматури можуть виникнути до передачі попереднього напруження на бетон внаслідок релаксації розтягнутої арматури протягом періоду, що проходить між натягуванням арматури і обтиском бетону. Ці втрати визначають залежно від виду арматури та способу її натягу за формулами:

для арматури класів А600, А800, А1000:

при механічному натягу: $\Delta P_r = (0,1\sigma_{p,max} - 20)A_p$;

при електротермічному натягу: $\Delta P_r = 0,03 A_p \sigma_{p,max}$;

для арматури класів Вр1200 – Вр1500, К1400, К1500:

при механічному натягу: $\Delta P_r = A_p \left(0,22 \frac{\sigma_{p,max}}{f_{p0,1k}} - 0,1 \right) \sigma_{p,max}$;

при електротермічному натягу: $\Delta P_r = 0,05 A_p \sigma_{p,max}$.

Якщо при обчисленнях ΔP_r отримують зі знаком "-", приймають $\Delta P_r = 0$.

Теплова обробка збірних залізобетонних виробів також викликає зниження попереднього натягу в арматурі. Ці втрати обчислюють за виразом:

$$\Delta P_{\theta} = 0,5 A_p E_p \alpha_c (T_{max} - T_o),$$

де A_p – поперечний переріз напруженої арматури;
 E_p – модуль пружності напруженої арматури;
 α_c – коефіцієнт лінійного температурного розширення бетону (за відсутності точних даних допускається приймати $\alpha_c = 1 \times 10^{-5} C^{-1}$ [1, п.3.1.2.4]);
 $T_{max} - T_o$ – різниця між максимальною і початковою температурами бетону поблизу напруженої арматури (за відсутності точних даних допускається приймати $\Delta T = T_{max} - T_o = 65^{\circ}C$).

Безпосередньо під час натягування арматури виникають втрати внаслідок тертя в місцях перегинів (при зігнутих дротах або канатах), деформації сталевих форм (упорів) при неодноточасному натягуванні арматури на форму. Ці втрати обчислюють за виразом:

$$\Delta P_3 = \frac{(n - 1)\Delta l}{2nl} E_p A_p,$$

де n – число стержнів (груп стержнів), які натягуються неодноточасно;
 Δl – зближення упорів по лінії зусилля натягу, яке визначається з розрахунків деформації форми;
 l – відстань між зовнішніми гранями упорів.

Якщо нема даних про конструкцію форми і технологію виготовлення, то приймають $\Delta P_3/A_p = 30$ МПа. При електротермічному способі натягу арматури втрати від деформації форми не враховують, тобто $\Delta P_3 = 0$.

Втрати зусилля в арматурі внаслідок миттєвої деформації бетону обчислюють за виразом:

$$\Delta P_{el} = A_p E_p \sum \left[\frac{j \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right],$$

де $\Delta \sigma_c(t)$ – зміна напруження у центрі ваги арматури, прикладеного в момент часу t ;
 j – коефіцієнт, який дорівнює $(n - 1)/2n$;
 n – кількість успішно напружених ідентичних пучків. Для спрощення може прийматися як $1/2$; 1 – для змін, викликаних постійними діями, прикладеними після

попереднього напруження.

Втрати в анкерах, що виникають при заклинюванні в каналах анкерних пристроїв протягом здійснення заанкерування, після натягування і внаслідок деформації власне анкерів, визначають за формулою:

$$\Delta P_4 = \frac{\Delta l}{l} E_p A_p,$$

де Δl – обчислення анкерів або зміщення стрижня в затискачах анкерів (якщо нема точних даних, то приймають $\Delta l = 2$ мм);
 l – відстань між зовнішніми гранями упорів.

При електротермічному способі натягу арматури втрати від деформації анкерів не враховують, бо вони повинні бути враховані при визначенні повного видовження арматури, тобто $\Delta P_4 = 0$.

Сума миттєвих (перших) втрат попереднього напруження становить:

$$\Delta P = \Delta P_r + \Delta P_\theta + \Delta P_3 + \Delta P_{el} + \Delta P_4.$$

Втрати попереднього напруження, які залежать від часу (другі втрати), на відстані x при дії постійних навантажень визначають за [2, п. 3.3.6]:

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \sigma_{c,QR}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2 \right) [1 + 0,8 \varphi(t, t_0)]}$$

де $\Delta \sigma_{p,c+s+r}$ – абсолютне значення зміни напружень в арматурі внаслідок повзучості і усадки та релаксації на відстані x в момент часу t ;

ε_{cs} – обчислене значення деформації усадки, абсолютна величина; включає деформації усадки при висиханні ε_{cd} і деформації внутрішньої усадки ε_{ca} ; залежить від класу бетону, відносної вологості навколишнього середовища, розмірів елемента, приблизно може становити $\varepsilon_{cs} \approx 0,00035 \dots 0,0005$;

E_p – модуль пружності напруженої сталі;

E_{cm} – середній модуль пружності бетону;

$\Delta \sigma_{pr}$ – абсолютна величина зміни напружень в арматурі на відстані x в момент часу t , викликана релаксацією напруженої арматури. Вона визначається при напруженнях

$$\sigma_p = \sigma_p(G + P_{mo} + \varphi_2 Q),$$

де $\sigma_p(G + P_{mo} + \varphi_2 Q)$ – початкові напруження в арматурі, викликані попереднім напруженням, постійними та квазіпостійними впливами;

$\varphi(t, t_0)$ – коефіцієнт повзучості в момент часу t при часі прикладання навантаження t_0 ; у розрахунках рекомендують приймати $\varphi(\infty, t_0)$;

$\sigma_{c,op}$ – напруження в бетоні, прилеглому до арматури, внаслідок дії власної ваги, попереднього напруження та інших відповідних квазіпостійних впливів. Величина може бути наслідком частково власної ваги і початкового напруження або повного сполучення дії $\sigma_p(G + P_{mo} + \varphi_2 Q)$, залежно від стадії роботи конструкції;

A_p – площа всієї напруженої арматури на відстані x ;

A_c – площа перерізу бетону;

I_c – момент інерції перерізу бетону;

z_{cp} – відстань між центром ваги перерізу бетону і арматурою.

Алгоритм 12

Розрахунок величини попереднього натягу арматури на упори (на форму)

Вихідні дані

клас бетону C ; середнє значення початкового модуля пружності бетону E_{cm} , $МПа$; коефіцієнт повзучості $\varphi(t, t_0) = \varphi(\infty, t_0)$; клас попередньо напруженої арматури; характеристичне значення опору арматури розтягу f_{pk} , $МПа$; умовна межа текучості арматури з величиною залишкових деформацій $0,1\% f_{p0,1k}$, $МПа$; площа перерізу напруженої арматури A_p , $мм^2$ (визначено за розрахунком на міцність нормальних перерізів); модуль пружності напруженої арматури E_p , $МПа$; коефіцієнт лінійного температурного розширення бетону $\alpha_c = 1 \times 10^{-5} C^{-1}$; різниця між максимальною і початковою температурами при теплообробці – $\Delta T = T_{max} - T_0 = 65^\circ C$; кількість напружених стержнів (пучків) n ; ексцентриситет сили попереднього натягу e_{op} , $мм$; відстань від нижньої грані до центру ваги перерізу u , $мм$; площа зведеного перерізу A_{red} , $мм^2$; момент інерції зведеного перерізу I_{red} , $мм^4$; обтиснення анкерів або зміщення стрижня в затискачах анкерів $\Delta l = 2 мм$; відстань між зовнішніми гранями упорів l , $мм$; абсолютна величина деформації усадки бетону ϵ_{cs} ; максимальний

згинальний момент від експлуатаційного навантаження M_{ser} , $\kappa\text{Нм}$; площа перерізу бетону A_c , мм^2 ; момент інерції перерізу бетону I_c , мм^4 ; відстань між центром ваги перерізу бетону і арматурою z_{cp} , мм .	
1	Максимальні напруження, прикладені до попередньо напруженої арматури $\sigma_{p,max} \leq 0,8f_{pk}$; $\sigma_{p,max} \leq 0,9f_{p0,1k}$.
2	Прийняти початкові напруження в арматурі за умови: $\sigma_p \geq \sigma_p > 0,3f_{p0,1k}$.
3	Початкове зусилля обтиску бетону $P_o = A_p \times \sigma_p$.
Миттєві (перші) втрати	
Втрати внаслідок релаксації розтягнутої арматури:	
	стержньова арматура класів А600, А800, А1000
	дротова і канатна арматура класів Вр1200 – Вр1500, К1400, К1500
при механічному натягу:	
4	$\Delta P_r = (0,1 \sigma_{p,max} - 20) A_p$; $\Delta P_r = A_p \left(0,22 \frac{\sigma_{p,max}}{f_{p0,1k}} - 0,1 \right) \sigma_{p,max}$;
при електротермічному натягу:	
4'	$\Delta P_r = 0,03 A_p \sigma_{p,max}$; $\Delta P_r = 0,05 A_p \sigma_{p,max}$.
5	Якщо при обчисленнях ΔP_r отримано зі знаком "-", то приймають $\Delta P_r = 0$.
6	Втрати внаслідок теплової обробки: $\Delta P_\theta = 0,5 A_p E_p \alpha_c (T_{max} - T_o)$.
Втрати внаслідок тертя у місцях перегинів деформації сталевих форм:	
7	при механічному натягу $\Delta P_3 = A_p \times 30 \text{ МПа}$;
7'	при електротермічному натягу $\Delta P_3 = 0$.
8	Коефіцієнт $j = (n - 1)/2n$.
9	Зміна напруження у центрі ваги арматури, прикладеного в момент часу t : $\Delta \sigma_c(t) = P_o / A_{red} + P_o e_{op} y / I_{red}$.
10	Втрати зусилля в арматурі внаслідок миттєвої деформації бетону: $\Delta P_{el} = A_p E_p \sum \left[\frac{j \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right]$.
Втрати в анкерах:	

11	при механічному натягу $\Delta P_4 = \frac{\Delta l}{l} E_p A_p$;
11'	при електротермічному натягу $\Delta P_4 = 0$.
12	Сума миттєвих (перших) втрат попереднього напруження: $\Delta P = \Delta P_r + \Delta P_\theta + \Delta P_3 + \Delta P_{el} + \Delta P_4$.
Втрати попереднього напруження, які залежать від часу (другі втрати)	
13	Напруження у бетоні внаслідок дії власної ваги та попереднього напруження: $\sigma_{c,qp} = \Delta \sigma_c(t) - M_{ser,y} / I_{red}$.
14	Абсолютна величина зміни напружень в арматурі внаслідок релаксації: $\Delta \sigma_{pr} = \Delta P_r / A_p$.
15	Абсолютне значення зміни напружень в арматурі внаслідок повзучості і усадки та релаксації: $\Delta \sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \sigma_{c,qp}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2 \right) [1 + 0,8 \varphi(t, t_0)]}$.
16	Другі втрати: $\Delta P_{c+s+r} = A_p \Delta \sigma_{p,c+s+r}$.
17	Сила обтиску бетону з урахуванням усіх миттєвих (перших) втрат і залежних від часу (других) втрат попереднього натягу: $P = P_0 - \Delta P - \Delta P_{c+s+r}$, кН.

Приклад 12

Вихідні дані
<p>клас бетону C25/30; середнє значення початкового модуля пружності бетону $E_{cm} = 32500$ МПа; коефіцієнт повзучості $\varphi(t, t_0) = \varphi(\infty, t_0) = 1,8$; клас попередньо напруженої арматури A800; характеристичне значення опору арматури розтягу $f_{pk} = 840$ МПа; умовна межа текучості арматури з величиною залишкових деформацій 0,1% $f_{p0,1k} = 765$ МПа; площа перерізу напруженої арматури $A_p = 904,3$ мм² (визначено за розрахунком на міцність нормальних перерізів); модуль пружності напруженої арматури $E_p = 190000$ МПа; коефіцієнт лінійного температурного розширення бетону $\alpha_c = 1 \times 10^{-5} C^{-1}$; різниця між максимальною і початковою</p>

температурами при теплообробці – $\Delta T = T_{max} - T_o = 65^\circ C$; кількість напружених стержнів $n = 8$; ексцентриситет сили попереднього натягу $e_{op} = 7,2 мм$; відстань від нижньої грані до центру ваги перерізу $y = 10,8 мм$; площа зведеного перерізу $A_{red} = 1897 см^2$; момент інерції зведеного перерізу $I_{red} = 111293 см^4$; обтиснення анкерів або зміщення стрижня в затискачах анкерів $\Delta l = 2 мм$; відстань між зовнішніми гранями упорів $l, мм$; абсолютна величина деформації усадки бетону $\epsilon_{cs} = 0,0004$; максимальний згинальний момент від експлуатаційного навантаження $M_{ser} = 54 кНм$; площа перерізу бетону $A_c = 1844,1 мм^2$; момент інерції перерізу бетону $I_c = 108476,8 мм^4$; відстань між центром ваги перерізу бетону і арматурою $z_{cp} = 7,4 мм$.

1	Максимальні напруження, прикладені до попередньо напруженої арматури $\sigma_{p,max} \leq 0,8 f_{pk} = 0,8 \times 840 = 672 МПа$; $\sigma_{p,max} \leq 0,9 f_{p0,1k} = 0,9 \times 765 = 688,5 МПа$.
2	Прийняті початкові напруження в арматурі за умови: $\sigma_{p,max} \geq \sigma_p > 0,3 f_{p0,1k} = 0,3 \times 765 = 229,5 МПа$. Приймаємо $\sigma_p = 660 МПа$.
3	Початкове зусилля обтиску бетону $P_o = A_p \times \sigma_p = 904,3 мм^2 \times 660 МПа = 596838 Н \approx 597 кН$.
Миттєві (перші) втрати	
	Втрати внаслідок релаксації розтягнутої арматури: (для арматури класу А800 при електротермічному натягу:
4	$\Delta P_r = 0,03 A_p \sigma_{p,max} =$ $= 0,03 \times 904,3 мм^2 \times 660 МПа = 17905,14 Н = 17,9 кН$.
6	Втрати внаслідок теплової обробки: $\Delta P_\theta = 0,5 A_p E_p \alpha_c (T_{max} - T_o) =$ $= 0,5 \times 904,3 мм^2 \times 190000 МПа \times 1 \times 10^{-5} C^{-1} \times 65^\circ C =$ $= 55840,5 Н \approx 55,8 кН$.
	Втрати внаслідок тертя у місцях перегинів деформації сталевих форм:
7	при електротермічному натягу $\Delta P_3 = 0$.
8	Коефіцієнт $j = (n - 1)/2n = (8 - 1)/2 \times 8 = 0,44$;
9	Зміна напруження у центрі ваги арматури, прикладеного в момент часу t : $\Delta \sigma_c(t) = P_o / A_{red} + P_o e_{op} y / I_{red} =$ $= 597 кН / 1897 см^2 + 597 кН \times 7,2 см \times 10,8 см / 111293 см^4 =$

	$= 0,732 \text{ кН/см}^2$.
10	Втрати зусилля в арматурі внаслідок миттєвої деформації бетону: $\Delta P_{el} = A_p E_p \sum \left[\frac{j \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right] =$ $= 9,043 \times 190000 \times 0,44 \times 0,732 / 32500 = 17 \text{ МПа.}$
	Втрати в анкерах:
11	при електротермічному натягу $\Delta P_4 = 0$.
12	Сума миттєвих (перших) втрат попереднього напруження: $\Delta P = \Delta P_r + \Delta P_\theta + \Delta P_3 + \Delta P_{el} + \Delta P_4 =$ $= 17,9 + 55,8 + 0 + 17 + 0 = 90,7 \text{ кН.}$
Втрати попереднього напруження, які залежать від часу (другі втрати)	
13	Напруження у бетоні внаслідок дії власної ваги та попереднього напруження: $\sigma_{c,QP} = \Delta \sigma_c(t) - M_{ser,y} / I_{red} =$ $= 0,732 \text{ кН/см}^2 - 54 \text{ кНм} \times (100) \times 10,8 \text{ см} / 111293 \text{ см}^4 = 0,208 \text{ кН/см}^2$
14	Абсолютна величина зміни напружень в арматурі внаслідок релаксації: $\Delta \sigma_{pr} = \Delta P_r / A_p = 17,9 \text{ кН} / 9,043 \text{ см}^2 = 1,98 \text{ кН/см}^2$
15	Абсолютне значення зміни напружень в арматурі внаслідок повзучості і усадки та релаксації: $\Delta \sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_o) \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2 \right) [1 + 0,8 \varphi(t, t_o)]} =$ $= \frac{0,0004 \times 190000 (0,1) + 0,8 \times 1,98 + 5,85 \times 1,8 \times 0,208}{1 + 5,85 \frac{9,043}{1844,1} \left(1 + \frac{1844,1}{108476,8} \times 7,4^2 \right) [1 + 0,8 \times 1,8]} = 10,02 \text{ кН/см}^2$
16	Другі втрати: $\Delta P_{c+s+r} = A_p \Delta \sigma_{p,c+s+r} = 9,043 \times 10,02 = 90,6 \text{ кН.}$
17	Сила обтиску бетону з урахуванням усіх миттєвих (перших) втрат і залежних від часу (других) втрат попереднього натягу: $P = P_o - \Delta P - \Delta P_{c+s+r} = 597 - 90,7 - 90,6 = 415,7 \text{ кН.}$

Сума втрат досягає 30,4%.

9. РОЗРАХУНКИ ЗА ГРАНИЧНИМИ СТАНАМИ ДРУГОЇ ГРУПИ

Розрахунок за придатністю залізобетонних конструкцій до експлуатації виконують за [1, п. 7] та [2, п. 5]. Він стосується обмеження рівня напружень для стиснутого і для розтягнутого бетону; контролю тріщиноутворення та ширини розкриття тріщин; контролю прогинів.

9.1. Розрахунок на тріщиностійкість

Напруження стиску в бетоні повинні обмежуватися для запобігання утворення поздовжніх тріщин, мікротріщин або високого рівня повзучості (якщо це може суттєво вплинути на працездатність конструкції). У стиснутому бетоні рекомендують приймати напруження $\sigma_c \leq 0,6f_{ck}$. Якщо напруження у бетоні при квазіпостійних навантаженнях $\sigma_c \leq 0,45f_{ck}$, то приймають лінійний характер повзучості, а коли напруження перевищують цю межу, то приймають нелінійний характер повзучості.

Напруження розтягу в арматурі обмежують, щоб запобігти недопустимим тріщинам або деформаціям. Тріщини не виникатимуть, якщо при основній комбінації навантажень деформації розтягу в арматурі крайнього шару $\varepsilon_s \leq 0,0015$ або деформації розтягнутого бетону не перевищують граничного значення $\varepsilon_{ctm} = -2f_{ctm} / E_{ck}$. Середня величина напружень у попередньо напруженій арматурі не може перевищувати $0,75f_{yk}$.

Залізобетонні елементи можуть працювати з тріщинами, якщо ширина їх не перевищує гранично допустиму [1, п. 2.2.2.3]: **0,5 мм** – для конструкцій, що експлуатуються в умовах, захищених від кліматичних впливів; **0,4 мм** – для конструкцій, які зазнають кліматичних впливів; **0,3 мм** – для конструкцій, які експлуатуються в агресивних середовищах; **0,2 мм** – для конструкцій з арматурою з підвищеною чутливістю до корозії.

Розрахункова величина розкриття тріщин:

$$w_k = w_{k1} - w_{k2} + w_{k3},$$

де w_{k1} – ширина розкриття тріщин від нетривалої дії постійних, змінних тривалих і короткочасних навантажень (повного навантаження) при $\gamma_m = 1$;

w_{k2} – ширина розкриття тріщин від нетривалої дії постійних і змінних тривалих навантажень при $\gamma_{fm} = 1$;

w_{k3} – ширина розкриття тріщин від тривалої дії постійних і змінних тривалих навантажень при $\gamma_{fm} > 1$.

Розрахунок залізобетонних елементів за розкриттям тріщин від певного сполучення навантажень виконують за формулою [1, п. 7.3.4.3]:

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

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

ε_{sm} – середні деформації в арматурі при відповідному сполученні навантажень. Враховують тільки додаткові деформації розтягу, що мають місце при деформації бетону на тому ж рівні вище нуля;

ε_{ctm} – середні деформації розтягу бетону між тріщинами.

Величину $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm})$ визначають за виразом [2, п. 5.3.4.2]:

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

де σ_s – напруження в розтягнутій арматурі у перерізі з тріщинами. Для елементів, напружених на упори, σ_s можна замінити на зміну напружень $\Delta\sigma_p$ у попередньо напруженій арматурі від стану нульової деформації бетону на тому ж рівні;

k_t – коефіцієнт, що залежить від тривалості навантаження: $k_t = 0,6$ для короткотривалого і $k_t = 0,4$ для довготривалого навантаження;

$f_{ct,eff}$ – середня величина міцності бетону на розтяг, що має місце в момент часу, коли очікується поява тріщин: $f_{ct,eff} = f_{ctm}$ або нижче $f_{ctm}(t)$, якщо поява тріщин очікується раніше, ніж через 28 діб;

α_e – відношення E_s / E_{cm} ;

$$\rho_{p,eff} = (A_s + \xi_I A'_p) / A_{c,eff};$$

A'_p – площа напруженої арматури в межах $A_{c,eff}$;

$A_{c,eff}$ – фактична площа розтягнутого бетону, що оточує звичайну або напружену арматуру на висоті $h_{c,eff}$,

де $h_{c,eff}$ – менше зі значень $2,5(h - d)$, $(h - x)/3$ або $h/2$, тут h – висота елемента,

d – робоча висота перерізу, x – висота стиснутої зони перерізу;

ξ_I – поправочний коефіцієнт міцності зчеплення, який враховує різницю в діаметрах звичайної і попередньо напруженої арматури:

$$\xi_1 = \sqrt{\xi \frac{\varnothing_s}{\varnothing_p}},$$

тут ξ – коефіцієнт міцності зчеплення попередньо напруженої і звичайної арматури за [1, п. 6.7.2] і становить **0,6** – для канатів; **0,7** – для дроту; **0,8** – для стержнів періодичного профілю;

\varnothing_s – найбільший діаметр стрижня звичайної арматури;

\varnothing_p – діаметр або еквівалентний діаметр попередньо напруженої арматури за [1, п. 6.7.2]:

для пучків $\varnothing_p = 1,6 \sqrt{A_p}$,

для окремих семидротових канатів $\varnothing_p = 1,75 \varnothing_{wire}$,

для тридротових канатів $\varnothing_p = 1,2 \varnothing_{wire}$,

\varnothing_{wire} – діаметр дроту.

Якщо для запобігання тріщиноутворення застосована лише напружена арматура, то $\xi_1 = \sqrt{\xi}$.

У випадках, коли зчеплена арматура розміщена достатньо близько в центрах у межах розтягнутої зони (крок до $5(c + \varnothing/2)$) та одинокого стержня, максимальний кінцевий крок тріщин визначають за [2, п. 5.3.4.3]:

$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \varnothing / \rho_{p,eff},$$

де \varnothing – діаметр стрижня. Якщо в перерізі використовуються стрижні різних діаметрів, то необхідно визначити еквівалентний діаметр \varnothing_{eq} . Для перерізу зі стрижнями n_1 діаметром \varnothing_1 і n_2 діаметром \varnothing_2 обчислюють:

$$\varnothing_{eq} = (n_1 \varnothing_1^2 + n_2 \varnothing_2^2) / (n_1 \varnothing_1 + n_2 \varnothing_2);$$

c – захисний шар бетону для поздовжньої арматури;

k_1 – коефіцієнт, що враховує характеристики зчеплення арматури, становить: **0,8** – для стрижнів періодичного профілю з високим зчепленням, **1,6** – для гладкої арматури;

k_2 – коефіцієнт, що враховує розподіл деформацій, становить: **0,5** – для згину; **1,05** – для чистого розтягу. У випадку позацентрового розтягу застосовують проміжні значення $k_2 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2) / 2 \varepsilon_1$, де ε_1 – найбільша деформація; ε_2 – найменша деформація на межах перерізу, який розглядається, визначена для перерізу з тріщинами;

k_3, k_4 – коефіцієнти, рекомендовані їх значення: $k_3 = 3,4$; $k_4 = 0,425$.

Якщо крок зчепленої арматури перевищує $5(c + \varnothing/2)$ або якщо зчеплена арматура у розтягнутій зоні відсутня, то можна знайти верхню межу ширини тріщини за припущення максимального кроку тріщин:

$$s_{r,max} = 1,3(h - x).$$

У нормативній літературі [2, п. 5.3.3] наведена інформація щодо обмеження тріщиноутворення без прямих розрахунків. На забезпечення тріщиностійкості суттєво впливає кількість арматури, мінімальна площа якої встановлюється за [2, п. 5.3.2]:

$$A_{s,min} \sigma_s = k_c k f_{ct,eff} A_{ct},$$

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

A_{ct} – площа бетону в розтягнутій зоні. Розтягнута зона – це частина перерізу, яка за розрахунком повинна зазнавати розтягу безпосередньо перед утворенням першої тріщини;

σ_s – абсолютне значення максимально допустимих напружень в арматурі одразу після утворення тріщини. Вони можуть прийматись такими, що дорівнюють опору текучості арматури f_{yk} . Однак, може знадобитись нижче значення для задоволення вимог стосовно обмежень ширини розкриття тріщин відповідно до максимального розміру стрижня або кроку;

k – коефіцієнт, що враховує вплив нерівномірних самоврівноважених напружень, які зменшують зусилля в з'єднаннях: $1,0$ – для стінок при $h \leq 300$ мм або полиць при ширині менше, ніж 300 мм; $0,65$ – для стінок при $h \geq 800$ мм або полиць при ширині більше, ніж 800 мм; проміжні значення можуть визначатись за інтерполяцією;

k_c – коефіцієнт, що враховує розподіл напружень в межах перерізу безпосередньо перед утворенням тріщин і зміною плеча пари: для чистого розтягу $k_c = 1,0$; для згину або сполучення згину і осьових сил:

- для прямокутних перерізів і стінок коробчастих перерізів та Т-подібних перерізів:

$$k_c = 0,4 \times \left[1 - \frac{\sigma_c}{k_1(h/h^*)f_{ct,eff}} \right] \leq 1,$$

- для полиць коробчастих перерізів та Т-подібних перерізів:

$$k_c = 0,9 \frac{F_{cr}}{A_{ct} f_{ct,eff}} \geq 0,5,$$

σ_c – середні напруження в бетоні, що діють на частину перерізу, який розглядається

$$\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{bh}$$

N_{Ed} – осьова сила, що діє у граничному стані за придатністю до нормальної експлуатації на частину поперечного перерізу, який розглядається (сила стиску додатна). N_{Ed} повинна визначатися з урахуванням характеристичних величин сил попереднього напруження і осьових зусиль при відповідному сполученні дій;

$h^* = h$ – при $h < 1,0$ м;

$h^* = 1,0$ – при $h \geq 1,0$ м;

k_1 – коефіцієнт, що враховує впливи осьових сил на розподіл напружень: $k_1 = 1,5$, якщо N_{Ed} – сила стиску; $k_1 = 2h^*/3h$, якщо N_{Ed} – сила розтягу;

F_{cr} – абсолютна величина зусилля розтягу у полиці безпосередньо перед утворенням тріщин, обумовлена моментом тріщиноутворення, обчисленим при $f_{ct,eff}$

Максимальний діаметр стрижня \varnothing_s^*

для обмеження тріщиноутворення [2, т. 5.2]

Напруження в арматурі, МПа (при визначальному сполученні навантажень)	Максимальний діаметр стрижня, мм, при ширині тріщин		
	$w_k = 0,4$ мм	$w_k = 0,3$ мм	$w_k = 0,2$ мм
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	–

Значення в таблиці ґрунтуються на таких передумовах:
 $c = 25$ мм; $f_{ct,eff} = 2,9$ МПа; $h_{cr} = 0,5h$; $a = (h - d) = 0,1h$; $k_1 = 0,8$; $k_2 = 0,5$;
 $k_c = 0,4$; $k = 1,0$; $k_t = 0,4$; $k_4 = 1,0$.

Максимальний крок стрижнів для обмеження тріщиноутворення
[2, т. 5.3]

Напруження в арматурі, МПа (при визначальному сполученні навантажень)	Максимальний крок стрижня, мм, при ширині тріщин		
	$w_k = 0,4$ мм	$w_k = 0,3$ мм	$w_k = 0,2$ мм
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	–
360	100	50	–

Значення в таблиці ґрунтуються на таких передумовах:
 $c = 25$ мм; $f_{ct, eff} = 2,9$ МПа; $h_{cr} = 0,5h$; $a = (h - d) = 0,1h$;
 $k_1 = 0,8$; $k_2 = 0,5$; $k_c = 0,4$; $k = 1,0$; $k_t = 0,4$; $k_4 = 1,0$.

На основі викладеного матеріалу складено алгоритм № 13 для розрахунку конструкцій на тріщиностійкість.

Алгоритм 13

Розрахунок елементів на тріщиностійкість

Вихідні дані:
максимальні згинальні моменти від нетривалої дії постійних, змінних тривалих і короткочасних навантажень (повного навантаження) M_{ser} , кНм, від нетривалої дії постійних і змінних тривалих навантажень M_{pl} , кНм, від тривалої дії постійних і змінних тривалих навантажень M_l , кНм; робоча поздовжня арматура та її площа, мм ² ; захисний шар бетону для робочої арматури c , мм; клас бетону; розрахункова міцність бетону на стиск f_{cd} , МПа; середнє значення міцності бетону на розтяг перед появою тріщин $f_{ct, eff} = f_{ctm}$, МПа; коефіцієнт міцності зчеплення попередньо напруженої і звичайної арматури: для канатів $\xi = 0,6$, для дроту $\xi = 0,7$, для стержнів періодичного профілю $\xi = 0,8$; розміри перерізу, мм; середнє значення початкового модуля пружності бетону E_{cm} , МПа; модуль пружності напруженої арматури E_p , МПа; коефіцієнт, що залежить від тривалості навантаження: $k_t = 0,6$ – для

	короткотривалого навантаження, $k_t = 0,4$ – для довготривалого навантаження; коефіцієнт, що враховує характеристики зчеплення арматури $k_1 = 0,8$ – для стрижнів періодичного профілю з високим зчепленням, $k_1 = 1,6$ – для гладкої арматури; коефіцієнт, що враховує розподіл деформацій $k_2 = 0,5$ – для згину; $k_2 = 1,05$ – для чистого розтягу; коефіцієнти $k_3 = 3,4$; $k_4 = 0,425$.
	Визначення ширини розкриття тріщин від нетривалої дії постійних, змінних тривалих і короточасних навантажень (повного навантаження) при $\gamma_{fm} = 1$ і $M_{ser} = M_n$
1	Фактична робоча висота перерізу: $d_0 = h - a$.
2	Коефіцієнт: $\alpha_m = M / b d_0^2 f_{cd}$.
3	За α_m у додатку 4 знайти відповідні значення ξ і ζ .
4	Висота стиснутої зони: $x = d \xi$.
5	Обчислити $h_{c,eff} = \min \{2,5(h - d); (h - x)/3; h/2\}$.
6	Обчислити фактичну площу розтягнутого бетону (тільки для конкретного перерізу), що оточує арматуру на висоті $h_{c,eff}$.
7	Поправочний коефіцієнт міцності зчеплення $\xi_1 = \sqrt{\xi}$.
8	Коефіцієнт поздовжнього армування: $\rho_{p,eff} = (A_s + \xi_1 A'_p) / A_{c,eff}$.
9	Напруження в розтягнутій арматурі у перерізі з тріщинами: $\sigma_s = M / \zeta A_s d$.
10	Співвідношення модулів пружності арматури і бетону: $\alpha_e = E_s / E_{cm}$.
11	Різниця між середніми деформаціями в арматурі і бетоні між тріщинами: $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}) = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$
12	Якщо умова $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}) \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$ виконується, то продовжити з п. 14.

13	Якщо умова $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}) \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$ не виконується, то прийняти $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}) = 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$ і продовжити з п. 14.	
14	Крок зчепленої арматури:	
	$> 5(c + \emptyset/2).$	$\leq 5(c + \emptyset/2).$
15	Максимальний крок між тріщинами:	
	$s_{r,max} = 1,3(h - x).$	$s_{r,max} = k_3c + k_1k_2k_4\emptyset / \rho_{p,eff}.$
16	Ширина розкриття тріщин від нетривалої дії постійних, змінних тривалих і короткочасних навантажень (повного навантаження) при $\gamma_{fm} = 1$: $w_{k1} = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}).$	
	Визначення ширини розкриття тріщин w_{k2} від нетривалої дії постійних і змінних тривалих навантажень при $\gamma_{fm} = 1$ і M_{nl} (повторити розрахунок за алгоритмом, починаючи з п.2)	
	Визначення ширини розкриття тріщин w_{k3} від тривалої дії постійних і змінних тривалих навантажень при $\gamma_{fm} > 1$ і M_l (повторити розрахунок за алгоритмом, починаючи з п.2)	
17	Розрахункова величина розкриття тріщин: $w_k = w_{k1} - w_{k2} + w_{k3}.$	
18	Порівняти розрахункову величину розкриття тріщин з допустимим значенням і зробити висновки про забезпечення тріщиностійкості елемента конструкції.	

За наведеним алгоритмом виконано розрахунок на тріщиностійкість для порожнистої плити перекриття.

Приклад 13

Вихідні дані:	
максимальний згинальний момент від нетривалої дії постійних, змінних тривалих і короткочасних навантажень (повного навантаження) $M_{ser} = 54 \text{ кНм}$, від нетривалої дії постійних і змінних тривалих навантажень $M_{nl} = 46,7 \text{ кНм}$, від тривалої дії постійних і змінних тривалих навантажень $M_l = 54,1 \text{ кНм}$; робоча арматура $8\emptyset 12A800$; площа перерізу напруженої арматури $A_p = 904,3 \text{ мм}^2$ (визначено за розрахунком на міцність нормальних перерізів); $A'_p = A_p$; площа перерізу ненапруженої робочої арматури $A_s = 0$ (при відсутності ненапруженої робочої поздовжньої арматури);	

захисний шар бетону для робочої арматури $c = 30$ мм; клас бетону **C25/30**; розрахункова міцність бетону на стиск $f_{cd} = 17$ МПа; середнє значення міцності бетону на розтяг перед появою тріщин $f_{ct, eff} = f_{ctm} = 2,6$ МПа; коефіцієнт міцності зчеплення попередньо напруженої і звичайної арматури: для канатів $\xi = 0,6$, для дроту $\xi = 0,7$, для стержнів періодичного профілю $\xi = 0,8$; ширина ребра зведеного розрахункового перерізу $b_w = 469$ мм; ширина перерізу (верхньої полиці двотаврового розрахункового перерізу) $b = 1470$ мм; ширина перерізу нижньої полиці двотаврового перерізу $b_f = 1490$ мм; висота перерізу $h = 220$ мм; еквівалентна висота перерізу полиці $h_f = 38,5$ мм; середнє значення початкового модуля пружності бетону $E_{cm} = 32500$ МПа; модуль пружності напруженої арматури $E_p = 190000$ МПа; коефіцієнт, що залежить від тривалості навантаження: $k_t = 0,6$ – для короткотривалого навантаження, $k_t = 0,4$ – для довготривалого навантаження; коефіцієнт, що враховує характеристики зчеплення арматури $k_l = 0,8$ – для стержнів періодичного профілю з високим зчепленням, $k_l = 1,6$ – для гладкої арматури; коефіцієнт, що враховує розподіл деформацій $k_2 = 0,5$ – для згину; $k_2 = 1,05$ – для чистого розтягу; коефіцієнти $k_3 = 3,4$; $k_4 = 0,425$.

Визначення ширини розкриття тріщин від нетривалої дії постійних, змінних тривалих і короткочасних навантажень (повного навантаження) при $\gamma_{fm} = 1$ і $M_{ser} = M_n$

1	Фактична робоча висота перерізу: $d_0 = h - a = 220 - c - \emptyset/2 = 220 - 30 - 12/2 = 184$ мм.
2	Коефіцієнт: $\alpha_m = M / b d_0^2 f_{cd} = 54 \cdot 10^6 / (1470 \cdot 184^2 \cdot 17) = 0,064$.
3	За $\alpha_m = 0,064$ у додатку 4 знайти відповідні значення $\xi = 0,083$, $\zeta = 0,967$.
4	Висота стиснутої зони: $x = d_0 \xi = 184 \cdot 0,083 = 15$ мм.
5	Обчислити $h_{c, eff} = \min \{ 2,5(h - d_0); (h - x)/3; h/2 \}$: $2,5(h - d_0) = 2,5(220 - 184) = 90$ мм, $(h - x)/3 = (220 - 15)/3 = 68,3$ мм, $h/2 = 220 / 2 = 110$ мм, отже, приймаємо менше зі значень: $h_{c, eff} = 68,3$ мм.
6	Фактична площа розтягнутого бетону (тільки для конкретного

	<p>перерізу), що оточує арматуру на висоті $h_{c,eff}$:</p> $A_{c,eff} = b_f \times h_f + b_w \times (h_{c,eff} - h_f) =$ $= 1490 \times 38,5 + 469 \times (68,3 - 38,5) = 71341,2 \text{ мм}^2 = 713,4 \text{ см}^2.$	
7	<p>Поправочний коефіцієнт міцності зчеплення</p> $\xi_I = \sqrt{\xi} = \sqrt{0,8} = 0,894.$	
8	<p>Коефіцієнт поздовжнього армування:</p> $\rho_{p,eff} = (A_s + \xi_I A'_p) / A_{c,eff} = (0 + 0,894 \times 9,043) / 713,4 = 0,01133.$	
9	<p>Напруження в розтягнутій арматурі у перерізі з тріщинами:</p> $\sigma_s = M / \zeta A_s d_o = 54 \text{ кНм} / (0,967 \times 9,043 \text{ см}^2 \times 184 \text{ мм}) =$ $= 335,6 \text{ МПа}.$	
10	<p>Співвідношення модулів пружності арматури і бетону:</p> $\alpha_e = E_s / E_{cm} = E_p / E_{cm} = 190000 \text{ МПа} / 32500 \text{ МПа} = 5,85.$	
11	<p>Різниця між середніми деформаціями в арматурі і бетоні між тріщинами:</p> $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}) = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$ $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}) = \frac{335,6 - 0,6 \frac{2,6}{0,01133} (1 + 5,85 \times 0,01133)}{190000} = 0,001.$	
12	$0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,6 \frac{335,6}{190000} = 0,00106.$	
13	<p>Якщо умова $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}) \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$ виконується, то продовжити з п. 14. Якщо ця умова не виконується, то прийняти $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}) = 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$ і продовжити з п. 14.</p> <p>Оскільки величина $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}) = 0,001$ менша від значення $0,00106$, то приймаємо $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}) = 0,00106$.</p>	
14	<p>Крок зчепленої арматури:</p> $> 5(c + \varnothing/2).$	
	Крок робочих стержнів 185мм.	$\leq 5(c + \varnothing/2).$

	$5(c + \varnothing/2) = 5(30 + 12/2) = 180 \text{ мм.}$	
15	Максимальний крок між тріщинами:	
	$s_{r,max} = 1,3(h - x) =$ $= 1,3(220 - 15) = 266,5 \text{ мм.}$	$s_{r,max} = k_3c + k_1k_2k_4\varnothing / \rho_{p,eff}.$
16	Ширина розкриття тріщин від нетривалої дії постійних, змінних тривалих і короткочасних навантажень (повного навантаження) при $\gamma_{fm} = 1$:	
	$w_{kI} = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}) = 266,5 \text{ мм} \times 0,00106 = 0,282 \text{ мм.}$	
Визначення ширини розкриття тріщин від нетривалої дії постійних і змінних тривалих навантажень при $\gamma_{fm} = 1$ і M_{nl} (повторити розрахунок за алгоритмом, починаючи з п.2)		
2	Коефіцієнт: $\alpha_m = M / b d_0^2 f_{cd} = 46,7 \cdot 10^6 / (1470 \cdot 184^2 \cdot 17) = 0,055.$	
3	За $\alpha_m = 0,055$ у додатку 4 знайти відповідні значення $\xi = 0,071, \zeta = 0,972.$	
4	Висота стиснутої зони: $x = d_0 \xi = 184 \cdot 0,071 = 13 \text{ мм.}$	
5	Обчислити $h_{c,eff} = \min \{2,5(h - d_0); (h - x)/3; h/2\}$: $2,5(h - d_0) = 2,5(220 - 184) = 90 \text{ мм,}$ $(h - x)/3 = (220 - 13)/3 = 69 \text{ мм,}$ $h/2 = 220 / 2 = 110 \text{ мм,}$ отже, приймаємо менше зі значень: $h_{c,eff} = 69 \text{ мм.}$	
6	Фактична площа розтягнутого бетону (тільки для конкретного перерізу), що оточує арматуру на висоті $h_{c,eff}$: $A_{c,eff} = b_f \times h_f + b_w \times (h_{c,eff} - h_f) =$ $= 1490 \times 38,5 + 469 \times (69 - 38,5) = 71669,5 \text{ мм}^2 = 716,7 \text{ см}^2.$	
7	Поправочний коефіцієнт міцності зчеплення $\xi_I = \sqrt{\xi} = \sqrt{0,8} = 0,894.$	
8	Коефіцієнт поздовжнього армування: $\rho_{p,eff} = (A_s + \xi_I A'_p) / A_{c,eff} = (0 + 0,894 \times 9,043) / 716,7 = 0,01128.$	
9	Напруження в розтягнутій арматурі у перерізі з тріщинами: $\sigma_s = M / \zeta A_s d_0 = 46,7 \text{ кНм} / (0,967 \times 9,043 \text{ см}^2 \times 184 \text{ мм}) =$	

	= 288,7 МПа.	
10	Співвідношення модулів пружності арматури і бетону: $\alpha_e = E_s / E_{cm} = E_p / E_{cm} = 190000 \text{ МПа} / 32500 \text{ МПа} = 5,85$.	
11	Різниця між середніми деформаціями в арматурі і бетоні між тріщинами: $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}) = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$ $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}) = \frac{288,7 - 0,6 \frac{2,6}{0,01128} (1 + 5,85 \times 0,01128)}{190000} = 0,0007.$	
12	$0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,6 \frac{288,7}{190000} = 0,0009$.	
13	Якщо умова $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}) \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$ виконується, то продовжити з п. 14. Якщо ця умова не виконується, то прийняти $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}) = 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$ і продовжити з п. 14. Оскільки величина $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}) = 0,0007$ менша від значення 0,0009 , то приймаємо $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}) = 0,0009$.	
14	Крок зчепленої арматури: $ > 5(c + \varnothing/2). $ Крок робочих стержнів 185мм. $5(c + \varnothing/2) = 5(30 + 12/2) = 180 \text{ мм.}$	
15	Максимальний крок між тріщинами: $s_{r,max} = 1,3(h - x) = 1,3(220 - 13) = 269 \text{ мм.}$	$s_{r,max} = k_3c + k_1k_2k_4\varnothing / \rho_{p,eff}.$
16	Ширина розкриття тріщин від нетривалої дії постійних і змінних тривалих навантажень при $\gamma_{fm} = 1$ і M_{nt} : $w_{k2} = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}) = 269 \text{ мм} \times 0,0009 = 0,242 \text{ мм.}$	
	Визначення ширини розкриття тріщин від тривалої дії постійних і змінних тривалих навантажень при $\gamma_{fm} > 1$ і M_t (повторити розрахунок за алгоритмом, починаючи з п.2)	
2	Коефіцієнт:	

	$\alpha_m = M / bd^2 f_{cd} = 54,1 \cdot 10^6 / (1470 \cdot 184^2 \cdot 17) = 0,064.$
3	За $\alpha_m = 0,064$ у додатку 4 знайти відповідні значення $\xi = 0,083, \zeta = 0,967.$
4	Висота стиснутої зони: $x = d_0 \xi = 184 \cdot 0,083 = 15 \text{ мм}.$
5	Обчислити $h_{c,eff} = \min \{2,5(h - d_0); (h - x)/3; h/2\}:$ $2,5(h - d_0) = 2,5(220 - 184) = 90 \text{ мм},$ $(h - x)/3 = (220 - 15)/3 = 68,3 \text{ мм},$ $h/2 = 220 / 2 = 110 \text{ мм},$ отже, приймаємо менше зі значень: $h_{c,eff} = 68,3 \text{ мм}.$
6	Фактична площа розтягнутого бетону (тільки для конкретного перерізу), що оточує арматуру на висоті $h_{c,eff}$: $A_{c,eff} = b_f \times h_f + b_w \times (h_{c,eff} - h_f) =$ $= 1490 \times 38,5 + 469 \times (68,3 - 38,5) = 71341,2 \text{ мм}^2 = 713,4 \text{ см}^2.$
7	Поправочний коефіцієнт міцності зчеплення $\xi_I = \sqrt{\xi} = \sqrt{0,8} = 0,894.$
8	Коефіцієнт поздовжнього армування: $\rho_{p,eff} = (A_s + \xi_I A'_p) / A_{c,eff} = (0 + 0,894 \times 9,043) / 713,4 = 0,01133.$
9	Напруження в розтягнутій арматурі у перерізі з тріщинами: $\sigma_s = M / \zeta A_s d_0 = 54,1 \text{ кНм} / (0,967 \times 9,043 \text{ см}^2 \times 184 \text{ мм}) =$ $= 336,2 \text{ МПа}.$
10	Співвідношення модулів пружності арматури і бетону: $\alpha_e = E_s / E_{cm} = E_p / E_{cm} = 190000 \text{ МПа} / 32500 \text{ МПа} = 5,85.$
11	Різниця між середніми деформаціями в арматурі і бетоні між тріщинами: $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}) = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$ $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}) = \frac{336,2 - 0,4 \frac{2,6}{0,01133} (1 + 5,85 \times 0,01133)}{190000} = 0,00125.$

12	$0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,6 \frac{336,2}{190000} = 0,00106.$	
13	Якщо умова $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}) \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$ виконується, то продовжити з п. 14. Якщо ця умова не виконується, то прийняти $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}) = 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$ і продовжити з п. 14. Величина $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}) = 0,00125$ більша від значення $0,00106$, переходимо в п. 14.	
14	Крок зчепленої арматури:	
	$> 5(c + \varnothing/2).$ Крок робочих стержнів 185мм. $5(c + \varnothing/2) = 5(30 + 12/2) = 180 \text{ мм.}$	$\leq 5(c + \varnothing/2).$
15	Максимальний крок між тріщинами:	
	$s_{r,max} = 1,3(h - x) =$ $= 1,3(220 - 15) = 266,5 \text{ мм.}$	$s_{r,max} = k_3c + k_1k_2k_4\varnothing / \rho_{p,eff}.$
16	Ширина розкриття тріщин від нетривалої дії постійних і змінних тривалих навантажень при $\gamma_{fm} > 1$ і M_l : $w_{k3} = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}) = 266,5 \text{ мм} \times 0,00125 = 0,333 \text{ мм.}$	
17	Розрахункова величина розкриття тріщин: $w_k = w_{k1} - w_{k2} + w_{k3} = 0,282 - 0,242 + 0,333 = 0,373 \text{ мм.}$	

Отже, тріщиностійкість плити перекриття забезпечена, оскільки розрахункова величина розкриття тріщин менша від гранично допустимої.

9.2. Розрахунок за деформаціями

Розрахунок за деформаціями (прогинами) є обов'язковим для згинальних збірних залізобетонних конструкцій, особливо значних прольотів. Для зниження ваги таких конструкцій перерізи їх оптимізують, виконують ребристими, порожнистими (тонкостінними), а бетон і арматуру застосовують високої міцності, що допускає підвищені розрахункові напруження. Збільшення

напружень, в свою чергу, викликає ріст повзучості бетону стиснутої зони перерізів.

Деформації елемента або конструкції не повинні несприятливо впливати на їх належне функціонування і зовнішній вигляд. Вимоги щодо обмеження прогинів наведено в [1, п. 7.4] та [2, п. 5.4].

Деформації конструкцій не повинні негативно впливати на інші закріплені елементи (перегородки, скління, лицювання, комунікації, оздоблення), на функціонування обладнання й апаратури, а також запобігати деформаціям від затоплення плоских покрівель.

Необхідно обмежувати прогини, які можуть спричинити пошкодження прилеглих частин конструкції. Після завершення будівництва прийнятним є граничний прогин $1/500$ прольоту при основному сполученні навантажень.

Граничний стан за деформацією може перевірятись шляхом обмеження співвідношення проліт/висота або порівнянням розрахункового прогину з гранично допустимим [2, п. 5.4.1.5].

Прогини не перевищуватимуть допустимих і обчислення можна не виконувати, якщо виконуються умови [2, п. 5.4.2]:

$$\frac{l}{d_0} = K \left[11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2\sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right], \text{ якщо } \rho \leq \rho_0,$$

$$\frac{l}{d_0} = K \left[11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right], \text{ якщо } \rho > \rho_0,$$

де l/d_0 – граничне відношення проліт/висота (табл. 9.1);

K – коефіцієнт, що враховує різні конструктивні системи (табл. 1);

ρ_0 – довідковий відсоток армування, $\rho_0 = 10^{-3} \sqrt{f_{ck}}$;

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

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

f_{ck} – в МПа.

Ці залежності були одержані за результатами параметричних досліджень серій шарнірно опертих балок і плит прямокутного перерізу за умови, що напруження у сталі при відповідному розрахунковому навантаженні за другою групою граничних станів у середині прольоту балки або на опорі консолі становить 310 МПа (що наближено відповідає $f_{yk} = 500$ МПа). Якщо інші рівні напружень, то отримані значення множать на $310 / \sigma_s$. У [2, п. 5.4.2.1] рекомендують приймати:

$$310 / \sigma_s = 500 / (f_{yk} A_{s,red} / A_{s,prov}),$$

де σ_s – напруження розтягу сталі в середині прольоту (на опорі консолі) при розрахунковому навантаженні за другою групою граничних станів;

$A_{s,prov}$ – фактична (встановлена) площа арматурної сталі;

$A_{s,red}$ – необхідна площа арматурної сталі за першою групою граничних станів.

Таблиця 9.1 – Основні показники проліт/фактична висота l/d_0 для залізобетонних елементів без осьового стиску ([2, табл. 5.4], [7, табл. 7.4])

Конструктивна система	К	Бетон при високому рівні напружень $\rho = 1,5\%$	Бетон при незначному рівні напружень $\rho = 0,5\%$
Шарнірно оперта балка; шарнірно оперта в одному або двох напрямках плита	1,0	14	20
Крайній проліт нерозрізної балки або нерозрізної в одному напрямку плити, або опертої у двох напрямках і нерозрізної вздовж довшої сторони	1,3	18	26
Внутрішній проліт балки або плити, опертої в одному або в обох напрямках	1,5	20	30
Плити, оперті на колони, без балок (плоскі перекриття) на основі довшого прольоту	1,2	17	24
Консолі	0,4	6	8

Якщо на основі аналізу результатів спрощених методів визначення прогинів вважається, що розрахунок є обов'язковим, то цей розрахунок виконують за умови, що прогини або переміщення

конструкції від дії зовнішнього навантаження не повинні перевищувати гранично допустимих значень прогинів або переміщень [1, (7.4)]:

$$f \leq f_u.$$

Повний розрахунковий прогин визначають за формулою [8, (6.87)]:

$$f = f_1 - f_2 + f_3 - f_4,$$

де f_1 – прогин від нетривалої дії постійних, змінних тривалих і короткочасних навантажень (повного навантаження) при $\gamma_{fm} = 1$;

f_2 – прогин від нетривалої дії постійних і змінних тривалих навантажень при $\gamma_{fm} = 1$;

f_3 – прогин від тривалої дії постійних і змінних тривалих навантажень при $\gamma_{fm} > 1$;

f_4 – вигин елемента внаслідок усадки і повзучості бетону від зусилля попереднього обтиску Р.

Прогини або переміщення залізобетонних конструкцій визначають за загальними правилами будівельної механіки.

Гранично допустимі прогини f_u слід визначати згідно ДСТУ Б В.1.2-3. При дії постійних і змінних тривалих, а також і короткочасних навантажень прогин залізобетонних елементів в усіх випадках не повинен перевищувати 1/150 прогону та 1/75 вильоту консолі [1, п. 7.4.4.5].

Для згинальних елементів у загальному випадку прогин визначають за формулою [2, (5.18)]:

$$f_m = \int_0^l M_x \left(\frac{1}{r} \right)_x d_0 x,$$

де M_x – згинальний момент у перерізі x від дії одиничної сили, прикладеної у перерізі x у напрямку шуканого переміщення;

$(1/r)_x$ – кривина у перерізі, визначена при навантаженні, за якого визначають прогин.

Кривина $1/r$, залежно від розрахункової ситуації, може мати такі складові:

- кривина, обумовлена короткочасною дією попереднього натягу;
- кривина, обумовлена тривалою дією попереднього натягу;
- кривина, обумовлена усадкою;
- кривина, обумовлена дією постійних та тривалих навантажень;

– кривина, обумовлена короткочасною дією епізодичних навантажень.

Для статично визначених елементів постійного перерізу, що працюють за балковою схемою, прогин визначають за формулою:

$$f = \frac{I}{r} k_m l^2,$$

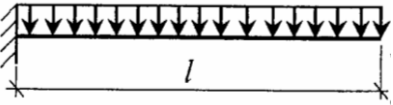
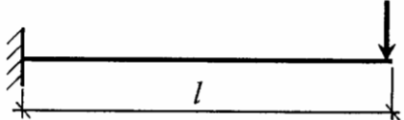
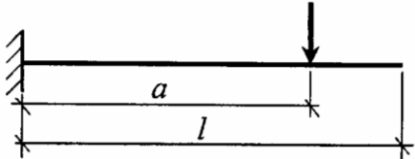
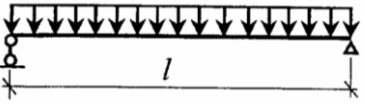
де $\frac{I}{r} = \mathfrak{K} = \frac{(\varepsilon_c(1) + \varepsilon_c(2))}{h}$ – кривина вигнутої осі у перерізі з найбільшим згинальним моментом [2, п. 4.2.4];

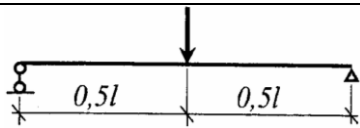
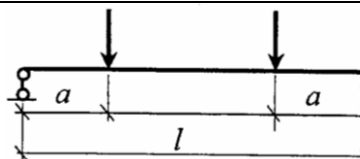
$\varepsilon_c(1)$ – деформації бетону стиснутої фібри;

$\varepsilon_c(2)$ – осереднені деформації розтягнутої фібри бетону;

k_m – коефіцієнт, що залежить від розрахункової схеми і визначається за таблицею 9.2 [2, табл. 5.5].

Таблиця 9.2 – Значення коефіцієнта k_m

Схема навантаження	Коефіцієнт k_m
	1/4
	1/3
	$\frac{a}{6l} \left(3 - \frac{a}{l} \right)$
	5/48

	$1/12$
	$\frac{1}{8} - \frac{a^2}{6l^2}$

На основі викладеного теоретичного матеріалу складено алгоритм розрахунку попередньо напружених згинальних елементів за деформаціями.

Алгоритм 14

Розрахунок попередньо напружених згинальних елементів за деформаціями

Вихідні дані:	
<p>максимальні згинальні моменти від нетривалої дії постійних, змінних тривалих і короткочасних навантажень (повного навантаження) M_{ser}, від нетривалої дії постійних і змінних тривалих навантажень M_{nl}, від тривалої дії постійних і змінних тривалих навантажень M_l; фактично прийнята робоча арматура та площа її перерізу $A_{p,факт}$; розрахунковий опір арматури f_{pd}; модуль пружності напруженої арматури E_p; захисний шар бетону для робочої арматури c; клас бетону; розрахункова міцність бетону на стиск f_{cd}; висота перерізу h; розрахункове значення модуля пружності бетону E_{cd}; розрахунковий проліт l; коефіцієнт для визначення прогину, що залежить від розрахункової схеми k_m; зусилля попереднього обтиску P; відстань від нижньої грані до центру ваги перерізу y; радіус інерції перерізу r; граничне значення відносної висоти стиснутої зони перерізу ξ_R; площа зведеного перерізу A_{red}; момент опору зведеного перерізу W_{red}.</p>	
<p>Визначення прогину f_l від нетривалої дії постійних, змінних тривалих і короткочасних навантажень (повного навантаження) при $\gamma_{fm} = 1$ і $M_{ser} = M_n$</p>	
1	Фактична робоча висоту перерізу: $d_0 = h - a$.
2	Коефіцієнт: $\alpha_m = M / bd_0^2 f_{cd}$.

3	За α_m знайти відповідні значення ξ ζ .
4	Висота стиснутої зони: $x = d_0 \xi$.
5	Необхідна кількість арматури (за розрахунком на дію згинального моменту) $A_p = M / f_{pd} d_0 \zeta$.
6	Фактичні деформації арматури: $\varepsilon_s = \frac{A_p}{A_{p, \text{fakt}}} \frac{f_{pd}}{E_p}$.
7	Деформації бетону стиснутої фібри: $\varepsilon_{c(1)} = \varepsilon_s \frac{x}{d_0 - x}$.
8	Осереднені деформації розтягнутої фібри бетону: $\varepsilon_{c(2)} = \varepsilon_{c(1)} \frac{h - x}{x}$.
9	Кривина $\frac{1}{r_1} = \kappa = \frac{(\varepsilon_{c(1)} + \varepsilon_{c(2)})}{h}$.
10	Прогин: $f_1 = \frac{1}{r_1} k_m l^2$.
Визначення прогину f_2 від нетривалої дії постійних і змінних тривалих навантажень при $\gamma_m = 1$ і M_{nl} (повторити розрахунок за алгоритмом, починаючи з п.2)	
Визначення прогину f_3 від тривалої дії постійних і змінних тривалих навантажень при $\gamma_m > 1$ і M_l (повторити розрахунок за алгоритмом, починаючи з п.2)	
Визначення вигину f_4 елемента внаслідок усадки і повзучості бетону від зусилля попереднього обтиску P	
11	Ексцентриситет сили попереднього натягу: $e_{op} = y - a$.
12	Якщо $e_{op} > r$, то розрахунок виконати за другою формою рівноваги, перейти до п. 13. Якщо $e_{op} < r$, розрахунок виконують за першою формою рівноваги.
13	Висота стиснутої зони: $x = x_R = d_0 \xi_R$.
14	Напруження в бетоні стиснутої зони: $\sigma_{c(2)} = \frac{P}{A_{red}} + \frac{P \cdot e_{op}}{W_{red}}$.

15	Деформації у бетоні стиснутої зони: $\varepsilon_{c(2)} = \frac{\sigma_{c(2)}}{E_{cd}}$.
16	Деформації у бетоні розтягнутої зони: $\varepsilon_{c(1)} = \varepsilon_{c(2)} \frac{h-x}{x}$.
17	Кривина вигину від попереднього напруження: $\frac{1}{r_4} = \kappa = \frac{(\varepsilon_{c(1)} + \varepsilon_{c(2)})}{h}$
18	Вигин від попереднього напруження: $f_4 = \frac{1}{r_4} \times \frac{1}{8} \times l^2$.
19	Розрахунковий прогин: $f = f_1 - f_2 + f_3 - f_4$.
20	Зробити висновок про забезпечення жорсткості елемента.

Приклад 14

Вихідні дані:	
<p>максимальний згинальний момент від нетривалої дії постійних, змінних тривалих і короткочасних навантажень (повного навантаження) $M_{ser} = 54 \text{ кНм}$; максимальний згинальний момент від нетривалої дії постійних і змінних тривалих навантажень $M_{nl} = 46,7 \text{ кНм}$; максимальний згинальний момент від тривалої дії постійних і змінних тривалих навантажень $M_l = 54,1 \text{ кНм}$; робоча арматура $8\text{Ø}12\text{A}800$; площа перерізу напруженої арматури $A_{p,факт} = 904,3 \text{ мм}^2$ (фактично прийнята); розрахунковий опір арматури класу А800 $f_{pd} = 637 \text{ МПа}$; модуль пружності напруженої арматури $E_p = 190000 \text{ МПа}$; захисний шар бетону для робочої арматури $c = 30 \text{ мм}$; клас бетону $\text{C}25/30$; розрахункова міцність бетону на стиск $f_{cd} = 17 \text{ МПа}$; висота перерізу $h = 220 \text{ мм}$; розрахункове значення модуля пружності бетону $E_{cd} = 25000 \text{ МПа}$; розрахунковий проліт $l = 5,84 \text{ м}$; коефіцієнт для визначення прогину, що залежить від розрахункової схеми $k_m = 5/48$; зусилля попереднього обтіску $P = 415,7 \text{ кН}$; відстань від нижньої грані до центру ваги перерізу $y = 10,8 \text{ см}$; радіус інерції перерізу $r = 5,43 \text{ см}$; площа зведеного перерізу $A_{red} = 1897 \text{ см}^2$; момент опору зведеного перерізу $W_{red} = 10304,9 \text{ см}^3$.</p>	
Визначення прогину від нетривалої дії постійних, змінних	

тривалих і короткочасних навантажень (повного навантаження) при $\gamma_{fm} = 1$ і $M_{ser} = M_n = 54 \text{ кНм}$	
1	Фактична робоча висота перерізу: $d_0 = h - a = 22,0 - c - \varnothing/2 = 22,0 - 3,0 - 1,2/2 = 18,4 \text{ см.}$
2	Коефіцієнт: $\alpha_m = M / bd_0^2 f_{cd} = 54 \cdot 10^6 / (1470 \cdot 184^2 \cdot 17) = 0,064.$
3	За $\alpha_m = 0,064$ у додатку 4 знайти відповідні значення $\xi = 0,083, \zeta = 0,967.$
4	Висота стиснутої зони: $x = d_0 \xi = 18,4 \cdot 0,083 = 1,5 \text{ см.}$
5	Необхідна кількість арматури (за розрахунком на дію згинального моменту від експлуатаційного навантаження) $A_p = M / f_{pd} d_0 \zeta = 54 \cdot 10^6 / (637 \cdot 184 \cdot 0,967) = 4,764 \text{ см}^2.$
6	Фактичні деформації арматури від експлуатаційного навантаження: $\varepsilon_s = \frac{A_p}{A_{p.fakt}} \frac{f_{pd}}{E_p} = \frac{4,764}{9,043} \times \frac{637}{190000} = 0,00176.$
7	Деформації бетону стиснутої фібри від експлуатаційного навантаження: $\varepsilon_{c(1)} = \varepsilon_s \frac{x}{d_0 - x} = 0,00176 \frac{1,5}{18,4 - 1,5} = 0,00015 \cdot$
8	Осереднені деформації розтягнутої фібри бетону: $\varepsilon_{c(2)} = \varepsilon_{c(1)} \frac{h - x}{x} = 0,00015 \frac{22,0 - 1,5}{1,5} = 0,00214 \cdot$
9	Кривина від експлуатаційного навантаження $\frac{1}{r_1} = \varkappa = \frac{(\varepsilon_{c(1)} + \varepsilon_{c(2)})}{h} = \frac{0,00015 + 0,00214}{22,0} = 1,04 \times 10^{-4} \text{ см}^{-1}.$
10	Прогин від експлуатаційного навантаження: $f_I = \frac{1}{r_1} k_m l^2 = 1,04 \times 10^{-4} \times \frac{5}{48} \times 584^2 = 3,695 \text{ см.}$
Визначення прогину від нетривалої дії постійних і змінних тривалих навантажень при $\gamma_{fm} = 1$ і $M_{nl} = 46,7 \text{ кНм}$ (повторити розрахунок за алгоритмом, починаючи з п.2)	
2	Коефіцієнт:

	$\alpha_m = M / bd_0^2 f_{cd} = 46,7 \cdot 10^6 / (1470 \cdot 184^2 \cdot 17) = 0,055.$
3	За $\alpha_m = 0,064$ у додатку 4 знайти відповідні значення $\xi = 0,071, \zeta = 0,972.$
4	Висота стиснутої зони: $x = d_0 \xi = 18,4 \cdot 0,071 = 1,3 \text{ см}.$
5	Необхідна кількість арматури (за розрахунком на дію згинального моменту від нетривалої дії постійних і змінних тривалих навантажень) $A_p = M / f_{pd} d_0 \zeta = 46,7 \cdot 10^6 / (637 \cdot 184 \cdot 0,972) = 4,099 \text{ см}^2.$
6	Фактичні деформації арматури: $\varepsilon_s = \frac{A_p}{A_{p,fakt}} \frac{f_{pd}}{E_p} = \frac{4,099}{9,043} \times \frac{637}{190000} = 0,00152.$
7	Деформації бетону стиснутої фібри: $\varepsilon_{c(1)} = \varepsilon_s \frac{x}{d_0 - x} = 0,00152 \frac{1,3}{18,4 - 1,3} = 0,000116 .$
8	Осереднені деформації розтягнутої фібри бетону: $\varepsilon_{c(2)} = \varepsilon_{c(1)} \frac{h - x}{x} = 0,000116 \frac{22,0 - 1,3}{1,3} = 0,00185 .$
9	Кривина від нетривалої дії постійних і змінних тривалих навантажень: $\frac{1}{r_2} = \varkappa = \frac{(\varepsilon_{c(1)} + \varepsilon_{c(2)})}{h} = \frac{0,000116 + 0,00185}{22,0} = 8,94 \times 10^{-5} \text{ см}^{-1}.$
10	Прогин від нетривалої дії постійних і змінних тривалих навантажень: $f_2 = \frac{1}{r_2} k_m l^2 = 8,94 \times 10^{-5} \times \frac{5}{48} \times 584^2 = 3,176 \text{ см}.$
Визначення прогину від тривалої дії постійних і змінних тривалих навантажень при $\gamma_m > 1$ і $M_l = 54,1 \text{ кНм}$ (повторити розрахунок за алгоритмом, починаючи з п.2)	
2	Коефіцієнт: $\alpha_m = M / bd_0^2 f_{cd} = 54,1 \cdot 10^6 / (1470 \cdot 184^2 \cdot 17) = 0,064.$
3	За $\alpha_m = 0,064$ у додатку 4 знайти відповідні значення $\xi = 0,083, \zeta = 0,967.$

4	Висота стиснутої зони: $x = d_0 \xi = 18,4 \cdot 0,083 = 1,5 \text{ см.}$
5	Необхідна кількість арматури (за розрахунком на дію згинального моменту від довготривалого навантаження) $A_p = M / f_{pd} d_0 \xi = 54,1 \cdot 10^6 / (637 \cdot 184 \cdot 0,967) = 4,773 \text{ см}^2.$
6	Фактичні деформації арматури від довготривалого навантаження: $\varepsilon_s = \frac{A_p}{A_{p, \text{fakt}}} \frac{f_{pd}}{E_p} = \frac{4,773}{9,043} \times \frac{637}{190000} = 0,00177.$
7	Деформації бетону стиснутої фібри від довготривалого навантаження: $\varepsilon_{c(1)} = \varepsilon_s \frac{x}{d_0 - x} = 0,00177 \frac{1,5}{18,4 - 1,5} = 0,000157.$
8	Осереднені деформації розтягнутої фібри бетону: $\varepsilon_{c(2)} = \varepsilon_{c(1)} \frac{h - x}{x} = 0,000157 \frac{22,0 - 1,5}{1,5} = 0,002147.$
9	Кривина від довготривалого навантаження: $\frac{1}{r_3} = \varkappa = \frac{(\varepsilon_{c(1)} + \varepsilon_{c(2)})}{h} = \frac{0,000157 + 0,002147}{22,0} = 1,047 \times 10^{-4} \text{ см}^{-1}.$
10	Прогин від довготривалого навантаження: $f_3 = \frac{1}{r_3} k_m l^2 = 1,047 \times 10^{-4} \times \frac{5}{48} \times 584^2 = 3,719 \text{ см.}$
Визначення вигину елемента внаслідок усадки і повзучості бетону від зусилля попереднього обтиску $P = 415,7 \text{ кН}$	
11	Ексцентриситет сили попереднього натягу: $e_{op} = y - a = 10,8 - 3,6 = 7,2 \text{ см.}$
12	Якщо $e_{op} > r$, то розрахунок виконати за другою формою рівноваги, перейти до п. 13. $e_{op} = y - a = 10,8 - 3,6 = 7,2 \text{ см} > r = 5,43 \text{ см.}$ Якщо $e_{op} < r$, розрахунок виконують за першою формою рівноваги.

13	Висота стиснутої зони: $x = x_R = d_0 \xi_R = 18,4 \times 0,427 = 7,85 \text{ см.}$
14	Напруження в бетоні стиснутої зони: $\sigma_{c(2)} = \frac{P}{A_{red}} + \frac{P \cdot e_{op}}{W_{red}} = \frac{415,7}{1897} + \frac{415,7 \times 7,2}{10304,9} = 0,5096 \text{ кН/см}^2.$
15	Деформації у бетоні стиснутої зони: $\varepsilon_{c(2)} = \frac{\sigma_{c(2)}}{E_{cd}} = \frac{0,5096}{2500} = 0,000204.$
16	Деформації у бетоні розтягнутої зони: $\varepsilon_{c(1)} = \varepsilon_{c(2)} \frac{h-x}{x} = 0,000204 \frac{22-7,85}{7,85} = 0,00037.$
17	Кривина вигину від попереднього напруження: $\frac{1}{r_4} = \varkappa = \frac{(\varepsilon_{c(1)} + \varepsilon_{c(2)})}{h} = \frac{0,00037 + 0,000204}{22} = 2,61 \times 10^{-5} \text{ см}^{-1}.$
18	Вигин від попереднього напруження: $f_4 = \frac{1}{r_4} \times \frac{1}{8} \times l^2 = 2,61 \times 10^{-5} \times \frac{1}{8} \times 584^2 = 1,11 \text{ см.}$
19	Розрахунковий прогин: $f = f_1 - f_2 + f_3 - f_4 = 3,695 - 3,176 + 3,719 - 1,11 = 3,128 \text{ см.}$
20	Зробити висновок про забезпечення жорсткості елемента: Вважаємо, що жорсткість плити забезпечена.

ДОДАТКИ

Додаток 1

Характеристики міцності і деформативності бетону ([1], табл. 3.1)

Характеристика	Клас бетону за міцністю											Аналітична залежність (пояснення)
	C8/10	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/35	C32/40	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60	
$f_{ck,cube}$, (МПа)	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	$f_{cm,cube} = \frac{f_{ck,cube}}{1-1,64V_c}$ *)
$f_{cm,cube}$, (МПа)	13	19	25	32	38	45	51	58	64	71	77	
$f_{ck,prism}$, (МПа)	7,5	11	15	18,5	22	25,5	29	32	36	39,5	43	
f_{cd} , (МПа)	6,0	8,5	11,5	14,5	17	19,5	22	25	27,5	30	33	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$
f_{ctm} , (МПа)	1,2	1,6	1,9	2,2	2,6	2,8	3,0	3,2	3,5	3,8	4,1	
$f_{ctk,0,05}$, (МПа)	0,8	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,1	2,2	2,5	2,7	3,0	$f_{ctk,0,05} = 0,7 f_{ctm}$ (5%)
$f_{ctk,0,95}$, (МПа)	1,6	2,0	2,5	2,9	3,4	3,6	3,9	4,2	4,6	4,9	5,3	$f_{ctk,0,95} = 1,3 f_{ctm}$ (95%)
E_{cm} , (ГПа)	18	23	27	30	32,5	34,5	36	37,5	39	39,5	40	
E_{ck} , (ГПа)	15	20	23	26	29	31	32	34	35	36	37	
E_{cd} , (ГПа)	12,6	16,3	20	23	25	27	28,5	30,5	32	33	34	
$\epsilon_{c1,ck}$, ‰	1,57	1,61	1,66	1,71	1,76	1,81	1,86	1,90	1,94	1,98	2,02	
$\epsilon_{c1,cd}$, ‰	1,56	1,58	1,62	1,65	1,69	1,72	1,76	1,80	1,84	1,87	1,91	
$\epsilon_{cu1,ck}$, ‰	4,50	4,40	4,15	3,85	3,55	3,25	3,00	2,83	2,63	2,50	2,40	
$\epsilon_{cu1,cd}$, ‰	3,75	3,70	3,59	3,44	3,28	3,10	2,93	2,72	2,57	2,43	2,29	
$\epsilon_{c3,ck}$, ‰	0,50	0,55	0,65	0,71	0,76	0,82	0,91	0,94	1,03	1,10	1,16	$\epsilon_{c3,ck} = f_{ck,prism} / E_{ck}$
$\epsilon_{c3,cd}$, ‰	0,48	0,52	0,58	0,63	0,68	0,72	0,77	0,83	0,86	0,91	0,97	$\epsilon_{c3,cd} = f_{cd} / E_{cd}$
$\epsilon_{cu3,ck}$, ‰	4,05	3,96	3,73	3,46	3,20	2,93	2,70	2,55	2,37	2,25	2,16	$\epsilon_{cu3,ck} = 0,9 \epsilon_{cu1,ck}$
$\epsilon_{cu3,cd}$, ‰	3,38	3,33	3,23	3,10	3,00	2,80	2,64	2,45	2,31	2,19	2,06	$\epsilon_{cu3,cd} = 0,9 \epsilon_{cu1,cd}$

*) – величини $f_{cm,cube}$ в таблиці наведені виходячи зі значення коефіцієнта варіації V_c , який дорівнює 13,5%

Додаток 2

Міцнісні та деформативні характеристики арматури
(з використанням [2], табл. 3.4)

Характеристика арматури	Клас арматури							
	A240C	A400C	Bp-I			A500C		B500
	Ø6-40	Ø6-40	Ø3	Ø4	Ø5	Ø8-22	Ø25-40	Ø4-16
γ_s (табл. 1.1)	1,05	1,10	1,25	1,25	1,25	1,15	1,20	1,20
f_{yk} , МПа	240	400	410	405	395	500	500	500
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s^*$, МПа	225	365	375	365	360	435	415	415
f_{ywd} , МПа	170	285	270	265	260	300	300	300
$f_{ywk} = f_{ywd} \gamma_s^{**}$, МПа	180	310	335	330	325	345	360	360
E_s , МПа	$2,1 \times 10^5$	$2,1 \times 10^5$	$1,7 \times 10^5$	$1,7 \times 10^5$	$1,7 \times 10^5$	$2,0 \times 10^5$	$2,0 \times 10^5$	$1,9 \times 10^5$
ϵ_{s0}	0,00107	0,00174	0,00220	0,00215	0,00212	0,00217	0,00207	0,00218
ϵ_{ud}	0,025	0,025	0,012	0,012	0,012	0,020	0,020	0,012

*) – величини розрахункового значення міцності арматури на межі текучості визначені з урахуванням коефіцієнтів надійності за табл. 1.1.
 **) – величини характеристичного значення міцності поперечної арматури на межі текучості визначені з урахуванням коефіцієнтів надійності γ_s .
 ϵ_{s0} – пружна деформація арматури, коли напруження досягли межі розрахункової міцності f_{yd} .
 ϵ_{ud} – максимальна розрахункова деформація.

Характеристичні значення опору та деформаційних характеристик попередньо напруженої арматури ([2], табл. 3.5)

Клас арматури	Характеристики арматури			
	f_{pk} , МПа	$f_{p0,1k}$, МПа	E_p , МПа	ϵ_{uk}
A600, A600C, A600K	630	575	190000	0,020
A800, A800K, A800CK	840	765	190000	0,018
A1000	1050	955	190000	0,018
Bp1200	1260	1145	190000	0,016
Bp1300	1365	1240	190000	0,016
Bp1400	1470	1335	190000	0,016
Bp1500	1575	1430	190000	0,016
K1400 (K-7)	1470	1335	180000	0,014
K1500 (K-19)	1575	1430	180000	0,014

Механічні властивості прокату за ДСТУ 3760-2006 ([3], табл. 5)

Клас арматурного прокату	Температура електронагріву, °С	Тимчасовий опір розтягу, МПа	Умовна (фізична) межа текучості, МПа	Відносне видовження після розриву, %	Відносне рівномірне видовження після розриву, %	Повне відносне видовження при максимальному навантаженні, %	Початковий модуль пружності, $E \cdot 10^{-4}$, МПа	Кут вигину при випробуванні на згин у холодному стані, град	Діаметр оправки
A240C	-	370	240	25	-	-	21	180	0,5d _n
A300C	-	490	290	19	-	2,5	21	180	3d _n
A400C	-	500	400	16	-	2,5	20	90	3d _n
A500C	-	600	500	14	-	2,5	19	90	3d _n
A600	400	800	600	12	4	2,5	19	45	5d _n
A600C									
A600K									
A800									
A800K	400	1000	800	8	2	3,5	19	45	5d _n
A1000	450	1250	1000	7	2	3,5	19	45	5d _n

Додаток 3

Сортамент прокату за ДСТУ 3760-2006 ([3], табл. 1)

Номінальний діаметр прокату, d_n , мм	Діаметр (розрахунковий), d , мм	Номінальна площа поперечного перерізу, мм ²	Маса 1 метра довжини прокату	
			розрахункове значення, кг	граничний відхил, %
5,5	–	23,8	0,187	±8,0
6,0	5,5	28,3	0,222	
8,0	7,5	50,3	0,395	
10,0	9,0	78,5	0,617	+ 5,0/-6,0
12,0	10,9	113,0	0,888	
14,0	12,6	154,0	1,21	
16,0	14,8	201,0	1,58	±4,5
18,0	16,6	254,0	2,00	
20,0	18,5	314,0	2,47	
22,0	20,8	380,0	2,98	
25,0	23,2	491,0	3,85	
28,0	25,6	616,0	4,83	
32,0	30,6	804,0	6,31	
36,0	34,3	1018,0	7,99	
40,0	38,2	1256,0	9,86	

Примітка. Маса прутка в кг обчислена для номінальних діаметрів за густини сталі, що дорівнює 7,85 кг/дм³.

Розрахункові площі поперечного перерізу арматури та її маса

Діаметр стержня	Площа перерізу арматури при кількості стержнів, мм ²										Маса 1 м, кг
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
3	7.1	14.1	21.2	28.3	35.3	42.4	49.5	56.5	63.6	70.7	0.0555
4	12.6	25.1	37.7	50.2	62.8	75.4	87.9	100.5	113.0	125.6	0.0986
4.5	15.9	31.8	47.7	63.6	79.5	95.4	111.3	127.2	143.1	159.0	0.1248
5	19.6	39.3	58.9	78.5	98.1	117.8	137.4	157.0	176.6	196.3	0.1541
5.5	23.7	47.5	71.2	95.0	118.7	142.5	166.2	190.0	213.7	237.5	0.1864
6	28.3	56.5	84.8	113.0	141.3	169.6	197.8	226.1	254.3	282.6	0.2218
6.5	33.2	66.3	99.5	132.7	165.8	199.0	232.2	265.3	298.5	331.7	0.2604
7	38.5	76.9	115.4	153.9	192.3	230.8	269.3	307.7	346.2	384.7	0.3020
7.5	44.2	88.3	132.5	176.6	220.8	264.9	309.1	353.3	397.4	441.6	0.3466
8	50.2	100.5	150.7	201.0	251.2	301.4	351.7	401.9	452.2	502.4	0.3944
8.5	56.7	113.4	170.1	226.9	283.6	340.3	397.0	453.7	510.4	567.2	0.4452
9	63.6	127.2	190.8	254.3	317.9	381.5	445.1	508.7	572.3	635.9	0.4991
9.5	70.8	141.7	212.5	283.4	354.2	425.1	495.9	566.8	637.6	708.5	0.5561
10	78.5	157.0	235.5	314.0	392.5	471.0	549.5	628.0	706.5	785.0	0.6162
11	95.0	190.0	285.0	379.9	474.9	569.9	664.9	759.9	854.9	949.9	0.7456
12	113.0	226.1	339.1	452.2	565.2	678.2	791.3	904.3	1017.4	1130.4	0.8874
14	153.9	307.7	461.6	615.4	769.3	923.2	1077.0	1230.9	1384.7	1538.6	1.2078
16	201.0	401.9	602.9	803.8	1004.8	1205.8	1406.7	1607.7	1808.6	2009.6	1.5775
18	254.3	508.7	763.0	1017.4	1271.7	1526.0	1780.4	2034.7	2289.1	2543.4	1.9966
20	314.0	628.0	942.0	1256.0	1570.0	1884.0	2198.0	2512.0	2826.0	3140.0	2.4649
22	379.9	759.9	1139.8	1519.8	1899.7	2279.6	2659.6	3039.5	3419.5	3799.4	2.9825
25	490.6	981.3	1471.9	1962.5	2453.1	2943.8	3434.4	3925.0	4415.6	4906.3	3.8514
28	615.4	1230.9	1846.3	2461.8	3077.2	3692.6	4308.1	4923.5	5539.0	6154.4	4.8312
32	803.8	1607.7	2411.5	3215.4	4019.2	4823.0	5626.9	6430.7	7234.6	8038.4	6.3101
36	1017.4	2034.7	3052.1	4069.4	5086.8	6104.2	7121.5	8138.9	9156.2	10173.6	7.9863
40	1256.0	2512.0	3768.0	5024.0	6280.0	7536.0	8792.0	10048.0	11304.0	12560.0	9.8596

Додаток 4

ЗНАЧЕННЯ коефіцієнтів α_m, ξ, ζ

ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m
0.01	0.996	0.008	0.35	0.860	0.241	0.69	0.724	0.400
0.02	0.992	0.016	0.36	0.856	0.247	0.70	0.720	0.403
0.03	0.988	0.024	0.37	0.852	0.252	0.71	0.716	0.407
0.04	0.984	0.031	0.38	0.848	0.258	0.72	0.712	0.410
0.05	0.980	0.039	0.39	0.844	0.263	0.73	0.708	0.413
0.06	0.976	0.047	0.40	0.840	0.269	0.74	0.704	0.417
0.07	0.972	0.054	0.41	0.836	0.274	0.75	0.700	0.420
0.08	0.968	0.062	0.42	0.832	0.280	0.76	0.696	0.423
0.09	0.964	0.069	0.43	0.828	0.285	0.77	0.692	0.426
0.10	0.960	0.077	0.44	0.824	0.290	0.78	0.688	0.429
0.11	0.956	0.084	0.45	0.820	0.295	0.79	0.684	0.432
0.12	0.952	0.091	0.46	0.816	0.300	0.80	0.680	0.435
0.13	0.948	0.099	0.47	0.812	0.305	0.81	0.676	0.438
0.14	0.944	0.106	0.48	0.808	0.310	0.82	0.672	0.441
0.15	0.940	0.113	0.49	0.804	0.315	0.83	0.668	0.444
0.16	0.936	0.120	0.50	0.800	0.320	0.84	0.664	0.446
0.17	0.932	0.127	0.51	0.796	0.325	0.85	0.660	0.449
0.18	0.928	0.134	0.52	0.792	0.329	0.86	0.656	0.451
0.19	0.924	0.140	0.53	0.788	0.334	0.87	0.652	0.454
0.20	0.920	0.147	0.54	0.784	0.339	0.88	0.648	0.456
0.21	0.916	0.154	0.55	0.780	0.343	0.89	0.644	0.459
0.22	0.912	0.161	0.56	0.776	0.348	0.90	0.640	0.461
0.23	0.908	0.167	0.57	0.772	0.352	0.91	0.636	0.463
0.24	0.904	0.174	0.58	0.768	0.356	0.92	0.632	0.465
0.25	0.900	0.180	0.59	0.764	0.361	0.93	0.628	0.467
0.26	0.896	0.186	0.60	0.760	0.365	0.94	0.624	0.469
0.27	0.892	0.193	0.61	0.756	0.369	0.95	0.620	0.471
0.28	0.888	0.199	0.62	0.752	0.373	0.96	0.616	0.473
0.29	0.884	0.205	0.63	0.748	0.377	0.97	0.612	0.475
0.30	0.880	0.211	0.64	0.744	0.381	0.98	0.608	0.477
0.31	0.876	0.217	0.65	0.740	0.385	0.99	0.604	0.478
0.32	0.872	0.223	0.66	0.736	0.389	1.00	0.600	0.480
0.33	0.868	0.229	0.67	0.732	0.392			
0.34	0.864	0.235	0.68	0.728	0.396			

$$\alpha_m = 0,8\xi(1-0,4\xi); \quad \zeta = 1-0,4\xi.$$

Додаток 5

Граничні значення відносної висоти стиснутої зони ξ_R

Бетон		Арматура					
Класи	ε_{cu3} , ‰	A240C	A400C	A500C	A500	B500	Bp-I
		$\varepsilon_{yk} = 1,07$ ‰	$\varepsilon_{yk} = 1,74$ ‰	$\varepsilon_{yk} = 2,17$ ‰	$\varepsilon_{yk} = 2,29$ ‰	$\varepsilon_{yk} = 2,19$ ‰	$\varepsilon_{yk} = 1,88$ ‰
C8/10	3.38	0.760	0.660	0.617	0.595	0.607	0.643
C12/15	3.33	0.757	0.657	0.613	0.591	0.603	0.639
C16/20	3.23	0.751	0.650	0.606	0.584	0.596	0.632
C20/25	3.10	0.743	0.640	0.596	0.574	0.586	0.622
C25/30	3.00	0.737	0.633	0.588	0.566	0.578	0.615
C30/35	2.80	0.724	0.617	0.571	0.549	0.561	0.598
C32/40	2.64	0.712	0.603	0.557	0.534	0.547	0.584
C35/45	2.45	0.696	0.585	0.538	0.516	0.528	0.566
C40/50	2.31	0.683	0.570	0.524	0.501	0.513	0.551
C45/55	2.19	0.672	0.557	0.510	0.488	0.500	0.538
C50/60	2.06	0.658	0.542	0.495	0.472	0.485	0.523

$$\xi_R = \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yk}}$$

Граничні значення коефіцієнта α_R

Бетон		Арматура					
Класи	$\varepsilon_{сиз}$, ‰	A240С	A400С	A500С	A500	B500	Вр-I
		$\varepsilon_{yk} = 1,07$ ‰	$\varepsilon_{yk} = 1,74$ ‰	$\varepsilon_{yk} = 2,17$ ‰	$\varepsilon_{yk} = 2,29$ ‰	$\varepsilon_{yk} = 2,19$ ‰	$\varepsilon_{yk} = 1,88$ ‰
C8/10	3.38	0.423	0.389	0.368	0.363	0.368	0.382
C12/15	3.33	0.422	0.387	0.367	0.361	0.366	0.381
C16/20	3.23	0.420	0.385	0.364	0.358	0.363	0.378
C20/25	3.10	0.418	0.381	0.360	0.354	0.359	0.374
C25/30	3.00	0.416	0.378	0.356	0.351	0.356	0.371
C30/35	2.80	0.411	0.372	0.349	0.343	0.348	0.364
C32/40	2.64	0.407	0.366	0.343	0.337	0.342	0.358
C35/45	2.45	0.402	0.358	0.334	0.328	0.333	0.350
C40/50	2.31	0.397	0.352	0.327	0.321	0.326	0.344
C45/55	2.19	0.393	0.346	0.321	0.315	0.320	0.338
C50/60	2.06	0.388	0.340	0.314	0.307	0.312	0.331

$$\alpha_R = 0,8 \xi_R (1 - 0,4 \xi_R).$$

Додаток 6

Класи наслідків (відповідальності) об'єктів [4, п. 5.1.5]

Клас наслідків (відповідальності) об'єкта	Характеристики можливих наслідків відмови об'єкта				
	Можлива небезпека, кількість осіб			Обсяг можливого економічного збитку, м.р.з.п.	Припинення функціонування лінійних об'єктів інженерно-транспортної інфраструктури, об'єктів комунікацій, зв'язку, енергетики та інженерних мереж, рівень
Для здоров'я і життя людей, які постійно перебувають на об'єкті	Для здоров'я і життя людей, які періодично перебувають на об'єкті	Для життєдіяльності людей, які знаходяться зовні об'єкта			
СС3 значні наслідки	понад 400	понад 1000	понад 50 000	понад 50 000	загальнодержавний
СС2 середні наслідки	понад 50 до 400 включно	понад 100 до 1000 включно	понад 100 до 50 000 включно	понад 2 500 до 50 000 включно	регіональний, місцевий
СС1 незначні наслідки	до 50 включно	до 100 включно	до 100 включно	до 2 500 включно	об'єктовий
<p>Примітка 1. Вважається, що на об'єкті постійно перебувають люди, якщо вони перебувають там більше ніж вісім годин на добу і не менш ніж 150 днів на рік (загалом не менше 1200 годин за рік). Особами, що періодично відвідують об'єкт, вважаються ті, що заповнюють його не більше восьми годин на добу протягом не більше ніж 150 днів на рік (загалом від 450 до 1200 годин за рік). Можливою небезпекою для життєдіяльності людей є ймовірне порушення нормальних умов життєдіяльності більш ніж на три доби відповідно [3].</p> <p>Примітка 2. Обсяг можливого економічного збитку визначається відповідно до Методики [1]</p> <p>Примітка 3. Мінімальний розмір заробітної плати (м.р.з.п.) щорічно встановлюється [2].</p>					

Додаток 7

Строк експлуатації будівель та інженерних споруд [4, п. 5.3.2]

Найменування	Орієнтовне значення розрахункового строку експлуатації T_{ef} , років
Будівлі:	
житлові та громадські	100
виробничі та допоміжні	60
складські	60
сільськогосподарські	50
мобільні збірно-розбірні (у тому числі промислові, житлові та інші)	20
мобільні контейнерні	15
Інженерні споруди:	
мости, в залежності від типу	80-100
греблі	120
тунелі	120
резервуари для води	80
резервуари для нафти і нафтопродуктів	40
резервуари для хімічної промисловості	30
ємнісні конструкції для сильних матеріалів	20-30
башти і щогли, в залежності від призначення	20-40
димові труби	30
тепліці	30
Примітка. Наведені значення T_{ef} не призначені для нарахування амортизаційних відрахувань або для інших цілей, відмінних від оцінювання надійності.	

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. Зі Зміною № 1.
2. ДСТУ Б В.2.6.-156:2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування.
3. ДСТУ 3760-2019. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій.
4. ДБН В.1.2-14:2018. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. Зі Зміною № 1.
5. ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. Зі Змінами № 1 та № 2.
6. Eurocode-2: Design of concrete structures. – Part 1-1: General rules and rules for building: EN 1992-1-1. – [Final draft, december, 2004]. – Brussels: CEN, – 2004. – 225 p. – Європейський стандарт.
7. Uzhehova O.A., Uzhegov S.O., Rothko S.V., Kislyuk D.Ya., Samchuk V.P. Calculation of elements of reinforced concrete structures: monograph. Lutsk: LNTU, 2023. 161 p.
8. Ротко С.В., Ужегова О.А., Задорожнікова І.В., Кислюк Д.Я., Ужегов С.О. Залізобетонні конструкції: Навчальний посібник / Луцьк: ЛНТУ, 2021. – 404 с.
9. <http://postroy.net.ua/> – форум будівельників та проєктантів.

ЗМІСТ

Передмова	3
Позначення	4
1. Основи проектування	7
2. Матеріали для бетонних та залізобетонних конструкцій	13
2.1. Бетон	13
2.2. Арматура	13
3. Основні фізико-механічні характеристики матеріалів для залізобетонних конструкцій	18
3.1. Кубикова міцність бетону	18
3.2. Призмova міцність бетону	20
3.3. Міцність бетону на розтяг, зріз та сколювання	21
3.4. Види деформацій у бетоні	22
3.5. Класи і марки бетону	24
3.6. Розрахункові характеристики бетону	26
3.7. Арматура	29
4. Розрахунок за міцністю нормальних перерізів згинальних елементів	34
4.1. Визначення площі перерізу поздовжньої арматури в згинальних елементах прямокутного профілю з одиничним армуванням за умовою міцності нормальних перерізів	35
4.2. Визначення площі перерізу поздовжньої арматури в згинальних елементах прямокутного профілю з подвійним армуванням за умовою міцності нормальних перерізів	38
4.3. Розрахунок згинальних елементів таврового профілю	42
5. Визначення несучої здатності нормальних перерізів	49
5.1. Визначення несучої здатності прямокутних перерізів за умови $x \leq x_R$ та таврових з полицею в стиснутій зоні при $x \leq h_f$	50
5.2. Визначення несучої здатності таврових перерізів при $x > h_f$	54
5.3. Визначення несучої здатності прямокутних перерізів з подвійним армуванням	57
6. Розрахунок за міцністю похилих перерізів згинальних елементів	62

6.1.	Визначення площі поперечної арматури з використанням "фермової" моделі	64
7.	Стиснуті елементи	78
7.1.	Основні поняття. Урахування геометричних недосконалостей і впливи другого порядку	78
7.2.	Розрахунок стиснутих елементів за першою формою рівноваги	81
7.3.	Розрахунок стиснутих елементів за другою формою рівноваги	91
7.4.	Особливості конструювання колон	101
8.	Визначення величини попереднього натягу арматури на упори (на форму)	103
9.	Розрахунки за граничними станами другої групи	111
9.1.	Розрахунок на тріщиностійкість	111
9.2.	Розрахунок за деформаціями	124
	Додатки	136
	Список використаної літератури	146

- З 22 **Залізобетонні конструкції** [текст]: методичні вказівки до практичних занять для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти освітньо-професійної програми «Будівництво та цивільна інженерія» галузі знань 19 Архітектура та будівництво (G Інженерія, виробництво та будівництво) спеціальності 192 (G19) Будівництво та цивільна інженерія денної та заочної форм навчання / уклад. О.А. Ужегова, С.О. Ужегов. – Луцьк: ЛНТУ, 2026. – 152 с.

Комп'ютерний набір та верстка: О.А. Ужегова

Редактор: О.А. Ужегова

Підп. до друку 2026 р.
Формат 60x84/16. Папір офс. Гарнітура Таймс.
Ум. друк. арк. 9,5.
Тираж 50 прим.