



НАЦІОНАЛЬНИЙ СТАНДАРТ УКРАЇНИ

Конструкції будинків і споруд

**БЕТОННІ ТА ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ
З ВАЖКОГО БЕТОНУ
Правила проектування**

ДСТУ Б В.2.6-156:2010

Київ
Мінрегіонбуд України
2011

ПЕРЕДМОВА

1 РОЗРОБЛЕНО:

Державне підприємство "Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій"
(ДП НДІБК)

РОЗРОБНИКИ:

А. Бамбура, д-р техн. наук (науковий керівник); **М. Безбожна**; **О. Гурківський**, канд. техн. наук; **О. Дорогова**; **Т. Мірошник**; **П. Кривошесв**, канд. техн. наук; **Ю. Немчинов**, д-р техн. наук; **І. Сазонова**; **Ю. Слюсаренко**, канд. техн. наук; **В. Тарасюк**, канд. техн. наук.

За участю:

КНУБА: **А. Барашиков**, д-р техн. наук

ПДАБА: **М. Савицький**, д-р техн. наук

ХДТУБА: **А. Шагін**, д-р техн. наук; **С. Фомін**, д-р техн. наук

Полтавський НТУ ім. Ю. Кондратюка: **А. Павліков**, д-р техн. наук; **В. Митрофанов**, канд. техн. наук

ОДАБА: **В. Дорофеев**, д-р техн. наук; **В. Карпюк**, канд. техн. наук

Національний університет водного господарства та природокористування (м. Рівне):

Є. Бабич, д-р техн. наук

Національний авіаційний університет: **В. Колчунов**, д-р техн. наук; **І. Яковенко**, канд. техн. наук

Уманський державний педагогічний університет: **Т. Азізов**, д-р техн. наук

ПАТ "КІЇВЗНДІЕП": **В. Куцевич**, д-р архітектури; **Б. Губов**

"Проектний інститут "КІЇВСЬКИЙ ПРОМБУДПРОЕКТ": **Е. Воловик**

3 ПОГОДЖЕНО:

Держпожбезпеки МНС України, лист від 03.12.2010 р. № 36/4/8175

Мінпромполітики України, лист від 25.01.2011 р. № 13/5-2-3983

Держгірпромнагляд, лист від 24.11.2010 р. № 1/05-2.6-13/8681

4 ВНЕСЕНО:

Управління технічного регулювання в будівництві Мінрегіонбуду України

5 ПРИЙНЯТО ТА НАДАНО ЧИННОСТІ:

наказ Мінрегіонбуду України від 28 грудня 2010 р. № 566, чинний з 1 червня 2011 р.

6 УВЕДЕНО ВПЕРШЕ

**Право власності на цей документ належить державі.
Цей документ не може бути повністю чи частково відтворений,
тиражований і розповсюджений як офіційне видання без дозволу
Міністерства регіонального розвитку та будівництва України**

© Мінрегіонбуд України, 2011

Офіційний видавець нормативних документів
у галузі будівництва і промисловості будівельних матеріалів
Мінрегіонбуду України

Державне підприємство "Укрархбудінформ"

ЗМІСТ

	С.
Вступ	V
1 Сфера застосування	1
2 Нормативні посилання	2
3 Матеріали для бетонних і залізобетонних конструкцій	3
3.1 Бетон	3
3.2 Арматура	8
3.3 Попередньо напружені елементи і конструкції	12
4 Розрахунок елементів бетонних і залізобетонних конструкцій за граничним станом I групи	18
4.1 Розрахунок залізобетонних елементів за несучою здатністю	18
4.2 Несуча здатність залізобетонних елементів прямокутного перерізу на дію згинальних моментів та поздовжніх сил	19
4.3 Несуча здатність залізобетонних елементів двотаврового та таврового перерізів на дію згинальних моментів та поздовжніх сил	23
4.4 Несуча здатність залізобетонних елементів кругового перерізу на дію згинальних моментів та поздовжніх сил	26
4.5 Несуча здатність залізобетонних елементів при двовісному впливі згинальних моментів та поздовжніх сил	28
4.6 Розрахунок несучої здатності залізобетонних перерізів, похилих до поздовжньої вісі	29
4.7 Крутіння	38
4.8 Продавлювання	40
4.9 Розрахунок із використанням стиснуто-розтягнутих моделей	49
4.10 Місцева дія навантаження	53
4.11 Втома	54
5 Розрахунок елементів бетонних і залізобетонних конструкцій за граничними станами II групи	58
5.1 Загальні положення	58
5.2 Обмеження рівня напружень	58
5.3 Обмеження розкриття тріщин	58
5.4 Обмеження прогинів	65
6 Розрахунок конструкцій	69
6.1 Геометричні неточності	69
6.2 Впливи другого порядку	70
6.3 Робочий проліт l_{eff}	73
6.4 Врахування впливу повзучості	75
7 Основні правила конструювання бетонних і залізобетонних конструкцій	75
7.1 Загальні положення	75
7.2 Анкерування поздовжньої арматури	76
7.3 Передача зусиль через напуски та механічні з'єднання	82
7.4 Заанкерування арматурних пучків	86
7.5 Анкерування попередньо напружених пучків	87

8	Особливі правила конструювання звичайних та попередньо напружених залізобетонних елементів	91
8.1	Загальні положення	91
8.2	Балки	91
8.3	Суцільні (нерозрізні) плити	97
8.4	Плоскі плити (безбалкові)	98
8.5	Колони	100
8.6	Стіни	101
8.7	Балки-стілки	101
8.8	Фундаменти	101
8.9	Системи в'язей	105
9	Конструкції з неармованого і малоармованого бетону	107
9.1	Загальні положення	107
9.2	Матеріали	107
9.3	Спрощений метод розрахунку стін та колон	107
10	Додаткові положення для збірних залізобетонних елементів і конструкцій	108
10.1	Конструктивний розрахунок	108
Додаток А		
	Алгоритм розв'язання системи нелінійних рівнянь рівноваги залізобетонного розрахункового перерізу за деформаційним методом	115

ВСТУП

У даному стандарті наведені основні правила, методи розрахунку та проектування бетонних та залізобетонних конструкцій промислових, громадських будівель та споруд з важкого конструкційного бетону, які забезпечують виконання основних вимог ДБН В.2.6-98 "Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування" щодо забезпечення несучої здатності, придатності до експлуатації, надійності та здатності конструкцій зберігати необхідні експлуатаційні якості протягом усього строку служби.

Даний стандарт не поширюється на розрахунок та проектування:

- вогнестійкості конструкцій; конструкцій, які експлуатуються за температури навколишнього середовища вище 50 °С і нижче мінус 70 °С;
- спеціальних типів будівель (розрахунок висотних будівель умовною висотою понад 73,5 м на прогресуюче обвалення тощо);
- спеціальних типів цивільних споруд, на які є окремі норми (віадуки, мости, дамби, резервуари під тиском, прибережні платформи та водозахисні споруди);
- конструкцій із фібробетону, дрібнозернистих бетонів, та пінобетонних складових, а також конструкцій із бетону з надважкими заповнювачами;
- сталезалізобетонних та збірно-монолітних конструкцій, а також конструкцій, які піддаються циклічним та динамічним впливам, впливу агресивного середовища.

Положення даного стандарту не поширюються на проектування бетонних і залізобетонних конструкцій покриттів автомобільних шляхів і аеродромів, атомних станцій.

Рішення щодо використання даного стандарту для забезпечення основних вимог відносно бетонних та залізобетонних конструкцій згідно з ДБН В.2.6-98 "Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування" приймається замовником або проектувальником. У випадку прийняття рішення щодо використання для проектування бетонних та залізобетонних конструкцій конкретних будівель та споруд даного стандарту повинні бути виконані всі передбачені в ньому вимоги.

У цьому стандарті позначення та одиниці фізичних величин прийняті відповідно до ДБН В.2.6-98 "Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування".

НАЦІОНАЛЬНИЙ СТАНДАРТ УКРАЇНИ

**Конструкції будинків і споруд
БЕТОННІ ТА ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ З ВАЖКОГО БЕТОНУ
Правила проектування**

Конструкции зданий и сооружений

БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ ИЗ ТЯЖЕЛОГО БЕТОНА

Правила проектирования

Structures of buildings and erections

**CONCRETE AND REINFORCED CONCRETE STRUCTURES WITH HEAVY WEIGHT
STRUCTURAL CONCRETE**

Design rules

Чинний з 2011-06-01**1 СФЕРА ЗАСТОСУВАННЯ**

1.1 Положення даного стандарту поширюються на проектування бетонних та залізобетонних конструкцій будинків та споруд різного призначення, виготовлених із важкого конструкційного бетону класів міцності на стиск від С8/10 до С50/60, які експлуатуються в кліматичних умовах України в неагресивному середовищі.

1.2 Бетонні та залізобетонні конструкції повинні задовольняти основні вимоги безпеки, які визначені у "Технічному регламенті будівельних виробів, будівель і споруд", затвердженому постановою Кабінету Міністрів України № 1764 від 20 грудня 2006 р., ДБН В.2.6-98, ДБН В.1.2-14 та ДБН В.1.2-7-2008. Для забезпечення вимог безпеки конструкції повинні мати такі початкові властивості, щоб із необхідним ступенем надійності для різних розрахункових ситуацій у процесі будівництва та експлуатації будівель і споруд була виключена можливість руйнування будь-якого характеру або порушення експлуатаційної придатності, пов'язаного із спричиненням шкоди для життя або здоров'я людини, майна або навколишнього середовища.

1.3 Бетонні та залізобетонні конструкції повинні бути надійно забезпеченими від виникнення всіх видів граничних станів розрахунками, вибором показників якості матеріалів, призначенням розмірів та конструюванням згідно з цими нормами. При цьому повинні бути виконані вимоги щодо вогнестійкості згідно з ДБН В.1.1-7, ДБН В.1.2-7 та технології виготовлення конструкцій, щодо експлуатації будинків та споруд, а також щодо екології, які регламентуються відповідними нормативними документами.

1.4 Бетонні і малоармовані конструкції використовуються:

– як правило, при стиску з розміщенням поздовжньої стискальної сили в межах поперечного перерізу елемента;

– в окремих випадках у конструкціях, які працюють на стиск при розміщенні поздовжньої стискальної сили за межами поперечного перерізу елемента, а також у згинальних елементах, у разі руйнування яких не виникає безпосередньої загрози життю людей і збереженню обладнання і коли використання бетонних і малоармованих конструкцій має економічну доцільність.

Конструкції розглядаються як бетонні і малоармовані, коли їх несуча здатність забезпечується тільки характеристиками бетону.

1.5 Розрахунок бетонних та залізобетонних конструкцій необхідно виконувати за граничними станами згідно з 2.2 ДБН В.2.6-98, які включають:

- граничні стани першої групи;
- граничні стани другої групи.

Розрахунки за граничними станами першої групи включають розрахунки щодо визначення несучої здатності з урахуванням в необхідних випадках деформованого стану конструкції.

Розрахунки за граничними станами другої групи включають розрахунки щодо виникнення та розкриття тріщин і за деформаціями.

1.6 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.

1.7 Розрахунки зусиль, напружень та деформацій від зовнішніх навантажень та впливів навколишнього середовища в бетонних і залізобетонних конструкціях слід виконувати за загальними правилами будівельної механіки з урахуванням фізичної та геометричної нелінійності роботи конструкції у системі.

Необхідно враховувати перерозподіл зусиль в елементах системи внаслідок нелінійних деформацій бетону й арматури та процесів тріщиноутворення за граничним станом, що розглядається.

1.8 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: 1,60 – при транспортуванні; 1,40 – при підйомі та монтажі. У цьому випадку враховується також коефіцієнт надійності за навантаженням.

Допускається приймати більш низькі, обґрунтовані в установленому порядку значення коефіцієнтів динамічності, але не нижче 1,25.

2 НОРМАТИВНІ ПОСИЛАННЯ

У цьому стандарті є посилання на такі нормативно-правові акти та нормативні документи:

Технічний регламент будівельних виробів, будівель і споруд, затверджений постановою Кабінету Міністрів України № 1764 від 20 грудня 2006 р.

ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування

ДБН В.1.2.-14:2009 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ

ДБН В. 1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування

ДБН В.1.1-7-2002 Захист від пожежі. Пожежна безпека об'єктів будівництва

ДБН В.1.2-7:2008 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Основні вимоги до споруд. Пожежна безпека

ДСТУ 3760:2006 Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови (ISO 6935-2:1991, NEQ)

ДСТУ Б В.2.6-2-2009 Конструкції будинків і споруд. Вироби бетонні і залізобетонні. Загальні технічні умови

ДСТУ Б В.2.7-32-95 Будівельні матеріали. Пісок щільний природний для будівельних матеріалів, виробів, конструкцій і робіт. Технічні умови

ДСТУ Б В.2.7-43-96 Будівельні матеріали. Бетони важкі. Технічні умови

ДСТУ Б В.2.7-46-96 Будівельні матеріали. Цементи загальнобудівельного призначення. Технічні умови

ДСТУ Б В.2.7-47-96 (ГОСТ 10060.0-95) Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення морозостійкості. Загальні вимоги

ДСТУ Б В.2.7-75-98 Будівельні матеріали. Щебінь та гравій щільні природні для будівельних матеріалів, виробів, конструкцій та робіт. Технічні умови

ДСТУ Б В.2.7-96-2000 (ГОСТ 7473-94) Будівельні матеріали. Суміші бетонні. Технічні умови

ДСТУ Б В.2.7-114-2002 (ГОСТ 10181-2000) Будівельні матеріали. Суміші бетонні. Методи випробувань

СНиП 2.01.01-82 Строительная климатология и геофизика (Будівельна кліматологія і геофізика)

СНиП 3.03.01-87 Несущие и ограждающие конструкции (Несучі та огорожувальні конструкції)

ГОСТ 5781-82 Сталь горячекатаная для армирования железобетонных конструкций. Технические условия (Сталь гарячекатана для армування залізобетонних конструкцій. Технічні умови)

ГОСТ 14098-91 Соединения сварные арматуры и закладных изделий железобетонных конструкций. Типы, конструкция и размеры (З'єднання зварні арматури і закладних виробів залізобетонних конструкцій. Типи, конструкція і розміри)

ДСТУ Б В.2.7-214:2009 Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення міцності за контрольними зразками

ДСТУ Б В.2.7-170:2008 Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення середньої густини, вологості, водопоглинання, пористості і водонепроникності

ДСТУ Б В.2.7-224:2009 Будівельні матеріали. Бетони. Правила контролю міцності

ДСТУ Б В.2.7-220:2009 Будівельні матеріали. Бетони. Визначення міцності механічними методами неруйнівного контролю

3 МАТЕРІАЛИ ДЛЯ БЕТОННИХ І ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

3.1 Бетон

3.1.1 Показники якості та використання їх при проектуванні

3.1.1.1 Для виготовлення бетонних та залізобетонних конструкцій, що проектується у відповідності з даним стандартом, використовується важкий конструкційний бетон з середньою густиною від 2000 кг/м^3 до 2500 кг/м^3 включно.

3.1.1.2 Основними показниками якості бетону, які встановлюються при проектуванні згідно з ДБН В.2.6-98, є:

- клас бетону за міцністю на стиск С;
- марка бетону за морозостійкістю F (призначається для конструкцій, які піддаються впливу поперемінного заморожування та відтавання);
- марка бетону за водонепроникністю W (призначається для конструкцій, до яких пред'являються вимоги щодо обмеження водонепроникності).

Клас бетону за міцністю на стиск С відповідає гарантованій міцності бетону за стандартними кубами в МПа, з забезпеченістю 0,95.

3.1.1.3 Для бетонних та залізобетонних конструкцій приймаються, як правило, бетони наступних класів і марок:

- 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;
- марок бетону за водонепроникністю:
W2; W4; W6.

Залежно від реальних умов експлуатації і на вимогу замовника можуть призначатись і більш високі класи за морозостійкістю та водонепроникністю F300; F400; F500; і W8; W10; W12 відповідно.

3.1.1.4 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 в віці 28 діб.

Значення відпускної міцності бетону в елементах збірних конструкцій повинно відповідати "Технічному регламенту будівельних виробів, будівель і споруд" та технічній документації на виріб.

3.1.1.5 Для залізобетонних конструкцій не рекомендується використовувати бетон класу за міцністю на стиск нижче C12/15.

3.1.1.6 Клас бетону, в 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.

3.1.1.7 Передаточну міцність бетону f_{cp} (передаточна міцність бетону на час його обтиснення, яка контролюється аналогічно класу бетону на стиск) слід призначати не менше C12/15 і не менше 50 % прийнятого класу бетону.

3.1.1.8 Марку бетону за морозостійкістю призначають у залежності від вимог, яким повинні відповідати конструкції, класу умов їх експлуатації (табл. 4.1 ДБН В.2.6-98) та діапазону зміни температури навколишнього середовища в холодний період.

Для надземних конструкцій, які піддаються впливу навколишнього середовища за розрахункової температури зовнішнього повітря в холодний період від мінус 5 °С до мінус 40 °С, приймають марку бетону за морозостійкістю не нижче F75, а за розрахункової температури зовнішнього повітря вище мінус 5 °С у вказаних конструкціях марку бетону за морозостійкістю не нормують.

3.1.1.9 Марку бетону за водонепроникністю призначають у залежності від вимог, яким повинні відповідати конструкції, та класу умов їх експлуатації (табл. 4.1 ДБН В.2.6-98).

Для надземних конструкцій, які піддаються впливу навколишнього середовища за розрахункової температури повітря вище мінус 40 °С, а також для зовнішніх стін опалюваних будівель марку бетону за водонепроникністю не нормують.

В інших випадках необхідну марку бетону за водонепроникністю призначають відповідно до спеціальних вказівок.

3.1.2 Характеристичні і розрахункові значення характеристик бетону

3.1.2.1 Базовими міцнісними характеристиками бетону для розрахунку конструкцій є їх характеристичне значення:

– опір бетону осьовому стиску $f_{ck,prism}$;

– опір бетону осьовому розтягу $f_{ctk,0,05}$.

У разі необхідності для аварійних розрахункових ситуацій може використовуватись значення бетону при осьовому розтягу $f_{ctk,0,95}$.

Характеристичні значення опору бетону осьовому стиску (призмova міцність) та осьовому розтягу приймають у залежності від класу бетону на стиск С згідно з табл. 3.1 ДБН В.2.6-98.

3.1.2.2 Розрахункове значення міцності бетону на стиск визначається, як:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c , \quad (3.1)$$

де γ_c – коефіцієнт надійності для бетону (див. 2.4.1 ДБН В.2.6-98);

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

Величина α_{cc} може змінюватися в межах від 0,8 до 1,0. Конкретна величина коефіцієнта α_{cc} у вказаних межах, в залежності від призначення конструкції і тривалості впливу, несприятливих дій призначається проектувальником за погодженням із замовником. Рекомендованим є значення $\alpha_{cc} = 1,0$.

3.1.2.3 Коефіцієнт надійності γ_c може застосовуватись із меншим значенням, якщо доведено, що система контролю якості на виробництві забезпечує в конструкції коефіцієнт варіації міцності бетону, що не перевищує 10 %. У такому разі коефіцієнт надійності $\gamma_c = 1,22$.

3.1.2.4 Розрахункове значення міцності бетону на розтяг визначається, як

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk,0,05} / \gamma_{ct}, \quad (3.2)$$

де γ_{ct} – коефіцієнт надійності для бетону (див. 2.4.1 ДБН В.2.6-98);

α_{ct} – коефіцієнт, що враховує вплив на міцність бетону при розтягу тривалості дій та несприятливих впливів, що викликані способом прикладання навантаження.
Якщо немає інших вказівок, то рекомендованим є значення $\alpha_{ct} = 1,0$.

3.1.2.5 Розрахункові значення опору бетону осьовому стиску та осьовому розтягу приймають у залежності від класу бетону на стиск С згідно з табл. 3.1 ДБН В.2.6-98.

У необхідних випадках розрахункові значення міцнісних характеристик бетону перемножують на наступні коефіцієнти умов роботи γ_{ci} , які враховують особливості роботи бетону в конструкції:

а) γ_{c1} – коефіцієнт, який враховує тривалість впливу статичного навантаження:

$\gamma_{c1} = 1$ – при нетривалій (короткочасній) дії навантаження;

$\gamma_{c1} = 0,9$ – при тривалій дії навантаження;

б) γ_{c2} – коефіцієнт, який враховує характер руйнування бетонних конструкцій, $\gamma_{c2} = 0,9$;

в) γ_{c3} – коефіцієнт для бетонних і залізобетонних конструкцій, які бетонуються в вертикальному положенні, при висоті шару бетонування більше 1,5 м, $\gamma_{c3} = 0,85$.

3.1.3 Деформаційні характеристики бетону

3.1.3.1 Основними деформаційними характеристиками бетону є:

– граничні відносні деформації бетону при осьовому стиску і розтягу (при однорідному напруженому стані бетону) $\varepsilon_{cu1}, \varepsilon_{ctu1}$;

– початковий модуль пружності E_c ;

– коефіцієнт (характеристика) повзучості $\varphi(t, t_0)$;

– коефіцієнт поперечної деформації бетону (коефіцієнт Пуассона) ν ;

– коефіцієнт лінійної температурної деформації $\alpha_{ct}(t)$.

Граничні відносні деформації бетону при осьовому стиску, початковий модуль пружності наведені в табл. 3.1 ДБН В.2.6-98. Значення коефіцієнта поперечної деформації бетону (коефіцієнт Пуассона – коефіцієнт поперечної деформації бетону при рівні напружень у бетоні, що не перевищує $0,5 f_{cd}$) та коефіцієнта лінійної температурної деформації наведені в 3.1.3 ДБН В.2.6-98.

Якщо відсутні більш точні дані, граничні відносні деформації бетону при осьовому розтягу можна приймати $\varepsilon_{ctu} = -2f_{ctd} / E_{cd}$.

3.1.3.2 При тривалій дії навантаження значення модуля деформацій бетону допускається визначати за залежністю:

$$E_c(t, t_0) = \frac{E_{cd}}{1 + \varphi(\infty, t_0)}, \quad (3.3)$$

де $\varphi(\infty, t_0)$ – граничний коефіцієнт повзучості, який приймається відповідно до 3.1.3.7.

3.1.3.3 У випадку, коли вплив повзучості і усадки викликає значні напруження і деформації в залізобетонних конструкціях, а також може призвести до появи надмірних тріщин, необхідно враховувати вплив усадки та повзучості. Повзучість і усадка бетону залежать від вологості навколишнього середовища, розмірів елемента і складу бетону, тривалості та величини навантаження. На повзучість також впливає вік бетону в момент прикладання навантаження.

3.1.3.4 Коефіцієнт повзучості $\varphi(t, t_0)$ пов'язаний з E_c (тангенціальним модулем), що може прийматись як $1,10 E_{cm}$.

3.1.3.5 Деформація повзучості бетону $\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$ для $t = \infty$ при постійних напруженнях стиску σ_c , прикладених до бетону у віці t_0 , може бути представлена виразом:

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \times (\sigma_c / E_c). \quad (3.4)$$

3.1.3.6 Якщо напруження стиску бетону у віці t_0 перевищують величину $0,45f_{ck}(t_0)$, то повзучість треба розглядати як нелінійну. Такі високі напруження можуть виникати у результаті попереднього напруження, наприклад, у збірних елементах на рівні прикладення напружень. У таких випадках коефіцієнт нелінійної повзучості можна визначати так:

$$\varphi_{nl}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \exp[1,5(k_\sigma - 0,45)], \quad (3.5)$$

де $\varphi_{nl}(\infty, t_0)$ – коефіцієнт умовної нелінійної повзучості, що заміняє $\varphi(\infty, t_0)$;

k_σ – співвідношення "напруження-міцність" $\sigma_c / f_{ck}(t_0)$,

де σ_c – напруження стиску;

$f_{ck}(t_0)$ – характеристична міцність бетону на стиск у момент навантаження.

У випадку, коли немає більш точних даних, величину граничного коефіцієнта повзучості можна приймати згідно з таблицею 3.1.

3.1.3.8 Повна деформація усадки складається з двох компонент: деформації усадки при висиханні та деформації внутрішньої усадки. Деформація усадки при висиханні розвивається повільніше, оскільки вона залежить від міграції води у бетоні, що твердіє. Деформація внутрішньої усадки розвивається у процесі твердіння бетону. Отже, більша частина розвивається в перші дні після укладки бетону. Внутрішня усадка лінійно залежить від міцності бетону. Окремо необхідно розглядати випадок, коли новий бетон укладається поверх затверділого бетону. Таким чином, значення загальної деформації усадки ε_{cs} визначається, як:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}, \quad (3.6)$$

де ε_{cd} – деформація усадки при висиханні;

ε_{ca} – деформація внутрішньої усадки.

Таблиця 3.1 – Граничний коефіцієнт повзучості

Відносна вологість навколишнього середовища, %	Значення граничного коефіцієнта повзучості $\varphi_k(\infty, t_0)$ при класі бетону на стиск									
	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/35	C32/40	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
Вище 75	2,6	2,2	2,0	1,8	1,7	1,5	1,4	1,3	1,2	1,1
40 – 75	3,6	3,0	2,7	2,5	2,3	2,0	1,9	1,7	1,6	1,5
Нижче 40	5,0	4,2	3,8	3,4	3,2	3,0	2,7	2,5	2,3	2,0

Примітка. Відносну вологість повітря навколишнього середовища приймають згідно з відповідними нормативними документами як середньомісячну відносну вологість найбільш теплого місяця для району будівництва.

Кінцеве значення деформації усадки при висиханні $\varepsilon_{cd,\infty}$ дорівнює $k_n \cdot \varepsilon_{cd,0}$ і може бути прийняте за таблицею 3.2 (очікуване середнє значення з коефіцієнтом варіації близько 30 %).

Таблиця 3.2 – Номінальні значення усадки при висиханні $\epsilon_{cd,0}$ (%) для бетону нормального твердіння на цементі згідно з ДСТУ Б В.2.7-46

$f_{ck} / f_{ck,cube}$, МПа	Відносна вологість, %					
	20	40	60	80	90	100
16/20	0,68	0,60	0,52	0,33	0,18	0,00
32/40	0,54	0,51	0,43	0,27	0,14	0,00
50/60	0,43	0,42	0,34	0,22	0,12	0,00

Розвиток деформації усадки при висиханні впливає з

$$\epsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) k_n \cdot \epsilon_{cd,0} \quad (3.7)$$

де k_n – коефіцієнт, що залежить від умовного розміру h_0 , згідно з таблицею 3.3.

Таблиця 3.3 – Масштабний коефіцієнт

h_0	k_n
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \sqrt{h_0^3}} \quad (3.8)$$

де t – вік бетону, діб, в момент часу, що розглядається;

t_s – вік бетону, діб, при початку усадки висихання (або набухання).

Як правило, це час завершення догляду.

h_0 – умовний розмір, мм, поперечного перерізу, який дорівнює $2A_C / u$,

де A_C – площа перерізу бетону;

u – периметр тієї частини, яка піддається висушуванню.

Деформації внутрішньої усадки визначають:

$$\epsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \epsilon_{ca}(\infty) \quad (3.9)$$

де

$$\epsilon_{ca}(\infty) = 2,5(f_{ck} - 10)10^{-6} \quad (3.10)$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2t^{0,5}) \quad (3.11)$$

де t – час, діб.

3.1.3.9 У разі необхідності врахування впливу усадки при перевірці граничного стану необхідно застосовувати коефіцієнт надійності γ_{SH} . Якщо відсутні більш точні дані, рекомендованою величиною є $\gamma_{SH} = 1$.

3.1.4 Діаграми механічного стану бетону

3.1.4.1 В якості базових для розрахунку залізобетонних конструкцій використовуються криво-лінійна і дволінійна діаграми стану бетону, які визначають зв'язок між напруженнями і відносними деформаціями бетону (рис. 3.1 і 3.2 ДБН В.2.6-98).

Діаграми стану бетону використовуються при розрахунку залізобетонних елементів за нелінійною деформаційною моделлю.

Як правило, для розрахунків статично невизначених конструкцій використовується криво-лінійна діаграма стану бетону.

3.1.4.2 При використанні криволінійної діаграми стану бетону залежність між σ_c і ε_c , яка показана на рисунку 3.1 ДБН В.2.6-98, для короткотривалого осьового навантаження описується рівняннями типу (3.4) або (3.5) з застосуванням даних табл. 3.1 та додатка Д (ДБН В.2.6-98).

3.1.4.3 При використанні дволінійної діаграми (рис. 3.2 ДБН В.2.6-98) напруження стиску бетону σ_c в залежності від відносних деформацій ε_c визначають за формулами:

при $0 \leq \varepsilon_c < \varepsilon_{c3(cd \text{ або } ck)}$,

$$\sigma_c = E_{c3(cd \text{ або } ck)} \times \varepsilon_{c3}; \quad (3.12)$$

при $\varepsilon_{c3(cd \text{ або } ck)} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu3(cd \text{ або } ck)}$

$$\sigma_c = f_{(cd \text{ або } ck)}. \quad (3.12a)$$

Значення модуля пружності $E_{(cd \text{ або } ck)}$ та деформацій $\varepsilon_{c3(cd \text{ або } ck)}$ призначаються:

- при короткочасній дії навантаження згідно з табл. 3.1 ДБН В.2.6-98;
- при тривалій дії навантаження з урахуванням 3.1.3.2-3.1.3.8.

3.1.4.4 Напруження розтягу бетону σ_{ct} в залежності від відносних деформацій ε_{ct} при використанні дволінійної діаграми визначають за формулами:

при $0 \geq -\varepsilon_{ct} > -\varepsilon_{ct3}$,

$$\sigma_{ct} = E_{cd} \times -\varepsilon_{ct}; \quad (3.13)$$

при $-\varepsilon_{ct3} \geq -\varepsilon_{ct} \geq -\varepsilon_{ctu3}$

$$\sigma_{ct} = -f_{ctd}, \quad (3.14)$$

де $\varepsilon_{ct3} = -f_{ctd} / E_{cd}$, $\varepsilon_{ctu} = -2f_{ctd} / E_{cd}$.

3.1.4.5 При розрахунку несучої здатності залізобетонних елементів за нелінійною деформаційною моделлю для оцінки напружено-деформованого стану розрахункового перерізу можуть бути використані діаграми стану стиснутого бетону, наведені в 3.1.4.2, 3.1.4.3, з деформаційними характеристиками, які відповідають короткочасній дії навантаження.

3.1.4.6 При розрахунку на тріщиноутворення в залізобетонних елементах за нелінійною деформаційною моделлю для оцінки напружено-деформованого стану розрахункового перерізу може бути використана дволінійна діаграма стану стиснутого та розтягнутого бетону, наведена в 3.1.4.3, 3.1.4.4, з деформаційними характеристиками, які відповідають короткочасній дії навантаження.

3.1.4.7 При розрахунку прогинів та переміщень залізобетонних елементів за нелінійною деформаційною моделлю для оцінки напружено-деформованого стану розрахункового перерізу можуть бути використані діаграми стану стиснутого та розтягнутого бетону, наведені в 3.1.4.2, 3.1.4.3 і 3.1.4.4, з деформаційними характеристиками, які відповідають короткочасній і тривалій дії навантаження.

3.1.4.8 При розрахунку ширини розкриття тріщин залізобетонних елементів за нелінійною деформаційною моделлю для оцінки напружено-деформованого стану розрахункового перерізу можуть бути використані діаграми стану стиснутого та розтягнутого бетону, наведені в 3.1.4.2, 3.1.4.3 і 3.1.4.4, з деформаційними характеристиками, які відповідають короткочасній дії навантаження.

3.2 Арматура

3.2.1 Арматура для конструкцій без попереднього напруження

3.2.1.1 Для армування залізобетонних конструкцій слід використовувати арматуру відповідно до вказівок 3.2 ДБН В.2.6-98 з урахуванням наведених в цьому документі рекомендацій.

3.2.1.2 Як правило, для армування залізобетонних конструкцій в якості ненапруженої арматури слід використовувати:

- гладку класу А240С;
- періодичного профілю класів А400С, А500С, В500.

3.2.1.3 Основною характеристикою міцності арматури є характеристичне її значення на межі фізичної або умовної текучості (f_{yk} або $f_{0,2k}$), яке, як правило, наводиться в відповідних нормативних документах на арматуру. При цьому, характеристичне значення опору арматури розтягу f_{yk} для граничних станів першої групи необхідно приймати таким, що дорівнює найменшим значенням, що контролюються згідно з відповідними нормативними документами на арматуру.

3.2.1.4 Розрахункове значення опору арматури розтягу f_{yd} визначається за формулою

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}, \quad (3.15)$$

де γ_s – коефіцієнт надійності для арматури, який приймається згідно з табл. 2.1 ДБН В.2.6-98.

Розрахункові значення опору арматури на стиск приймаються такими, що дорівнюють розрахунковому значенню опору арматури на розтяг f_{yd} , але не більше, що відповідають граничному значенню деформацій стиску бетону (ε_{cu1} , ε_{cu3}), в якому знаходиться арматура, при короткочасній або тривалій дії навантаження. Для арматури класу В500 граничні значення опору стиску приймаються з коефіцієнтом умов роботи 0,9.

3.2.1.5 Розрахункові значення опору поперечної арматури (хомутів і відігнутих стрижнів) f_{ywd} знижують порівняно з f_{yd} шляхом множення на коефіцієнт умов роботи 0,8, але приймають не більше 300 МПа.

3.2.1.6 Основними деформаційними характеристикам звичайної арматури є значення:

- модуль пружності арматури E_s ;
- відносні деформації видовження арматури ε_{s0} при досягненні напружень розрахункового опору f_{yd} (f_{yk});
- граничні відносні деформації видовження арматури ε_{ud} .

3.2.1.7 Відносні деформації видовження арматури ε_{s0} визначаються наступною залежністю

$$\varepsilon_{s0} = f_{yd} (f_{yk}) / E_s. \quad (3.16)$$

3.2.1.8 Характеристичні значення опору та деформаційних характеристик арматури наведено в таблиці 3.4.

3.2.1.9 Значення модуля пружності арматури E_s приймається однаковим при розтягу і стиску.

Таблиця 3.4 – Міцнісні та деформаційні характеристики арматури

Характеристика арматури	Клас арматури				
	A240C	A400C	A500C		B500
			Ø8-22	Ø25-40	
f_{yk} , МПа	240	400	500		500
f_{ywd} , МПа	170	285	300		300
E_s , МПа	$2,1 \times 10^5$	$2,1 \times 10^5$	$2,1 \times 10^5$		$1,9 \times 10^5$
ε_{ud}	0,025	0,025	0,02		0,012

3.2.1.10 При розрахунку залізобетонних елементів у якості розрахункової діаграми стану деформування арматури, яка встановлює зв'язок між напруженнями σ_s і відносними деформаціями ε_s арматури, приймають дволінійну діаграму (рисунок 3.1).

Холоднодеформована арматура класу В500 для забезпечення необхідної надійності конструкцій умовно віднесена до арматури, що має фізичну границю текучості.

Діаграми стану арматури при розтягу і стиску приймають однаковими.

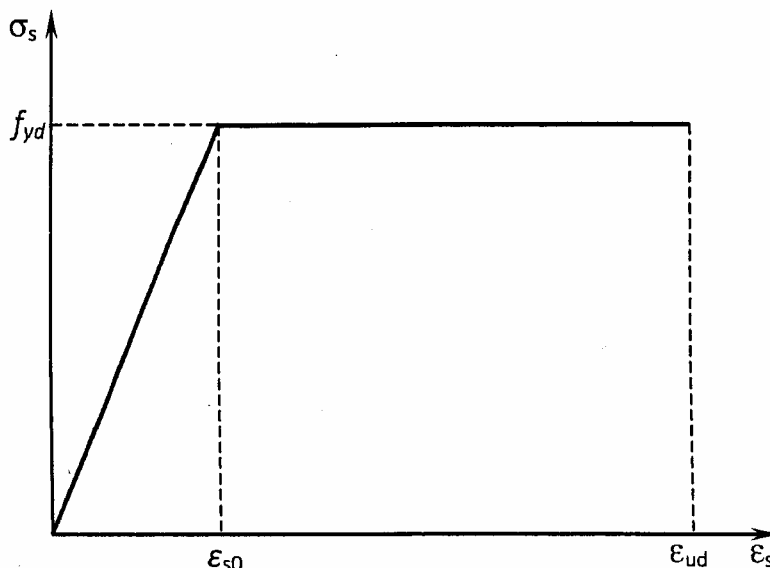


Рисунок 3.1 – Діаграма стану арматури

3.2.1.11 Напруження в арматурі σ_s , визначають у залежності від відносних деформацій ε_s згідно з діаграмою стану арматури за формулами:

при $0 \leq \varepsilon_s < \varepsilon_{s0}$

$$\sigma_s = \varepsilon_s \times E_s; \quad (3.17)$$

при $\varepsilon_{s0} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{ud}$

$$\sigma_s = f_{yd}. \quad (3.18)$$

3.2.2 Арматура для попереднього напруження конструкцій

3.2.2.1 Для армування попередньо напружених залізобетонних конструкцій слід застосовувати арматуру, що відповідає вимогам відповідних нормативних документів на арматуру, вказівок 3.2 ДБН В.2.6-98 з урахуванням наведених в цьому документі положень.

3.2.2.2 Як правило, для армування залізобетонних конструкцій в якості напруженої арматури слід використовувати арматуру:

- гарячекатану і термічно зміцнену періодичного профілю класів А600, А600С, А600К, А800, 800К, А800СК, А1000;
- холодноеформовану періодичного профілю класів від Вр1200 до Вр1500 (Вр-II);
- канати з 7 і 19 дротів класів К1400 і К1500 (К-7, К-19).

3.2.2.3 Вказана в 3.2.2.2 арматура не має фізичної границі текучості. Опір розтягу, 0,1 % умовної границі текучості, видовження при максимальному навантаженні визначаються характеристичними значеннями вказаних величин і відповідно позначаються f_{pk} , $f_{p0,1k}$ і ε_{uk} .

3.2.2.4 Для армування попередньо напружених залізобетонних конструкцій може використовуватись змішане армування ненапруженою і напруженою арматурою. Арматуру класів А600, А600С, А600К, А800, 800К, А800СК, А1000 допускається використовувати в якості ненапруженої разом із напруженою арматурою тих же класів, а також у конструкціях без попереднього напруження арматури.

3.2.2.5 Основною характеристикою міцності арматури є характеристичне значення умовної межі текучості 0,1 % ($f_{p0,1k}$), яке, як правило, наводиться в відповідних нормативних документах на арматуру. При цьому, характеристичні значення опору арматури розтягу f_{pk} для граничних станів першої групи необхідно приймати такими, які дорівнюють найменшим значенням, що контролюються згідно з відповідними нормативними документами на арматуру.

3.2.2.6 Основними деформаційними характеристикам попередньо напруженої арматури є значення:

- модуля пружності арматури E_p ;
- відносних деформацій видовження арматури ε_{p0} при досягненні напружень розрахункового опору $f_{p0,1k}$;
- граничних відносних деформацій видовження арматури ε_{uk} (ε_{ud}).

3.2.2.7 Значення модуля пружності арматури E_p приймається однаковим при розтягу і стиску.

3.2.2.8 Відносні деформації видовження арматури ε_{p0} визначаються за залежністю

$$\varepsilon_{p0} = f_{pd} (f_{p0,1k}) / E_p . \quad (3.19)$$

3.2.2.9 Характеристичні значення опору та деформаційних характеристик напруженої арматури наведено в таблиці 3.5.

3.2.2.10 При розрахунку залізобетонних елементів у якості розрахункової діаграми стану деформування попередньо напруженої арматури, яка встановлює зв'язок між напруженнями σ_s і відносними деформаціями ε_s арматури, приймають дволінійну діаграму (рисунок 3.2).

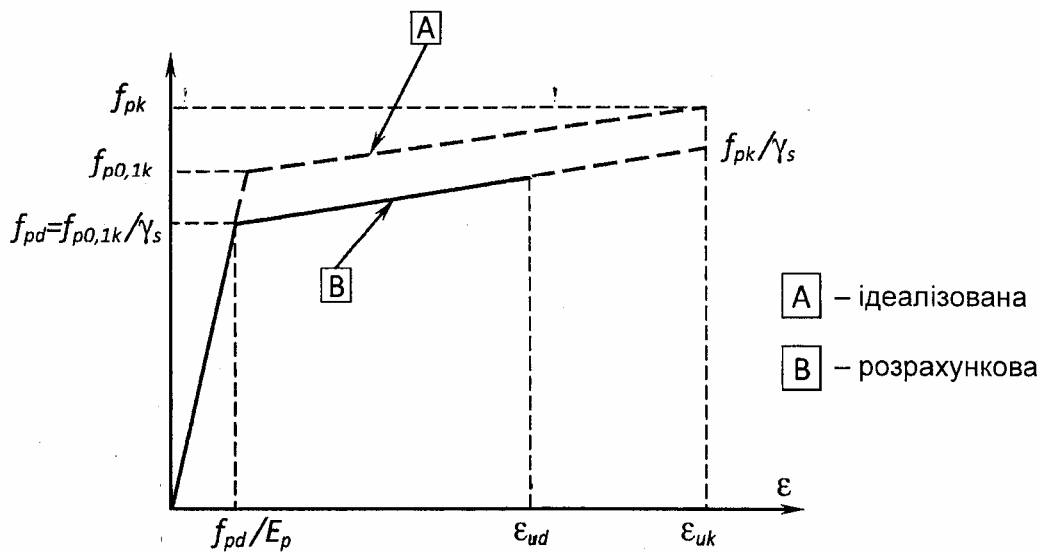


Рисунок 3.2 – Діаграма стану попередньо напруженої арматури

3.2.2.11 Розрахункові значення опору розтягу арматури f_{pd} визначається за формулою

$$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} , \quad (3.20)$$

де γ_s – коефіцієнт надійності для арматури, який приймається згідно з таблицею 2.1 ДБН В.2.6-98.

Розрахункові значення опору арматури на стиск приймаються такими, що дорівнюють розрахунковому значенню опору арматури на розтяг f_{pd} , але не більше таких, що відповідають граничним значенням деформацій стиску бетону (ε_{cu1} , ε_{cu3}), в якому знаходиться арматура, при короткочасній або тривалій дії навантаження.

Таблиця 3.5 – Характеристичні значення опору та деформаційних характеристик попередньо напруженої арматури

Клас арматури	Характеристики арматури			
	f_{pk} , МПа	$f_{p0,1k}$, МПа	E_p , МПа	ε_{uk}
A600, A600C, A600K	630	575	190000	0,02
A800, 800K, A800CK	840	765	190000	0,018
A1000	1050	955	190000	0,018
Vp1200	1260	1145	190000	0,016
Vp1300	1365	1240	190000	0,016
Vp1400	1470	1335	190000	0,016
Vp1500	1575	1430	190000	0,016
K1400 (K-7)	1470	1335	180000	0,014
K1500 (K-7)	1575	1430	180000	0,014
K1500 (K-19)	1575	1430	180000	0,014

3.2.2.12 Напруження в арматурі σ_s визначають у залежності від відносних деформацій ε_s згідно з діаграмою стану арматури за формулами:

при $0 \leq \varepsilon_s < \varepsilon_{p0}$

$$\sigma_s = \varepsilon_s \times E_p; \quad (3.21)$$

при $\varepsilon_{s0} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{ud}$

$$\sigma_s = f_{pd} + \left(\frac{f_{pk}}{\gamma_s} - f_{pd} \right) \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{s0}}{\varepsilon_{ud} - \varepsilon_{s0}}. \quad (3.22)$$

Розрахункові граничні деформації ε_{ud} рекомендується приймати $0,9 \varepsilon_{uk}$.

3.2.2.13 При розміщенні стрижнів арматури класів Vp1200-Vp1500 попарно впритул розрахунковий опір розтягу f_{pd} множиться на коефіцієнт умов роботи $\gamma_{s2} = 0,85$.

3.3 Попередньо напружені елементи і конструкції

3.3.1 Загальні положення

3.3.1.1 Впливи попереднього напруження можуть розглядатись як вплив або як опір, спричинені попередньою деформацією або попереднім створенням кривизни. Несуча здатність повинна визначатись відповідним чином.

Як правило, попереднє напруження виконується до прикладення сполучення впливів, визначених ДБН В.1.2-2, як складова певного випадку навантаження і його впливи повинні враховуватись прикладенням внутрішнього моменту та осьової сили.

Виходячи з вищенаведеного, внесок попередньо напруженої арматури в несучу здатність перерізу повинен обмежуватись її залишковою міцністю вище попереднього напруження. Цю величину можна визначити, припустивши, що початкова точка залежності "напруження-деформації" для попередньо напруженої арматури зміщена внаслідок впливів попереднього напруження.

3.3.1.2 Крихкого руйнування елемента можна уникнути за допомогою одного або декількох наступних методів:

метод А – забезпечення мінімального армування відповідно до 8.2.1.1;

метод В – застосування попереднього напруження арматури шляхом її натягування на упори;

метод С – забезпечення легкого доступу до попередньо напружених залізобетонних елементів для перевірки і контролю стану арматури неруйнівними методами або спостереженням;

метод D – забезпечення об'єктивних даних, що підтверджують надійність роботи напруженої арматури;

метод E – гарантування того, що у разі руйнування внаслідок збільшення навантаження або зменшення попереднього напруження при повторюваному сполученні впливів матиме місце утворення тріщин до того, як буде перевищено граничну несучу здатність, з урахуванням перерозподілу моменту.

3.3.1.3 Попереднє напруження у більшості випадків передбачається як сприятлива дія, і при перевірці граничного стану необхідно застосовувати коефіцієнт надійності $\gamma_{P, fav}$. Розрахункова величина попереднього напруження може базуватись на середньому значенні зусиль попереднього напруження.

Величина $\gamma_{P, fav}$ для довготривалих і короткотривалих розрахункових випадків дорівнює 1,0. Це значення також може використовуватись при перевірці втоми.

3.3.1.4 У разі перевірки стійкості залізобетонних конструкцій при зовнішньому попередньому напруженні, коли воно може бути несприятливою дією, необхідно застосовувати $\gamma_{P, unfav}$. Рекомендованою величиною при загальному розрахунку є $\gamma_{P, unfav} = 1,3$.

3.3.1.5 При перевірці місцевих впливів анкерування попередньо напружених пучків на упори також використовується $\gamma_{P, unfav}$. Рекомендованою величиною є $\gamma_{P, unfav} = 1,2$.

3.3.2 Сила попереднього напруження при натягуванні

3.3.2.1 Сила попереднього напруження, що прикладається до арматури, P_{max} , не повинна перевищувати величини

$$P_{max} = A_p \cdot \sigma_{p, max}, \quad (3.23)$$

де A_p – площа перерізу попередньо напруженої арматури;

$\sigma_{p, max}$ – максимальні напруження, прикладені до попередньо напруженої арматури, менші з двох – $0,8 \cdot f_{pk}$ або $0,9 \cdot f_{p0,1k}$.

Максимальне значення сили напруження P_{max} може збільшуватись до $0,95 \cdot f_{p0,1k} \cdot A_p$ (наприклад, якщо має місце непередбачено високе тертя при значній по довжині конструкції) за умови, якщо домкрат дозволяє вимірювати кінцеву величину сили попереднього напруження з точністю до $\pm 5\%$.

3.3.2.2 В усіх випадках для будь-якого класу арматури значення σ_p приймають не менше $0,3f_{p0,1k}$.

3.3.3 Обмеження напружень у бетоні

3.3.3.1 Місцевому тріщиноутворенню і розколюванню бетону безпосередньо під анкерами при попередньому напруженні арматури на бетон можна запобігати відповідними конструктивними заходами.

3.3.3.2 Міцність бетону в момент прикладання або передачі попереднього напруження повинна бути не меншою ніж мінімальне значення, встановлене у 3.1.1.7.

3.3.3.3 Якщо напруження в окремій арматурі прикладається кроками, необхідна міцність бетону може бути знижена. Мінімальна міцність $f_{cm}(t)$ у момент часу t повинна становити 50 % від необхідної міцності для повного напруження. Значення попереднього напруження для проміжку між мінімальною і необхідною міцністю бетону для повного напруження можуть визначатись інтерполяцією між 30 % і 100 % величиною повного напруження.

3.3.3.4 Напруження стиску у бетоні конструкції, що виникають внаслідок дії сили попереднього напруження та інших навантажень, які прикладені під час натягування або передавання попереднього напруження, повинні обмежуватись величиною

$$\sigma_c \leq 0,6f_{ck}(t), \quad (3.24)$$

де $f_{ck}(t)$ – характеристичний опір стиску бетону в момент часу t , коли до нього прикладається сила попереднього напруження.

3.3.3.5 Для елементів, натягування арматури яких виконується на упори, напруження в момент передачі попереднього напруження можуть збільшуватись до $0,7 f_{ck}(t)$, якщо підтверджено випробуваннями або практикою, що утворення поздовжніх тріщин виключається.

3.3.3.6 Якщо напруження стиску в бетоні від попереднього напруження арматури перевищують $0,45 f_{ck}(t)$, повинна враховуватись нелінійна повзучість.

3.3.4 Сила попереднього напруження

3.3.4.1 При натягуванні арматури на бетон сила натягування і відповідне видовження арматури перевіряються вимірюваннями і фактичні втрати внаслідок тертя повинні контролюватись.

3.3.4.2 У даний момент часу t і на відстані (або довжині дуги) від напруженого кінця арматури середня сила $P_{m,t}(x)$ дорівнює максимальній силі P_{max} , прикладеній до напруженого кінця, мінус миттєві втрати і втрати, що залежать від часу. Абсолютна величина $P_{m,t}(x)$ враховує всі втрати.

3.3.4.3 Величину початкової сили напруження арматури $P_{m0}(x)$ (в момент часу $t = t_0$), прикладеної до бетону зразу після натягу і анкерування (натягування на бетон) або передачі попереднього напруження (натягування на упори), отримуємо відніманням від сили натягу P_{max} миттєвих втрат і вона не повинна перевищувати величини

$$P_{m0}(x) = A_p \cdot \sigma_{pm0}(x), \quad (3.25)$$

де $\sigma_{pm0}(x)$ – напруження в арматурі відразу після натягу або передачі менше з двох – $0,75 \cdot f_{pk}$ або $0,85 \cdot f_{p0,1k}$.

3.3.4.4 При визначенні миттєвих втрат $\Delta P_r(x)$ повинні враховуватись нижченаведені впливи відповідно для напруження на упори і на бетон (3.3.5):

- втрати внаслідок пружної деформації бетону ΔP_{el} ;
- втрати внаслідок короткотривалої релаксації ΔP_r ;
- втрати внаслідок тертя $\Delta P_{\mu}(x)$;
- втрати внаслідок проковзування арматури в анкерних пристроях ΔP_{sl} .

3.3.4.5 Середнє значення сили напруження $P_{m,t}(x)$ у момент часу $t > t_0$ повинно визначатись залежно від методу попереднього напруження арматури. На додаток до миттєвих втрат, наведених у (3.3.4.4), повинні враховуватись залежні від часу втрати попереднього напруження $\Delta P_{c+s+r}(x)$ (3.3.6) як наслідок повзучості і усадки бетону та довготривала релаксація напруженої сталі, тобто $P_{m,t}(x) = \Delta P_{m0}(x) - \Delta P_{c+s+r}(x)$.

3.3.5 Миттєві втрати попереднього напруження

3.3.5.1 Повинні враховуватись наступні втрати, які мають місце при напруженні арматури:

– до передачі попереднього напруження на бетон втрати внаслідок релаксації розтягнутої арматури протягом періоду, що проходить між натягуванням арматури і попереднім напруженням бетону. У випадку теплової обробки втрати внаслідок усадки і релаксації видозмінюються і повинні оцінюватись відповідним чином; пряий тепловий вплив також повинен враховуватись;

– під час процесу напруження арматури: втрати внаслідок тертя в місцях перегинів (при зігнутих дротах або канатах), деформацій сталевих форм і втрати, що виникають при заклинюванні в каналах анкерних пристроїв;

– при передачі попереднього напруження на бетон: втрати внаслідок деформації бетону, як результат дії розтягнутої арматури після її вивільнення із анкерних пристроїв системи натягу.

3.3.5.2 Втрати від релаксації напружень в арматурі визначаються за формулами:

– для арматури класів А600, А800, А1000 при способі натягу:

- механічному $\Delta P_r = (0,1\sigma_{p,max} - 20)A_p$;
- електротермічному $\Delta P_r = 0,03A_p \sigma_{p,max}$;

– для арматури класів Вр1200-Вр1500, К1400, К1500 при способі натягу:

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

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

При від'ємних значеннях ΔP_r їх необхідно приймати такими, що дорівнюють нулю.

3.3.5.3 У випадку теплової обробки збірних залізобетонних елементів зменшення натягу в арматурі і обмеження розширення бетону від температури викликають особливі температурні втрати ΔP_θ , які можна визначати за виразом:

$$\Delta P_\theta = 0,5 A_p E_p \alpha_c (T_{\max} - T_0), \quad (3.25)$$

де A_p – поперечний переріз напруженої арматури;

E_p – модуль пружності напруженої арматури;

α_c – коефіцієнт лінійного температурного розширення бетону (див. 3.1.3 ДБН В 2.6.-98);

$T_{\max} - T_0$ – різниця між максимальною і початковою температурами бетону поблизу напруженої арматури.

За відсутності точних даних щодо перепаду температур допускається приймати $\Delta t = T_{\max} - T_0 = 65^\circ\text{C}$.

Примітка. Будь-які втрати попереднього напруження від видовження арматури при тепловій обробці можна не враховувати у разі застосування попередньої термічної обробки арматури.

3.3.5.4 Втрати попереднього напруження від деформацій сталевих форм (упорів) при одночасному натягуванні арматури на форму визначаються за формулою:

$$\Delta P_3 = \frac{(n-1) \Delta l}{2nl} E_p A_p, \quad (3.26)$$

де n – число стрижнів (груп стрижнів), які натягуються не одночасно;

Δl – зближення упорів по лінії дії зусилля натягу, яке визначається з розрахунків деформації форми;

l – відстань між зовнішніми гранями упорів.

За відсутності даних щодо конструкції форми і технології виготовлення допускається приймати $\Delta P_3 / A_p = 30 \text{ МПа}$.

При електротермічному способі натягу арматури втрати від деформацій форми не враховуються.

3.3.5.5 Втрати зусилля в арматурі внаслідок миттєвої деформації бетону необхідно враховувати відповідно до деформації бетону, при цьому слід враховувати порядок, у якому арматура напружується.

Втрати ΔP_{ei} можуть прийматись як середні втрати у кожній арматурі:

$$\Delta P_{ei} = A_p E_p \cdot \sum \left[\frac{j \cdot \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right], \quad (3.27)$$

де $\Delta \sigma_c(t)$ – зміна напруження у центрі ваги арматури, прикладеного в момент часу t ;

j – коефіцієнт, який дорівнює $(n-1) / 2n$,

де n – кількість успішно напружених ідентичних пучків. Для спрощення може прийматись як $1/2$;

1 – для змін, викликаних постійними діями, прикладеними після попереднього напруження.

3.3.5.6 Втрати $\Delta P_\mu(x)$ внаслідок тертя в арматурі, напружуваній на бетон, можуть визначатись за формулою

$$\Delta P_\mu(x) = P_{\max} (1 - e^{-\mu(\theta+kx)}), \quad (3.28)$$

- де θ – сума кутових переміщень на відстані x (незалежно від напрямку або знаку);
 μ – коефіцієнт тертя між арматурою і її каналом;
 k – випадкове кутове переміщення для внутрішньої арматури (на одиницю довжини);
 x – відстань вдовж арматури від точки, де сила попереднього напруження дорівнює P_{\max} (сила на кінці фактичної передачі протягом натягу).

Величини μ і k наводяться у відповідних нормативних документах. Значення μ залежить від характеристик поверхні арматури і каналу, від наявності іржі, від видовження арматури і від профілю арматури.

Значення k для випадкового кутового переміщення залежить від якості виконання, відстані між опорами арматури, типу каналів або застосованого покриття і від ступеня вібрування бетону при укладанні.

За відсутності більш точних даних при використанні виразу (3.28) можуть прийматись величини μ , наведені у таблиці 3.6.

За відсутності більш точних даних значення випадкових кутових переміщень для внутрішньої арматури, зазвичай, будуть в інтервалі $0,005 < k < 0,01$ на метр.

Для зовнішньої арматури втратами напруження внаслідок випадкових поворотів можна знехтувати.

3.3.5.7 Втрати в анкерах, що мають місце при заклинюванні у каналах анкерних пристроїв протягом здійснення заанкерування, після натягування і внаслідок деформації самих анкерів визначаються за формулою:

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

- де Δl – обтиснення анкерів або зміщення стрижня в затискачах анкерів;
 l – відстань між зовнішніми гранями упорів.

Таблиця 3.6 – Коефіцієнти тертя μ для зовнішньої арматури при напружуванні на бетон і зовнішньої незчепленої арматури

	Внутрішня арматура ¹⁾	Зовнішня незчеплена арматура			
		Сталеві канали/ не змащені	HDPE канали/ не змащені	Сталеві канали/ змащені	HDPE канали/ змащені
Холоднотягнутий дрiт	0,17	0,25	0,14	0,18	0,12
Канати	0,19	0,24	0,12	0,16	0,10
Деформовані стрижні	0,65	–	–	–	–
Гладкі круглі стрижні	0,33	–	–	–	–

¹⁾ Арматура, яка займає близько половини каналу

Примітка. HDPE – поліетилен високої густини

За відсутності більш точних даних допускається приймати $\Delta l = 2$ мм.

При електротермічному способі напруження арматури втрати від деформації анкерів не враховуються, оскільки вони повинні бути враховані при визначенні повного видовження арматури.

3.3.6 Залежні від часу втрати попереднього напруження при натягуванні на упори і на бетон

3.3.6.1 Залежні від часу втрати можуть визначатись шляхом розгляду двох знижень напружень:

- а) внаслідок зменшення деформації, викликаної деформацією бетону, спричиненою повзучістю і усадкою при дії постійного навантаження;
 б) зменшення напружень в арматурі внаслідок релаксації при розтягу.

Примітка. Релаксація сталі залежить від деформації бетону, викликаної повзучістю та усадкою. Зазвичай, ця залежність може приблизно враховуватись коефіцієнтом зниження 0,8.

3.3.6.2 Спрощений метод визначення втрат, що залежать від часу, на відстані x при дії постійних навантажень представлений виразом

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2 \right) [1 + 0,8 \varphi(t, t_0)]}, \quad (3.29)$$

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 згідно з 3.1.3.8, абсолютна величина;

E_p – модуль пружності напруженої сталі;

E_{cm} – середній модуль пружності бетону;

$\Delta \sigma_{pr}$ – абсолютна величина зміни напружень в арматурі на відстані x у момент часу t , викликана релаксацією напруженої арматури. Вона визначається при напруженнях $\sigma_p = \sigma_p (G + P_{m0} + \varphi_2 Q)$, де $\sigma_p (G + P_{m0} + \varphi_2 Q)$ – початкові напруження в арматурі, викликані попереднім напруженням, постійними та квазі-постійними впливами;

$\varphi(t, t_0)$ – коефіцієнт повзучості в момент часу t при часі прикладання навантаження t_0 ;

$\sigma_{c,QP}$ – напруження у бетоні, прилеглому до арматури, внаслідок дії власної ваги, попереднього напруження та інших відповідних квазі-постійних впливів. Величина $\sigma_{c,QP}$ може бути наслідком частково власної ваги і початкового напруження або повного сполучення дії $\sigma_p (G + P_{m0} + \varphi_2 Q)$, залежно від стадії роботи конструкції, що розглядається;

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.

Напруження стиску і відповідні деформації, наведені у виразі (3.29), повинні використовуватись із додатнім знаком.

3.3.6.3 Вираз (3.29) застосовується для зчепленої арматури при використанні величин місцевих напружень та для незчепленої арматури при використанні середніх величин напружень. Середні величини повинні визначатись між прямолінійними ділянками, обмеженими ідеалізованими точками відгинів для зовнішньої арматури або вдовж повної довжини при внутрішній напруженій арматурі.

3.3.7 Урахування попереднього напруження у розрахунку

3.3.7.1 Розрахунок попередньо напружених конструкцій виконується для стадії експлуатації на дії згинальних моментів і поперечних сил від зовнішніх впливів та для стадії виготовлення на дію зусиль від попереднього напруження арматури і зусиль від зовнішніх впливів, які виникають у цій стадії. При цьому розрахунок на стадії виготовлення (обтиску) виконується як при позацентровому стиску зусиллям попереднього обтиску в граничному стані.

3.3.7.2 При напруженні із застосуванням зовнішньої арматури можуть виникати моменти другого порядку. Моменти, спричинені впливами другого порядку від попереднього напруження арматури, можуть виникати тільки у статично невизначених конструкціях.

3.3.7.3 При лінійному розрахунку впливи першого і другого порядків від попереднього напруження арматури повинні бути прикладені при врахуванні перерозподілу сил і моментів.

3.3.7.4 При нелінійному розрахунку впливи другого порядку від попереднього напруження арматури можуть розглядатись як додаткові повороти, які повинні враховуватись при перевірці несучої здатності за граничним поворотом.

3.3.7.5 Після заповнення розчином каналів при попередньому напруженні арматури на бетон можна припускати наявність жорсткого зчеплення між арматурою і бетоном. Але до заповнення арматуру слід розглядати як незчеплену.

3.3.7.6 Зовнішню арматуру можна розглядати як прямолінійну між відхиляючими пристроями.

3.3.8 Вплив попереднього напруження на граничний стан за несучою здатністю і стійкістю

3.3.8.1 У загальному випадку розрахункове значення сили попереднього напруження можна визначити як $P_{dt}(x) = \gamma_P \cdot P_{mt}(x)$ (3.3.4.5 для визначення $P_{mt}(x)$ і 3.3.1.3-3.3.1.4 для γ_P).

3.3.8.2 Для напружених елементів із постійно незчепленою арматурою, зазвичай, при обчисленні зростання напружень у попередньо напруженій арматурі необхідно враховувати деформацію всього елемента. У разі відсутності точних обчислень можна приймати, що зростання напружень від рівня фактичних при попередньому напруженні до напружень у граничному стані становить $\Delta\sigma_{p,ULS}$. Якщо немає більш точних даних, допускається приймати $\Delta\sigma_{p,ULS} = 100$ МПа.

3.3.8.3 Якщо розрахунок за деформованою схемою всього елемента показує, що виникає зростання напружень, повинні застосовуватись середні величини характеристик матеріалів. Розрахункове значення зростання напружень $\Delta\sigma_{pd} = \Delta\sigma_p \gamma_{\Delta P}$ повинно визначатись із застосуванням відповідних коефіцієнтів надійності $\gamma_{\Delta P, sup}$ і $\gamma_{\Delta P, inf}$. Рекомендованими є величини $\gamma_{\Delta P, sup} = 1,2$ та $\gamma_{\Delta P, inf} = 0,8$. При застосуванні лінійного розрахунку перерізу без тріщин необхідно приймати нижню границю деформацій, а рекомендованою величиною для обох коефіцієнтів $\gamma_{\Delta P, sup}$ і $\gamma_{\Delta P, inf}$ є 1,0.

3.3.8.4 Для залізобетонних елементів, у яких розрахунковий граничний момент за несучою здатністю менше граничного моменту тріщиноутворення, площа перерізу поздовжньої розтягнутої арматури повинна бути збільшена порівняно з необхідною з розрахунку за несучою здатністю не менше ніж на 15% або повинна задовольняти вимоги за моментом тріщиноутворення.

3.3.9 Вплив попереднього напруження на граничний стан за придатністю для експлуатації і граничний стан за втомою

При розрахунку залізобетонних конструкцій за другою групою граничних станів та втомою повинні встановлюватись обмеження можливих змін попереднього напруження. У цьому випадку визначають дві характеристичні величини сили попереднього напруження за формулами:

$$P_{k, sup} = r_{sup} P_{m, t}(x), \quad (3.30)$$

$$P_{k, inf} = r_{inf} P_{m, t}(x), \quad (3.31)$$

де $P_{k, sup}$ – найбільше характеристичне значення;

$P_{k, inf}$ – найменше характеристичне значення.

Величини r_{sup} і r_{inf} в залежності від способу попереднього напруження арматури мають наступні значення:

- для арматури, напруженої на упори або без зчеплення, $r_{sup} = 1,05$ і $r_{inf} = 0,95$;
- для арматури, напруженої на бетон або із зчепленням, $r_{sup} = 1,10$ і $r_{inf} = 0,90$;
- при здійсненні відповідних вимірювань (наприклад, попереднього натягу) $r_{sup} = r_{inf} = 1,0$.

4 РОЗРАХУНОК ЕЛЕМЕНТІВ БЕТОННИХ І ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ЗА ГРАНИЧНИМ СТАНОМ І ГРУПИ

4.1 Розрахунок залізобетонних елементів за несучою здатністю

4.1.1 Несучу здатність залізобетонних елементів на дію згинальних моментів та поздовжніх сил визначають, виходячи з наступних передумов:

- 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 його висоті;

– зв'язок між напруженнями та деформаціями стиснутого бетону приймається у вигляді діаграм, які показані на рисунках 3.1 та 3.2 ДБН В.2.6-98;

– зв'язок між напруженнями та деформаціями в арматурі приймається у вигляді діаграм, які наведені на рисунках 3.1 і 3.2. При цьому:

а) для обох видів (звичайної та попередньо напруженої) арматури при $\varepsilon_s \geq \varepsilon_{su}\sigma_s = 0$ (вважається, що стався розрив арматури);

б) при визначенні напружень у попередньо напруженій арматурі враховуються початкові деформації цієї арматури;

в) роботу бетону розтягнутої зони допускається не враховувати, приймаючи при $\varepsilon_{ci} \leq 0$ 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 $\varepsilon_{ctu} = -2f_{ctm} / E_{ck}$.

За критерій вичерпання несучої здатності перерізу приймається:

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

– руйнування стиснутого бетону при досягненні фібровими деформаціями граничних значень ($\varepsilon_{cu1}, \varepsilon_{cu3}$, див. 3.1.5 та 3.1.7 ДБН В.2.6-98) або розрив усіх розтягнутих стрижнів арматури внаслідок досягнення в них граничних деформацій ε_{ud} .

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

Приймається таке правило знаків: для стиску як бетону, так і арматури знак додатний, для розтягу – від'ємний.

4.1.2 Розраховуючи позацентрово стиснуті і стиснуто-зігнуті елементи, слід враховувати вплив прогину та недосконалостей у геометрії конструкцій до початку їх навантаження.

4.2 Несуча здатність залізобетонних елементів прямокутного перерізу на дію згинальних моментів та поздовжніх сил

4.2.1 Для перерізу конкретної форми достатньо виконати інтегрування і підставити границі інтегрування, після чого одержимо систему нелінійних алгебраїчних рівнянь із невідомими – $\varepsilon_{c(1)}$ і $\leq \aleph$ (або $\varepsilon_{c(2)}$).

4.2.2 Відповідно до прийнятих передумов при використанні формули (3.5) ДБН 2.6-98 напружено-деформований стан прямокутного перерізу при позацентровому стиску і згині наведений на рисунку 4.1. При цьому можуть виникнути дві форми рівноваги перерізу:

перша – весь переріз стиснутий;

друга – в перерізі є зона розтягу.

4.2.3 Для першої форми рівняння рівноваги набувають вигляду:

$$\frac{bf_{cd}}{\aleph} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^{k+1} - \varepsilon_{c(2)}^{k+1}}{\varepsilon_{c1}^{k+1}} \right) + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} - N = 0, \quad (4.1)$$

$$\frac{bf_{cd}}{\aleph^2} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^{k+2} - \varepsilon_{c(2)}^{k+2}}{\varepsilon_{c1}^{k+2}} \right) + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} (x_1 - z_{si}) - M = 0. \quad (4.2)$$

4.2.4 Для другої форми рівноваги рівняння в розгорнутому вигляді записуються:

$$\frac{bf_{cd}}{\aleph} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \gamma^{k+1} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} - N = 0, \quad (4.3)$$

$$\frac{bf_{cd}}{\aleph^2} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \gamma^{k+2} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} (x_1 - z_{si}) - M = 0, \quad (4.4)$$

де $\aleph = \frac{1}{r} = \frac{(\epsilon_{c(1)} - \epsilon_{c(2)})}{h}$ – кривизна вигнутої осі в перерізі;

$\epsilon_{c(1)}$ – деформації бетону стиснутої фібри;

$\epsilon_{c(2)}$ – осереднені деформації розтягнутої фібри бетону;

$$\gamma = \frac{\epsilon_{c(1)}}{\epsilon_{c1}};$$

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

$\aleph = \aleph / \epsilon_{c1}$ – відносна кривизна;

z_{si} – відстань i -го стрижня або прошарку арматури від найбільш стиснутої грані перерізу;

N і M – значення зовнішньої нормальної сили і згинального моменту відповідно.

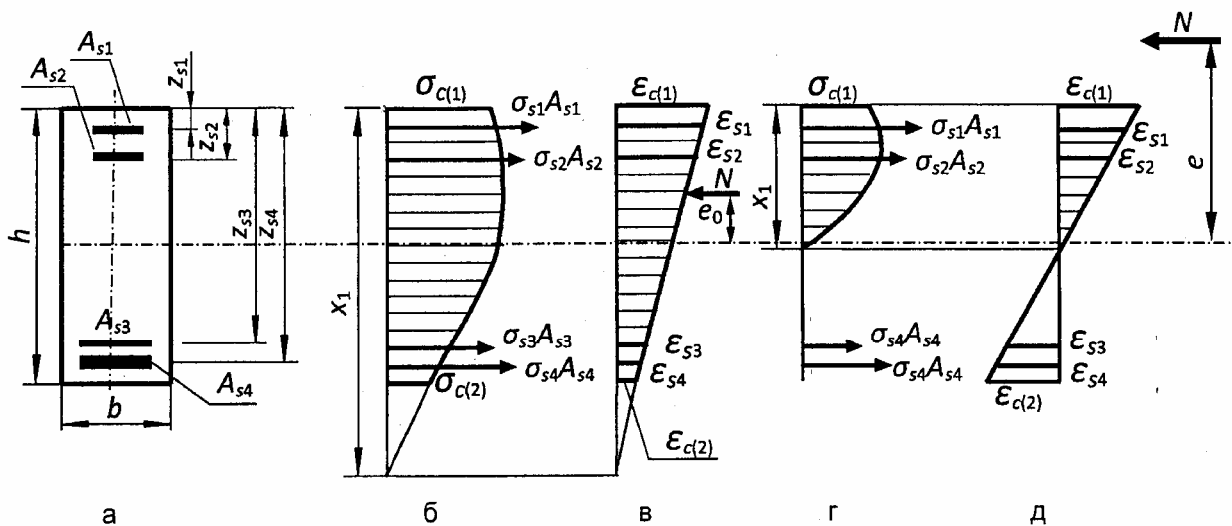
4.2.5 У формулах (4.1) – (4.4) при згині $N = 0$, а при позacentровому стиску

$$M = N (x_1 - y + e), \quad (4.5)$$

де y – відстань від найбільш стиснутої фібри до центра ваги перерізу;

e – ексцентриситет прикладення зовнішньої сили щодо центра ваги перерізу,

інші позначки наведені на рисунку 4.1.



а – поперечний переріз елемента; б – еюра напружень для першої форми рівноваги; в – еюра деформацій для першої форми рівноваги; г – еюра напружень для другої форми рівноваги; д – еюра деформацій для другої форми рівноваги.

Рисунок 4.1 – Напружено-деформований стан прямокутного перерізу

4.2.6 Напруження в довільному шарі армування визначаються за діаграмами деформування звичайної або попередньо напруженої арматури згідно з рекомендаціями, які викладені в 3.2.1.11 та 3.2.2.12, виходячи з того, що деформації визначаються за формулою

$$\epsilon_{si} = \aleph (x_1 - z_{si}) + \epsilon_{si,0}, \quad (4.6)$$

де $\epsilon_{si,0}$ – початкові (до прикладення зовнішніх зусиль) деформації i -го арматурного стрижня (обумовлені, наприклад, усадкою бетону чи попереднім напруженням з урахуванням відповідних втрат попереднього напруження).

4.2.7 Системи двох нелінійних алгебраїчних рівнянь (4.1) – (4.2) і (4.3) – (4.4) з двома невідомими розв'язуються підбором із контролем критеріїв вичерпання несучої здатності на кожному кроці розрахунків. При цьому можливі кілька варіантів пошуку розв'язання. Для оцінки напружено-деформованого стану розрахункового перерізу використовується деформаційний метод. Алгоритм розв'язання задачі згідно з цим методом наведений в додатку А.

4.2.8 За результатами розв'язання систем рівнянь (4.1) – (4.2) і (4.3) – (4.4) будуються діаграми "момент – кривизна" для згинальних елементів або "нормальна сила-деформації стиснутої грані" для позацентрово стиснутих елементів. Найбільші величини зафіксовані на цих діаграмах і приймаються за несучу здатність. У разі, якщо визначені величини несучої здатності будуть меншими за зовнішні впливи, необхідно виконати зміну розмірів перерізу, армування або міцності бетону. Величини зовнішніх впливів і підрахованої несучої здатності, як правило, не повинні відрізнятись більше ніж на 5 %.

4.2.9 Відповідно до прийнятих передумов при використанні спрощеної діаграми деформування бетону (рисунок 3.2 ДБН В.2.6-98) можуть реалізуватись дві форми рівноваги перерізу, причому друга форма рівноваги має два випадки в та г (рисунок 4.2).

4.2.10 Для першої форми рівноваги, межі існування якої є $x_1 > h$ і $\varepsilon_{c3,cd} \leq \varepsilon_{c(1)} \leq \varepsilon_{cu3,cd}$, рівняння рівноваги в розгорнутому вигляді записуються:

$$\frac{bf_{cd}}{2N} \left(2\varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{c3,cd} - \frac{\varepsilon_{c(2)}^2 E_{cd}}{f_{cd}} \right) + \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{si} - N = 0, \quad (4.7)$$

$$\frac{bf_{cd}}{3N^2} \left(3\varepsilon_{c(1)} \varepsilon_{c3,cd} - 2\varepsilon_{c3,cd}^2 - \frac{\varepsilon_{c(2)}^3 E_{cd}}{f_{cd}} \right) + \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{si} \frac{\varepsilon_{c(1)} - N z_{si}}{N} - M = 0. \quad (4.8)$$

4.2.11 Для другої форми (випадок в) рівноваги, межі існування якої є $x_1 < h$ і $0 \leq \varepsilon_{c(1)} \leq \varepsilon_{c3,cd}$, рівняння рівноваги в розгорнутому вигляді записуються:

$$\frac{bE_{cd}\varepsilon_{c(1)}^2}{2N} + \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{si} - N = 0, \quad (4.9)$$

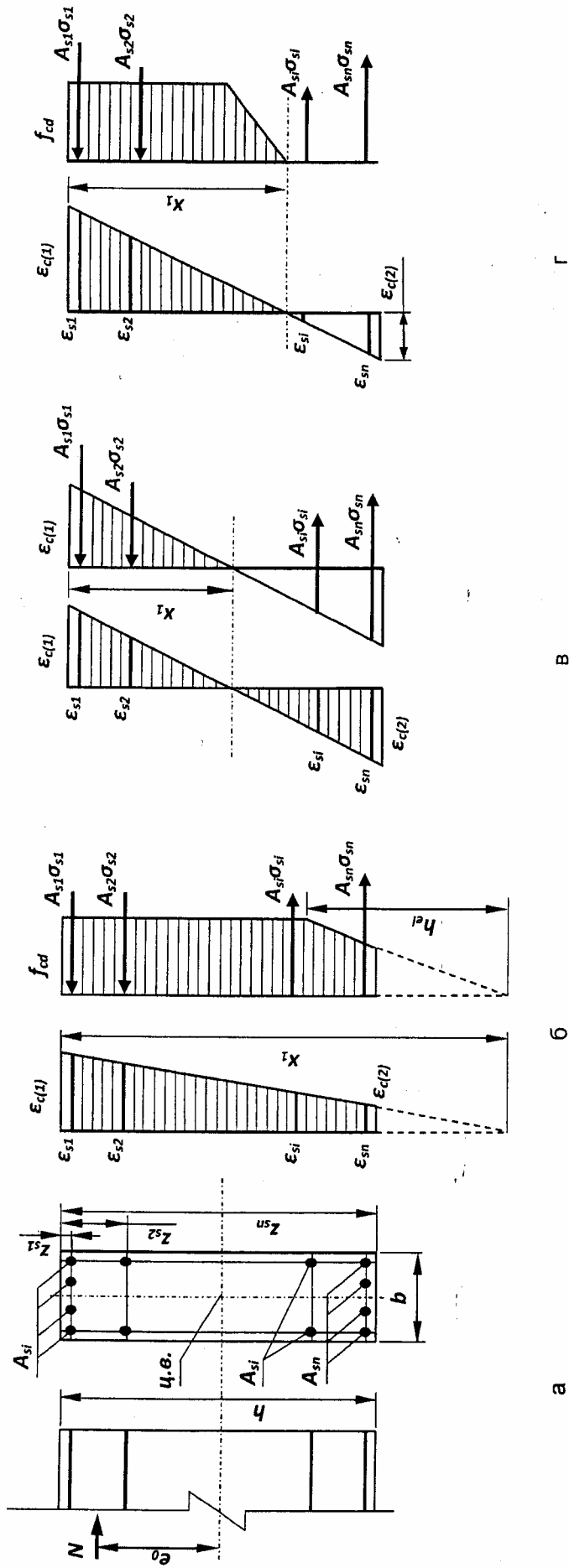
$$\frac{bE_{cd}\varepsilon_{c(1)}^3}{3N^2} + \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{si} \frac{\varepsilon_{c(1)} - N z_{si}}{N} - M = 0. \quad (4.10)$$

4.2.12 Для другої форми (випадок г) рівноваги, межі існування якої є $x_1 \leq h$ і $\varepsilon_{c3,cd} \leq \varepsilon_{c(1)} \leq \varepsilon_{cu3,cd}$, рівняння рівноваги в розгорнутому вигляді записуються:

$$\frac{bf_{cd}}{2N} (2\varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{c3,cd}) + \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{si} - N = 0, \quad (4.11)$$

$$\frac{bf_{cd}}{3N^2} (3\varepsilon_{c(1)} \varepsilon_{c3,cd} - 2\varepsilon_{c3,cd}^2) + \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{si} \frac{\varepsilon_{c(1)} - N z_{si}}{N} - M = 0. \quad (4.12)$$

4.2.13 Розрахунок за формулами (4.9) – (4.12) виконується аналогічно до формул (4.1) – (4.4) з виконанням рекомендацій і вимог 4.2.5 – 4.2.8.



а

б

г

а – поперечний переріз елемента; б – елюра напружень і деформацій при першій формі рівноваги; в – елюра напружень і деформацій при формі рівноваги а; г – елюра напружень і деформацій при формі рівноваги б.

Рисунок 4.2 – Напружено-деформований стан прямокутного перерізу

4.3 Несуча здатність залізобетонних елементів двотаврового та таврового перерізів на дію згинальних моментів та поздовжніх сил

4.3.1 Згідно з рисунком 4.3 можлива реалізація чотирьох випадків напружено-деформованого стану залізобетонного двотаврового перерізу. Тавровий переріз можна розглядати як окремих випадок двотаврового.

Перший випадок напружено-деформованого стану (перша форма рівноваги перерізу) – весь переріз стиснуто, нейтральна вісь поза межами перерізу, область існування – $x_1 \geq h$. Другий випадок (друга форма рівноваги перерізу) – нейтральна вісь у межах перерізу, у нижній полиці, область існування – $h > x_1 > h - h_{ef}$. Третій випадок (третя форма рівноваги перерізу) – нейтральна вісь у межах стінки, область існування – $h - h_{ef} > x_1 > h_{eff}$. Четвертий випадок (четверта форма рівноваги перерізу) – нейтральна вісь знаходиться в межах верхньої полиці, область існування – $x_1 < h_{eff}$.

4.3.2 З метою уніфікації формул для визначення напружено-деформованого стану двотаврового і таврового перерізів рекомендуються наступні доповнення до опису перерізу. Переріз складається з стінки на всю висоту перерізу і нижніх і верхніх звисів полиць із відповідними розмірами (рисунок 4.3а).

Переріз можна розглядати як такий, що складається з прямокутного перерізу на всю його висоту і має ширину, що дорівнює ширині стінки і приєднаних до неї звисів верхньої і нижньої полиць. У тавровому перерізі відсутні нижні або верхні звиси полиць і відповідно відсутня одна з форм рівноваги – друга чи четверта.

4.3.3 Відповідно до прийнятих передумов при використанні діаграми деформування бетону за рисунком 3.1 ДБН В.2.6-98 для двотаврового перерізу після заміни змінних інтегрування функції $F(N, \varepsilon_{c(1)})$ і $\Phi(N, \varepsilon_{c(1)})$ набувають вигляду:

4.3.3.1 Для першої форми рівноваги:

$$\begin{aligned} & \frac{f_{cd}}{N} \left[b_w \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^{k+1} + 2b_{eff1} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{eff,(2)}^{k+1}}{\varepsilon_{c1}^{k+1}} \right) + \right. \\ & \left. + 2b_{ef1} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{ef,(1)}^{k+1} - \varepsilon_{c(2)}^{k+1}}{\varepsilon_{c1}^{k+1}} \right) \right] + \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{si} - N = 0, \end{aligned} \quad (4.13)$$

$$\begin{aligned} & \frac{f_{cd}}{N^2} \left[b_w \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^{k+2} + 2b_{eff1} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{eff,(2)}^{k+2}}{\varepsilon_{c1}^{k+2}} \right) + \right. \\ & \left. + 2b_{ef1} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{ef,(1)}^{k+2} - \varepsilon_{c(2)}^{k+2}}{\varepsilon_{c1}^{k+2}} \right) \right] + \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{si} \frac{\varepsilon_{c(1)} - N z_{si}}{N} - M = 0. \end{aligned} \quad (4.14)$$

4.3.3.2 Для другої форми рівноваги:

$$\begin{aligned} & \frac{f_{cd}}{N} \left[b_w \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^{k+1} + 2b_{eff1} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{eff,(2)}^{k+1}}{\varepsilon_{c1}^{k+1}} \right) + \right. \\ & \left. + 2b_{ef1} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{ef,(1)}^{k+1}}{\varepsilon_{c1}^{k+1}} \right) \right] + \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{si} - N = 0, \end{aligned} \quad (4.15)$$

$$\frac{f_{cd}}{N^2} \left[b_w \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^{k+2} + 2b_{eff1} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{eff,(2)}^{k+2}}{\varepsilon_{c1}^{k+2}} \right) + 2b_{ef1} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{ef,(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^{k+2} \right] + \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{si} \frac{\varepsilon_{c(1)} - N z_{si}}{N} - M = 0. \quad (4.16)$$

4.3.3.3 Для третьої форми рівноваги:

$$\frac{f_{cd}}{N} \left[b_w \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^{k+1} + 2b_{eff1} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{eff,(2)}^{k+1}}{\varepsilon_{c1}^{k+1}} \right) \right] + \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{si} - N = 0, \quad (4.17)$$

$$\frac{f_{cd}}{N^2} \left[b_w \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^{k+2} + 2b_{eff1} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{eff,(2)}^{k+2}}{\varepsilon_{c1}^{k+2}} \right) \right] + \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{si} \frac{\varepsilon_{c(1)} - N z_{si}}{N} - M = 0. \quad (4.18)$$

4.3.3.4 Для четвертої форми рівноваги:

$$\frac{f_{cd}}{N} \left[(b_w + 2b_{eff1}) \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^{k+1} \right] + \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{si} - N = 0, \quad (4.19)$$

$$\frac{f_{cd}}{N^2} \left[(b_w + 2b_{eff1}) \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^{k+2} \right] + \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{si} \frac{\varepsilon_{c(1)} - N z_{si}}{N} - M = 0. \quad (4.20)$$

4.3.4 Аналогічно, як і у формулах для прямокутного перерізу, у формулах (4.13) – (4.20) $\bar{N} = \frac{N}{\varepsilon_{c1}}$, $\varepsilon_{eff(2)}$ – деформації на нижній грані перерізу верхньої полиці і які дорівнюють

$\varepsilon_{eff(2)} = N(x_1 - h_{eff})$, $\varepsilon_{ef(1)}$ – деформації на верхній грані перерізу нижньої полиці: $\varepsilon_{ef(1)} = N(x_1 - h + h_{ef})$, при згині $N = 0$, а при позacentровому стиску

$$M = N(x_1 - y + e),$$

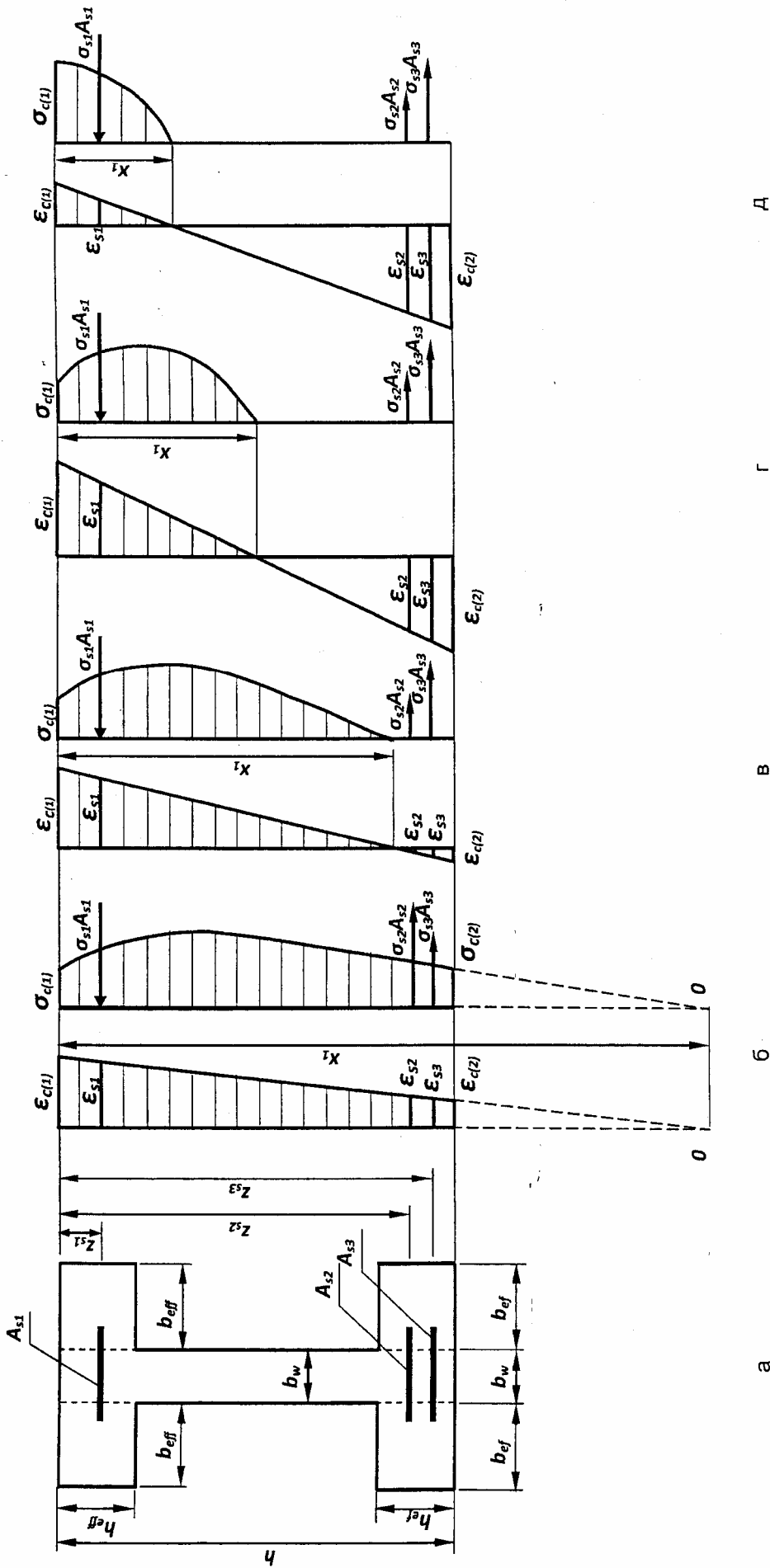
де y – відстань від найбільш стиснутої фібри до центра ваги перерізу;

e – ексцентриситет прикладення зовнішньої сили щодо центра ваги перерізу, інші позначки зрозумілі з рисунка 4.3.

Величини b_{eff1} та b_{ef1} в формулах (4.13), + (4.20) менші розрахункової величини звису полиці згідно з цими нормами.

Напруження в i -му шарі армування визначається аналогічно, як це показано для прямокутного перерізу з урахуванням рекомендацій і вимог 4.2.5 – 4.2.8.

4.3.5 Отримані формули придатні і для визначення напружено-деформованого стану таврового перерізу. У випадку, коли полиця таврового перерізу розташована в більш стиснутій зоні (угорі перерізу на рисунку 4.3), то досить прийняти $b_{ef1} = 0$ і виконати розрахунки за наведеними формулами. При цьому формули для другої і третьої форм рівноваги набудуть однакового вигляду. У випадку розташування полиці у менш стиснутій (розтягнутій) зоні перерізу досить прийняти $b_{eff1} = 0$ і виконати розрахунки за наведеними вище формулами. При цьому, формули для третьої і четвертої форм рівноваги набудуть однакового вигляду. Таким чином, для таврового перерізу реалізується три форми рівноваги і достатньо використовувати формули для першої, другої і четвертої форм рівноваги двотаврового перерізу для визначення несучої здатності таврового перерізу.



а – поперечний переріз; б – епюри деформації і напружень для першої форми рівноваги; в – епюри деформації і напружень для другої форми рівноваги; г – епюри деформації і напружень для третьої форми рівноваги; д – епюри деформації і напружень для четвертої форми рівноваги

Рисунок 4.3 – До оцінки напружено-деформованого стану двотаврового перерізу

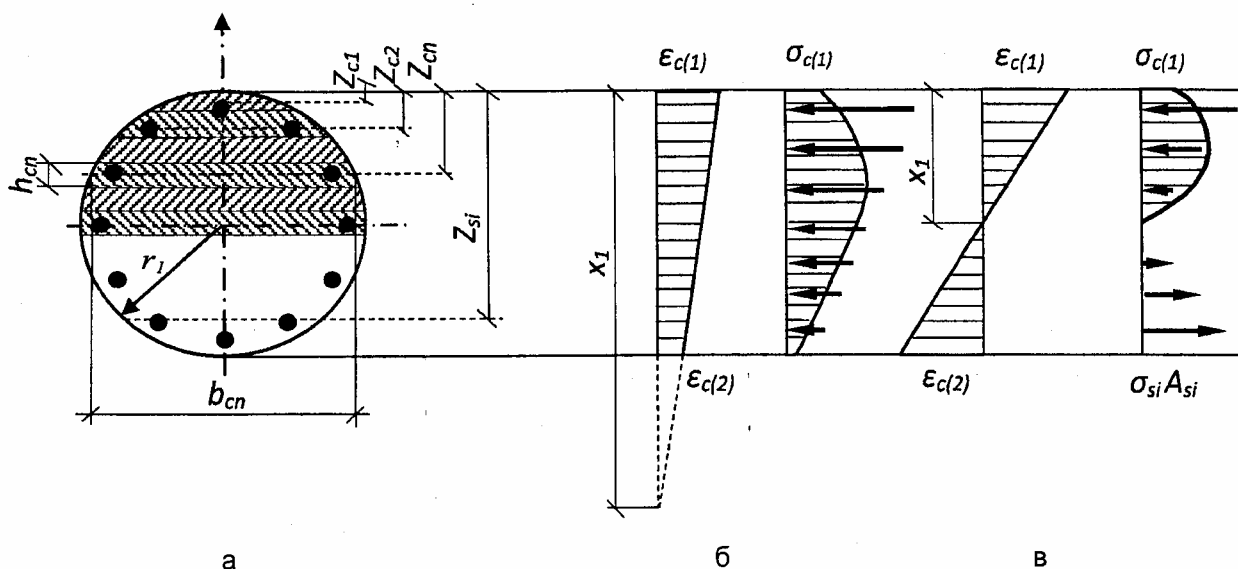
4.3.6 Відповідно до прийнятих передумов для розрахунку двотаврових та таврових перерізів може бути використана спрощена діаграма деформування бетону (рисунок 3.2 ДБН В.2.6-98). Рівняння рівноваги виводяться аналогічно і для прямокутника з урахуванням особливостей, вказаних в 4.3.1 – 4.3.4. При цьому необхідно розглядати дванадцять випадків (дванадцять форм рівноваги перерізу).

4.3.7 Для оцінки напружено-деформованого стану розрахункового перерізу використовується деформаційний метод. Алгоритм розв'язання задачі згідно з цим методом наведений у додатку А.

4.4 Несуча здатність залізобетонних елементів кругового перерізу на дію згинальних моментів та поздовжніх сил

4.4.1 Відповідно до прийнятих передумов для розрахунку елементів кругового перерізу при згині чи стиску можуть бути використані як повна, так і спрощена діаграма деформування бетону (рисунки 3.1, 3.2 ДБН В.2.6-98). Перехід від епюр у бетоні й арматурі до узагальнених зусиль у перерізі рекомендується виконувати за допомогою процедури числового інтегрування нормального перерізу з використанням деформаційного методу.

4.4.2 У загальному випадку положення нейтральної осі і розподіл деформацій (рисунок 4.4) елементів кільцевого перерізу визначають із рівнянь рівноваги зовнішніх і внутрішніх зусиль. При цьому може реалізуватись два випадки (дві форми рівноваги перерізу, рисунок 4.4). Нейтральна вісь знаходиться в межах і за межами перерізу.



а – поперечний переріз; б – епюри деформацій і напружень для першої форми рівноваги; в – епюри деформацій і напружень для другої форми рівноваги

Рисунок 4.4 – До оцінки напружено-деформованого стану кругового перерізу

4.4.3 При використанні діаграми деформування бетону згідно з рисунком 3.1 ДБН В.2.6-98 для кругового перерізу при чисельному інтегруванні розв'язання рівнянь рівноваги виконується у такій послідовності:

а) стиснута зона залізобетонного елемента кругового перерізу розбивається на m шарів (рисунок 4.4), перпендикулярних до осі дії моменту;

б) відстань від найбільш стиснутої точки перерізу до середини довільного шару z_{cn} для першої форми рівноваги (рисунок 4.4б), оскільки весь переріз є стиснутим, то на m шарів розділяється весь переріз, і тому величини z_{cn} визначаються за наступною залежністю:

$$z_{cn} = \frac{2r_1[(n-1)+0,5]}{m}, \quad (4.21)$$

де m – кількість шарів поділу стиснутої зони;

n – порядковий номер шару, який розглядається;

в) ширина будь-якого шару стиснутого бетону в межах перерізу визначається за формулою:

$$b_{cn} = 2\sqrt{2r_1 \times z_{cn} - z_{cn}^2}; \quad (4.22)$$

г) висота шару стиснутого бетону визначається за формулою:

$$h_{cn} = \frac{2r_1}{m}; \quad (4.23)$$

д) використовуючи гіпотезу плоских перерізів і залежність 3.5 ДБН В.2.6-98, визнається напруження в середині кожного шару:

$$\sigma_{cn} = f_{cd} \sum_{k=1}^5 \left(\frac{\varepsilon_{cn}}{\varepsilon_{cR}} \right)^k, \quad (4.24)$$

де $\varepsilon_{bn} = \varkappa(x_1 - z_{bn})$ – деформації середини шару бетону;

е) з урахуванням залежностей (4.21) – (4.24) рівняння рівноваги для першої форми рівноваги без урахування роботи бетону на розтяг набувають вигляду:

$$\sum_{n=1}^m \frac{4f_{cd}r_1}{m} \sqrt{2r_1 z_{cn} - z_{cn}^2} \sum_{k=1}^5 a_k \left(\frac{\varepsilon_{cn}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} - N = 0, \quad (4.25)$$

$$\sum_{n=1}^m \frac{4f_{cd}r_1(x_1 - z_{cn})}{m} \sqrt{2r_1 z_{cn} - z_{cn}^2} \sum_{k=1}^5 a_k \left(\frac{\varepsilon_{cn}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} (x_1 - z_{si}) - M = 0; \quad (4.26)$$

ж) для другої форми рівноваги (рисунок 4.4в), оскільки стиснута зона складає частину перерізу, відстань від найбільш стиснутої точки перерізу до середини довільного шару z_{bn} визначається за формулою:

$$z_{cn} = x_1[(n-1)+0,5]/m; \quad (4.27)$$

з) ширина і висота будь-якого шару стиснутого бетону визначається за формулами (4.22) та (4.23), а напруження в середині кожного шару бетону – за формулою (4.24);

к) з урахуванням залежностей (4.27) та (4.22) – (4.24) рівняння для другої форми рівноваги без урахування роботи бетону на розтяг набувають вигляду:

$$\sum_{n=1}^m \frac{2f_{cd}x_1}{m} \sqrt{2r_1 z_{cn} - z_{cn}^2} \sum_{k=1}^5 a_k \left(\frac{\varepsilon_{cn}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} - N = 0, \quad (4.28)$$

$$\sum_{n=1}^m \frac{2f_{cd}x_1(x_1 - z_{cn})}{m} \sqrt{2r_1 z_{cn} - z_{cn}^2} \sum_{k=1}^5 a_k \left(\frac{\varepsilon_{cn}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} (x_1 - z_{si}) - M = 0; \quad (4.29)$$

л) напруження в i -му шарі армування визначається аналогічно, як це показано для прямокутного перерізу 4.2.6, з урахуванням рекомендацій і вимог 4.2.5 – 4.2.8;

м) аналогічно, як і у формулах для прямокутного перерізу, у формулах (4.25) – (4.29) при згині $N = 0$, а при позацентровому стиску

$$M = N(x_1 - r_1 + e),$$

де e – ексцентриситет прикладення зовнішньої сили щодо центра ваги перерізу, інші позначки зрозумілі з рисунка 4.4.

4.4.4 Для оцінки напружено-деформованого стану розрахункового перерізу використовується деформаційний метод. Алгоритм розв'язання задачі згідно з цим методом наведений у додатку А.

4.5 Несуча здатність залізобетонних елементів при двовісному впливі згинальних моментів та поздовжніх сил

4.5.1 Відповідно до прийнятих передумов для розрахунку елементів при двоосьовому згині чи стиску можуть бути використані як повна, так і спрощена діаграма деформування бетону (рисунки 3.1, 3.2 ДБН В.2.6-98). Перехід від епюр у бетоні й арматурі до узагальнених зусиль у перерізі рекомендується виконувати за допомогою процедури числового інтегрування нормального перерізу з використанням деформаційного методу.

У загальному випадку положення нейтральної осі і розподіл деформацій у перерізі згинальних елементів, які зазнають дії поздовжньої сили N , визначають із рівнянь рівноваги зовнішніх і внутрішніх зусиль (рисунок 4.5).

$$\sum \sigma_{cn} A_{cn} + \sum \sigma_{si} A_{si} - N = 0, \quad (4.30)$$

$$\sum \sigma_{cn} A_{cn} z_{cxi} + \sum \sigma_{si} A_{si} z_{sxi} = M_x, \quad (4.31)$$

$$\sum \sigma_{cn} A_{cn} z_{cxi} + \sum \sigma_{si} A_{si} z_{sxi} = M_y, \quad (4.32)$$

де M_x і M_y – згинальні моменти, які діють відносно координатних осей x і y ;

A_{cn} , z_{cxi} , z_{cxi} , σ_{cn} – відповідно площа, координати центра ваги n -ї частки (ділянки) бетону та напруження на рівні його центра ваги;

A_{si} , z_{sxi} , z_{sxi} , σ_{si} – відповідно площа, координати центра ваги i -го стрижня арматури і напруження в ньому.

Систему координатних осей рекомендується вибирати з початком у центрі ваги перерізу.

4.5.2 На кожному кроці розрахунку перевіряють виконання критеріїв вичерпання несучої здатності згідно з 4.1. При цьому перевіряються наступні граничні умови:

$$\varepsilon_{c, \max} \leq \varepsilon_{cu1} \text{ або } \varepsilon_{cu3, cd}, \quad (4.33)$$

$$|\varepsilon_{s, \max}| \leq \varepsilon_{ud} - \varepsilon_p, \quad (4.34)$$

де ε_p – відносне видовження напруженої арматури при нульових деформаціях оточуючого бетону, які дорівнюють $\varepsilon_p = \sigma_{p, \max} / E_p$.

4.5.3 Розрахунки за нелінійною деформаційною моделлю рекомендується виконувати з допомогою комп'ютерних програм за наступним алгоритмом.

1. У першому наближенні задаються кутом нахилу нейтральної осі як для пружного матеріалу. Приймається, що для вибраної системи координат (рисунок 4.5) кут між нейтральною віссю та віссю y буде дорівнювати

$$\theta = \arctg \frac{l_x M_y}{l_y M_x}. \quad (4.35)$$

2. Задаючись величиною деформацій найбільш стиснутої фібри бетону (для визначення несучої здатності можна приймати $\varepsilon_{c(1)} = \varepsilon_{cu1}$ або $\varepsilon_{cu3, cd}$), послідовними наближеннями знаходять таке значення деформацій найбільш розтягнутого стрижня арматури (рисунок 4.5), за якого виконується умова рівняння рівноваги (4.30). У випадку коли $\varepsilon_{s, \max} > \varepsilon_{ud} - \varepsilon_p$, приймається $\varepsilon_{s, \max} = \varepsilon_{ud} - \varepsilon_p$ і відшукуються такі значення деформацій найбільш стиснутої фібри бетону, за яких задовольняється умова рівняння рівноваги (4.30).

Напруження в бетоні і в i -му стрижні арматури визначаються за допомогою гіпотези плоских перерізів і відповідних діаграм деформування бетону й арматури.

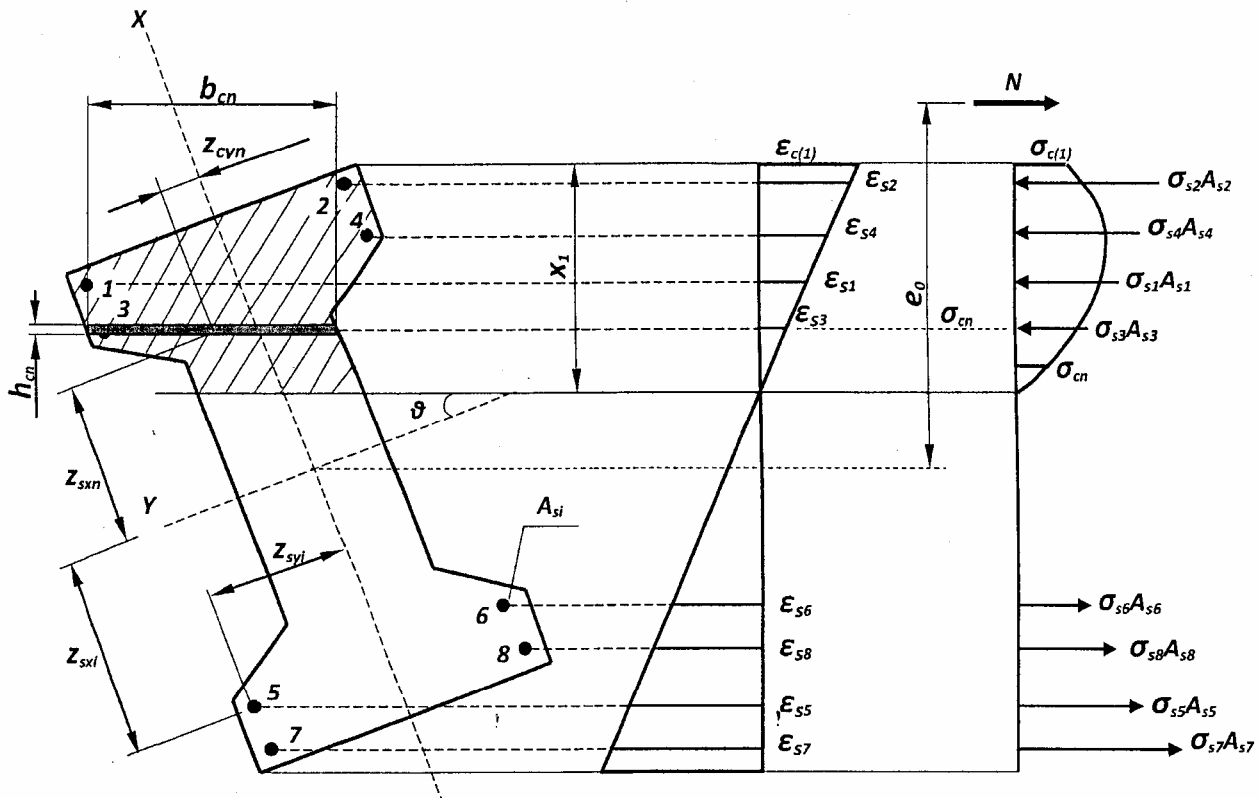


Рисунок 4.5 – Напружено-деформований стан перерізу при двоосьовому впливі згинальних моментів та поздовжніх сил

3. Використовуючи формули (4.31) і (4.32), визначають моменти внутрішніх зусиль $M_{x,alt}$ і $M_{y,alt}$. Якщо обидва моменти будуть більше або менше відповідних зовнішніх моментів M_x і M_y , то несуча здатність перерізу вважається відповідно такою, що забезпечена або не забезпечена.

4. Якщо один із моментів (наприклад, $M_{y,alt}$) менший відповідного зовнішнього моменту $M_{y,alt} < M_y$ і другий більший $M_{x,alt} > M_x$, задаються іншим кутом нахилу нейтральної осі θ (більшим ніж був прийнятий раніше) і знову виконують аналогічні розрахунки згідно з 3-4.

4.6 Розрахунок несучої здатності залізобетонних перерізів, похилих до поздовжньої осі

4.6.1 Додаткові загальні положення

4.6.1.1 Загальні положення і вимоги щодо розрахунку залізобетонних елементів за несучою здатністю похилих перерізів (на зсув) наведені в розділі 6.2 ДБН В.2.6-98.

4.6.1.2 Сумарна розрахункова поперечна сила з урахуванням внеску полиць $V_{Ed} - V_{ccd} - V_{td}$ не повинна перевищувати максимально допустимого значення $V_{Rd,max}$ (4.6.3) у будь-якому перерізі елемента.

4.6.1.3 Поздовжня розтягнута арматура повинна сприйняти додаткове зусилля розтягу, спричинене зсувом (4.6.3.8).

4.6.1.4 Для елементів, що зазнають дії переважно рівномірно розподіленого навантаження, не потрібно здійснювати перевірку за поперечною силою на відстані, меншій за d від грані опори. Будь-яка передбачена поперечна арматура повинна доводитись до опори. Окрім того, необхідно перевіряти умову, що поперечна сила на опорі не перевищує $V_{Rd,max}$ (4.6.3.3 і 4.6.3.5).

4.6.1.5 Якщо навантаження прикладається близько до низу перерізу, то додатково до будь-якого необхідного армування для сприйняття зусилля зсуву необхідно передбачати достатнє вертикальне армування для передачі навантаження на верхню частину перерізу.

4.6.2 Елементи, що не потребують розрахункового поперечного армування

4.6.2.1 Розрахункова величина опору зсуву визначається, як:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k \sigma_{cp}] b_w d, \quad (4.36)$$

але при значенні не менше

$$V_{Rd,c} = (V_{min} + k \sigma_{cp}) b_w d, \quad (4.37)$$

де f_{ck} – МПа;

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

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

A_{sl} – площа розтягнутої арматури, яка продовжується на відстань $\geq (l_{bd} + d)$ за переріз, що розглядається (рисунок 4.6);

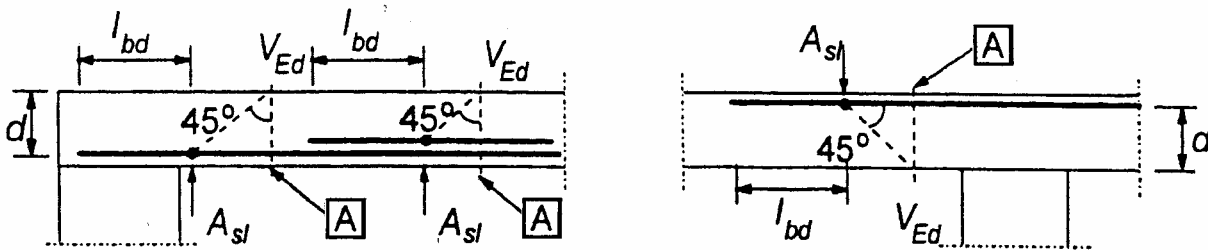
b_w – найменша ширина поперечного перерізу у розтягнутій зоні, мм;

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0,2 f_{cd}, \text{ МПа}; \quad (4.38)$$

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;

$V_{Rd,c}$, Н.



A – переріз, що розглядається

Рисунок 4.6 – До визначення A_{sl} у виразах (4.36), (4.37)

4.6.2.2 Величини $C_{Rd,c}$, V_{min} і k_1 , якщо немає більш точних даних, рекомендується приймати:

$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c$; V_{min} – вираз (4.39) і $k_1 = 0,15$.

$$V_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}. \quad (4.39)$$

4.6.2.3 Для попередньо напружених однопрольотних елементів без поперечної арматури опір зсуву зон із тріщинами при згині може обчислюватись за виразом (4.39). У зонах без тріщин при згині (де напруження розтягу при згині менші ніж $f_{ctk,0,05} / \gamma_c$) опір зсуву повинен обмежуватись опором бетону на розтяг. У таких зонах опір зсуву визначається:

$$V_{Rd,c} = \frac{l \cdot b_w}{S} \cdot \sqrt{(f_{ctd})^2 + \alpha \cdot \sigma_{cp} f_{ctd}}, \quad (3.40)$$

де l – момент інерції перерізу;

b_w – ширина поперечного перерізу по центральній осі, допускаючи наявність каналів, відповідно до виразів (4.55) і (4.56);

S – статичний момент перерізу вище і відносно центральної осі;

$\alpha_1 = l_x / l_{pt2} < 1,0$ для арматури, напружуваної на бетон;

l_x – відстань від перерізу, що розглядається, до початкової точки довжини передачі;

l_{pt2} – величина верхньої межі довжини передачі для напружуваного елемента згідно з (7.18);

σ_{cp} – напруження стиску бетону на центральній осі від осьового навантаження і/або

попереднього напруження ($\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$, МПа, $N_{Ed} > 0$ при стиску).

Для перерізів змінної ширини вздовж висоти максимальні головні напруження можуть діяти не по центральній осі. У таких випадках мінімальна величина опору зсуву повинна визначатись через обчислення $V_{Rd,c}$ по різних осях поперечного перерізу.

4.6.2.4 Обчислення опору зсуву згідно з (4.39) не вимагається для перерізів, які ближче до опори ніж точка перетину пружної центральної осі і похилої лінії від внутрішньої грані опори під кутом 45° .

4.6.2.5 При визначенні поздовжньої арматури для ділянок з тріщинами при згині епюру M_{Ed} потрібно змістити на відстань $a_l = d$ у несприятливому напрямку (8.2.3.2).

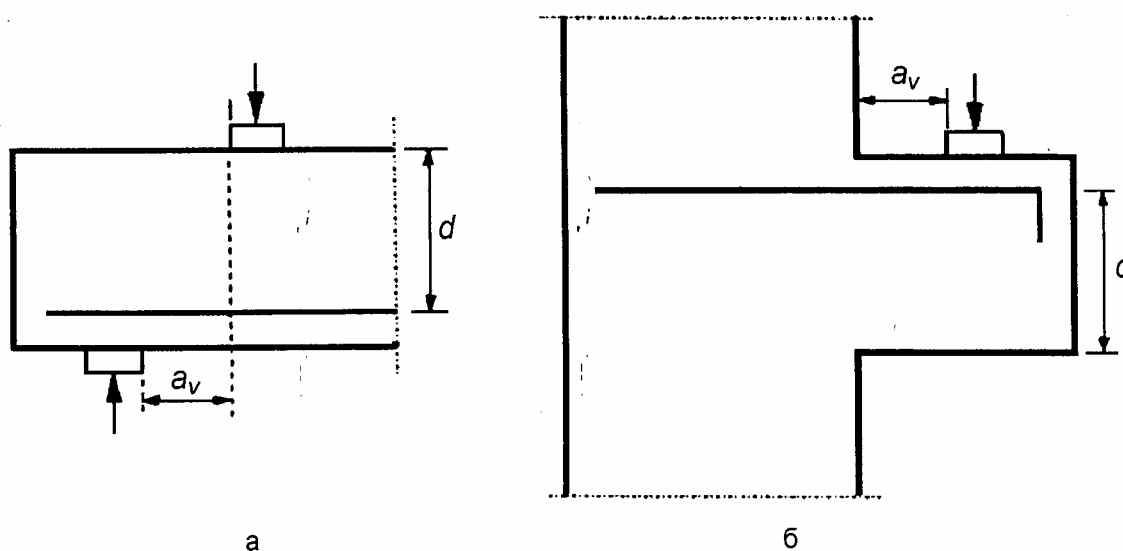
4.6.2.6 Для елементів з навантаженнями, прикладеними зверху в межах відстані $0,5d \leq a_v \leq 2d$ від грані опори або центра точки обпирання при використанні рухомої опори (рисунок 4.7), внесок цього навантаження і поперечну силу V_{Ed} можна помножити на $\beta = a_v / 2d$. Це зниження може застосовуватись при перевірці $V_{Rd,c}$ за виразом (4.36). Такий підхід правомірний тільки у разі забезпечення повного заанкерування поздовжньої арматури на опорах. При $a_v \leq 0,5d$ необхідно приймати значення $a_v = 0,5d$.

4.6.2.7 Несуча здатність за поперечною силою, обчислена без зниження через β , повинна завжди задовольняти умову:

$$V_{Ed} \leq 0,5b_w d v f_{cd}, \quad (4.41)$$

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

$$v = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad (f_{ck}, \text{ МПа}). \quad (4.42)$$



а – балка із безпосереднім обпиранням; б – консоль

Рисунок 4.7 – Прикладення навантаження біля опор

4.6.3 Елементи, що потребують поперечної арматури за розрахунком

4.6.3.1 Для розрахунку елементів із поперечною арматурою разом із загальною деформаційною моделлю рекомендується використовувати "фермову" модель (рисунок 4.8). Граничну величину кута похилих стиснутих умовних елементів стінки наведено у 4.6.3.2.

На рисунку 4.8 використано наступні позначки:

α – кут між поперечною арматурою і віссю балки, перпендикулярної до поперечної сили (позитивний напрям);

θ – кут між стиснутим бетонним умовним елементом і віссю балки, перпендикулярної до поперечної сили;

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 для елемента з постійною висотою перерізу, яке відповідає згинальному моменту в елементі, що розглядається. При розрахунку на зсув залізобетонних елементів за відсутності осьової сили, зазвичай, можна приблизно приймати значення $z = 0,9d$.

В елементах із похилою попередньо напруженою арматурою необхідно забезпечувати, щоб поздовжня арматура у розтягнутому поясі сприймала поздовжнє зусилля розтягу внаслідок зсуву, визначеного у (4.6.3.8).

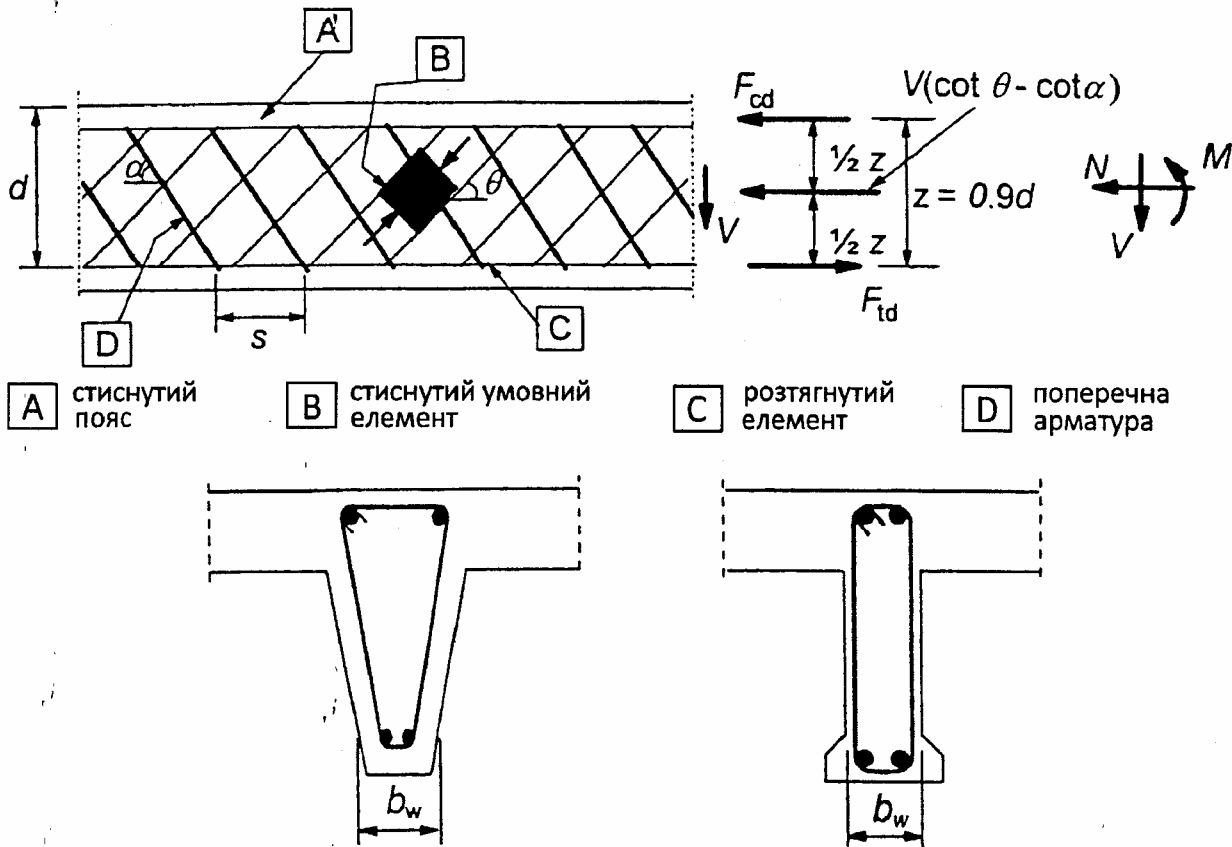


Рисунок 4.8 – "Фермова" модель і позначки для елементів із поперечним армуванням

4.6.3.2 Величина кута θ повинна обмежуватись. Граничні величини $\cot \theta$ рекомендується приймати в межах за виразом:

$$1 \leq \cot \theta \leq 2,5. \tag{4.43}$$

4.6.3.3 Для елементів із вертикальним поперечним армуванням за опір зсуву приймається менша із величин, підрахована за формулами (4.44) та (4.45):

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta. \quad (4.44)$$

Якщо застосовуються вирази (4.46), (4.47), то величину f_{ywd} у виразі (4.44) потрібно зменшувати до $0,8 f_{ywd}$:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta), \quad (4.45)$$

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

s – крок поперечних стрижнів;

f_{ywd} – розрахунковий опір текучості поперечної арматури;

v_1 – коефіцієнт зменшення міцності бетону з тріщинами при зсуві, який визначається за виразом (4.42);

α_{cw} – коефіцієнт, що враховує рівень напружень у стиснутому поясі.

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

$$v_1 = 0,6 \quad \text{при } f_{ck} \leq 60 \text{ МПа}, \quad (4.46)$$

$$v_1 = 0,9 - f_{ck} / 200 > 0,5 \quad \text{при } f_{ck} \geq 60 \text{ МПа}. \quad (4.47)$$

Рекомендована величина α_{cw} є наступною:

$$(1 + \sigma_{cp} / f_{cd}) \quad \text{при } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd}, \quad (4.48)$$

$$1,25 \quad \text{при } 0,25 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}, \quad (4.49)$$

$$2,5(1 - \sigma_{cp} / f_{cd}) \quad \text{при } 0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < 1,0 f_{cd}, \quad (4.50)$$

де σ_{cp} – середнє напруження стиску, прийняте позитивним у бетоні, викликане розрахунковою осьовою силою. Воно повинно визначатись шляхом осереднення в межах бетонного перерізу з урахуванням арматури. Величину не потрібно обчислювати на відстані меншій ніж $0,5d \cot \theta$ від грані опори.

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

$$\frac{A_{sw,max} f_{ywd}}{b_w s} \leq \frac{1}{2} \alpha_{cw} v_1 f_{cd}. \quad (4.51)$$

4.6.3.5 Для елементів із похилою поперечною арматурою за опір зсуву приймається менша із величин

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha \quad (4.52)$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta). \quad (4.53)$$

Примітка. Максимальна приведена площа перерізу поперечної арматури $A_{sw,max}$ при $\cot \theta = 1$ визначається з виразу:

$$\frac{A_{sw,max} f_{ywd}}{b_w s} \leq \frac{1}{2} \frac{\alpha_{cw} v_1 f_{cd}}{\sin \alpha} \alpha_{cw} v_1 f_{cd}. \quad (4.54)$$

4.6.3.6 На ділянках, де відсутні нерегулярності V_{Ed} (наприклад, при рівнорозподіленому навантаженні), поперечна арматура будь-якого кроку по довжині $l = z \cdot \cot \theta$ може визначатись із використанням найменшого значення V_{Ed} у кроці.

4.6.3.7 Якщо у стінці знаходяться заповнені металеві канали $\varnothing > b_w / 8$, опір зсуву повинен визначатись на основі номінальної товщини стінки за виразом:

$$b_{w,nom} = b_w - 0,5\Sigma\varnothing, \quad (4.55)$$

де \varnothing – зовнішній діаметр каналу;

$\Sigma\varnothing$ визначається на найбільш несприятливому рівні.

Для заповнених металевих каналів при $\varnothing \leq b_w / 8$, $b_{w,nom} = b_w$.

Для незаповнених каналів або заповнених пластичним матеріалом і для незчепленої напруженої арматури номінальна товщина стінки визначається за виразом:

$$b_{w,nom} = b_w - 1,2\Sigma\varnothing. \quad (4.56)$$

Величина 1,2 у виразі (4.56) введена для врахування розколювання стиснутих умовних бетонних елементів внаслідок поперечного розтягу. Якщо забезпечено необхідне поперечне армування, цю величину можна зменшити до 1,0.

4.6.3.8 Додаткову силу розтягу ΔF_{td} у поздовжній арматурі внаслідок зсуву V_{Ed} можна визначити за виразом:

$$\Delta F_{td} = 0,5V_{Ed}(\cot\theta + \cot\alpha); \quad (4.57)$$

Сума величин $(M_{Ed} / z) + \Delta F_{td}$ повинна прийматись не більше ніж $M_{Ed,min} / z$, де $M_{Ed,min}$ – максимальний момент вдовж балки.

4.6.3.9 Для елементів із навантаженнями, прикладеними зверху в межах відстані $0,5d \leq a_v \leq 2d$ від грані опори, внесок цього навантаження і поперечну силу V_{Ed} можна зменшити через $\beta = a_v / 2d$.

Поперечна сила V_{Ed} , обчислена у такий спосіб, повинна задовольняти умову:

$$V_{Ed} \leq A_{sw} \cdot f_{ywd} \sin\alpha, \quad (4.58)$$

де $A_{sw} \cdot f_{ywd}$ – опір поперечної арматури, що пересікає похилу поперечну тріщину в зонах між навантаженнями (рисунок 4.9). Враховується тільки поперечна арматура в центральній зоні, що дорівнює $0,75 a_v$. Зниження через β може застосовуватись тільки при розрахунку поперечної арматури. Такий підхід правомірний тільки у разі забезпечення повного заанкерування поздовжньої арматури на опорах.

При $a_v \leq 0,5d$ необхідно приймати значення $a_v = 0,5d$.

Величина V_{Ed} , обчислена без зниження через β , повинна задовольняти умову (4.58).

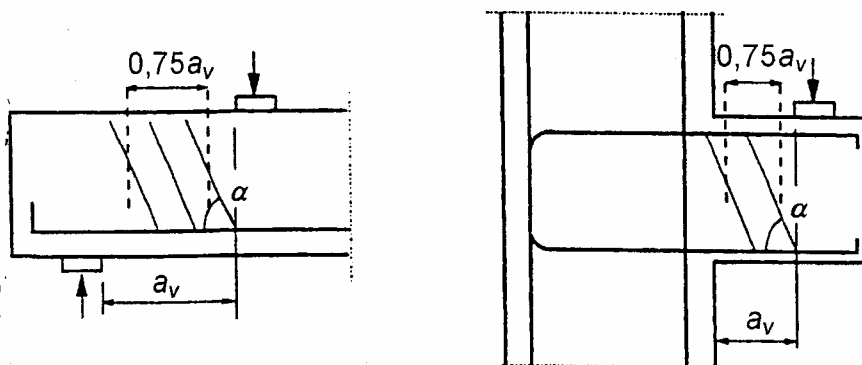


Рисунок 4.9 – Поперечна арматура у коротких прольотах зсуву при безпосередній дії на умовний стиснутий елемент

4.6.4 Зсув між стінкою і полицями

4.6.4.1 Міцність полиць на зсув може визначатись шляхом врахування полиці як системи стиснутих умовних елементів, сполучених із розтягнутими у вигляді розтягнутої арматури.

4.6.4.2 Мінімальна кількість поздовжньої арматури повинна визначатись відповідно до 8.3.1.

4.6.4.3 Поздовжні напруження від зсуву V_{Ed} у сполученні між однією стороною полиці і стінкою визначаються через зміну номінальної (поздовжньої) сили у частині полиці, яка розглядається:

$$V_{Ed} = \Delta F_d / (h_f - \Delta x), \quad (4.59)$$

де h_f – товщина полиці у місці з'єднання;

Δx – довжина, що розглядається (рисунок 4.10);

ΔF_d – зміна номінальної сили у полиці на довжині Δx .

Максимальне значення, яке можна припустити для Δx , складає половину відстані між перерізом, де момент дорівнює нулю, і перерізом із максимальним моментом. У разі прикладання зосереджених сил довжина Δx не повинна перевищувати відстані між зосередженими навантаженнями.

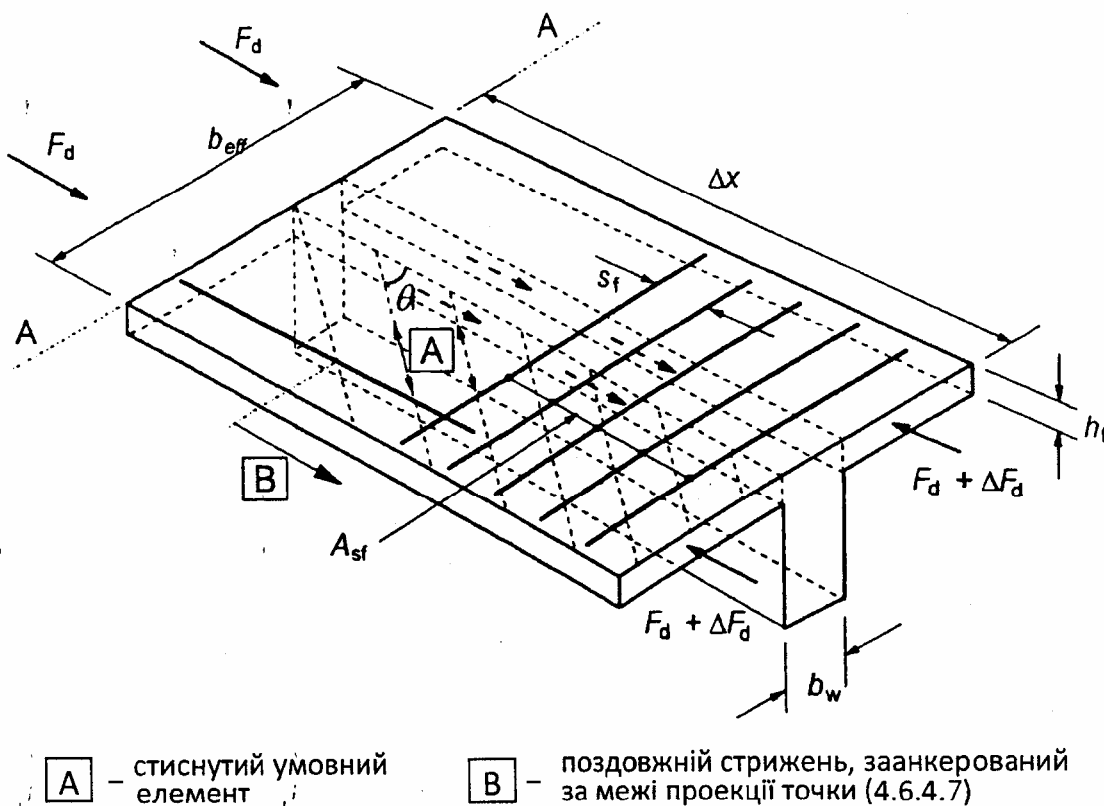


Рисунок 4.10 – Позначки для сполучення між полицею і стінкою

4.6.4.4 Поперечне армування на одиницю довжини A_{sf} / s_f можна визначити за наступним виразом:

$$(A_{sf} f_{yd} / s_f) \geq V_{Ed} h / \cot \theta_f. \quad (4.60)$$

Для запобігання роздавлюванню стиснутих умовних елементів бетону у полиці повинна задовольнятися наступна умова:

$$V_{Ed} \leq v f_{cd} \sin \theta_f \cos \theta_f. \quad (4.61)$$

Допустимий діапазон зміни величин $\cot\theta_f$ для розрахунків за відсутності більш точних даних рекомендується приймати:

- $1,0 \leq \cot\theta_f \leq 2,0$ при стиснутих полицях ($45^\circ \geq \theta_f \geq 26,5^\circ$),
- $1,0 \leq \cot\theta_f \leq 1,25$ при розтягнутих полицях ($45^\circ \geq \theta_f \geq 38,6^\circ$).

4.6.4.5 У випадку складного зсуву між полицею і стінкою і поперечному згині площа армування повинна бути більшою ніж за виразом (4.60) або дорівнювати половині площі за (4.61) плюс необхідна арматура для сприйняття поперечного згину.

4.6.4.6 Якщо V_{Ed} менше або дорівнює $0,4f_{ctd}$, то додаткове армування, більше ніж для сприйняття згину, не потрібне.

4.6.4.7 Поздовжня розтягнута арматура у полиці повинна заанкеруватись за межі стиснутого умовного елемента на величину, необхідну для передачі зусилля назад на стінку у перерізі, де ця арматура необхідна (переріз А-А на рисунку 4.10).

4.6.5 Зсув на контактні бетону, укладеного у різний час

4.6.5.1 На додаток до вимог 6.2.1 ДБН В.2.6.-98 та 4.6.1-4.6.4, напруження зсуву на контактні між бетоном (рисунок 4.11), укладеним у різний час, повинна задовольнятися наступна умова:

$$V_{Edi} \leq V_{Rdi} \tag{4.62}$$

де V_{Edi} – розрахункова величина напружень зсуву на контактні, що виражається, як:

$$V_{Edi} = \beta V_{Ed} / (z, b_i) \tag{4.63}$$

де β – відношення поздовжньої арматури у перерізі нового бетону і загального поздовжнього зусилля у стиснутій або розтягнутій зоні, обчислених для перерізу, що розглядається;

V_{Ed} – поперечне зусилля зсуву;

z – плече внутрішньої пари складеного перерізу;

b_i – ширина контакту;

V_{Rdi} – розрахунковий опір зсуву на контактні

$$V_{Rdi} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 v f_{cd} \tag{4.64}$$

де c і μ – коефіцієнти, що залежать від шорсткості поверхні (4.6.5.2);

f_{ctd} – визначається згідно з 3.1.6.2 ДБН В.2.6-98;

σ_n – напруження на одиницю площі, викликане мінімальною зовнішньою нормальною силою на контактні, яка може діяти одночасно із силою зсуву, додатною при стиску, так, що $\sigma_n < 0,6 f_{cd}$, а при розтягу – негативною. Якщо σ_n – напруження розтягу, то f_{ctd} приймається таким, що дорівнює нулю.

$$\rho = A_s / A_i;$$

A_s – площа арматури, що пересікає контакт, включно зі звичайною поперечною арматурою (за наявності), при відповідному заанкеренні з обох сторін контакту;

A_i – площа з'єднання;

α – визначається за рисунком 4.12, і повинна обмежуватись діапазоном $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$;

v – коефіцієнт зниження міцності бетону (4.6.2.8).

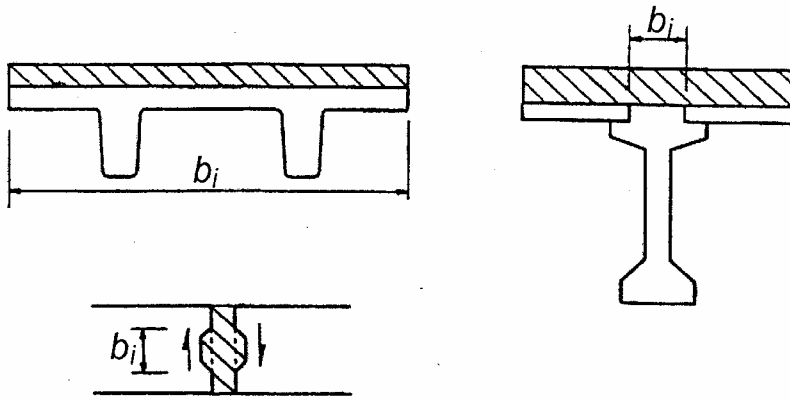


Рисунок 4.11 – Приклади контактів

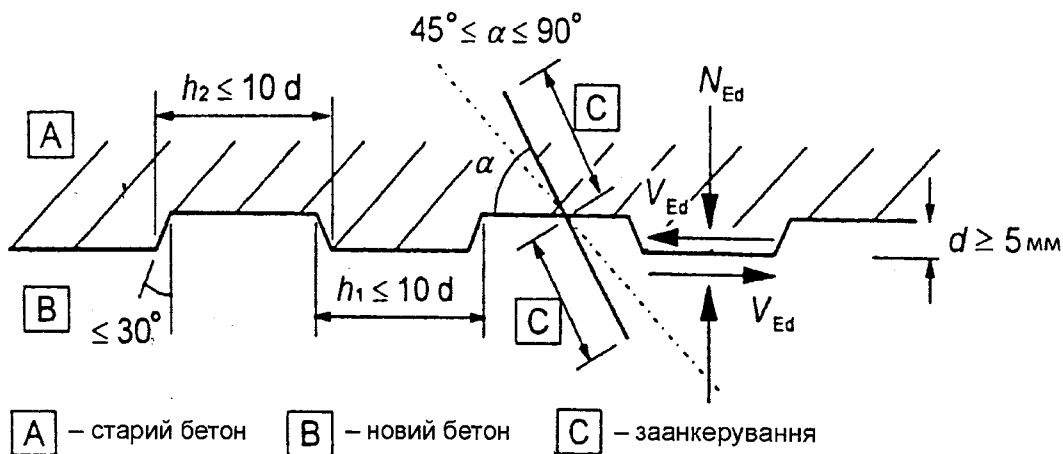


Рисунок 4.12 – Технологічний зазубрений шов

4.6.5.2 У разі відсутності більш детальної інформації щодо поверхні вона може кваліфікуватися як дуже гладка, гладка, шорстка або зазубрена, наприклад:

– дуже гладка – це поверхня при укладанні бетону на сталеву, пластикову або спеціально підготовлену дерев'яну опалубку: $c = 0,025$ до $0,1$, $\mu = 0,5$;

– гладка – поверхня, сформована ковзною опалубкою або видавлюванням (екструзією), а також після вібрації без подальшої обробки: $c = 0,2$, $\mu = 0,6$;

– шорстка – поверхня з нерівностями, щонайменшим перепадом 3 мм і кроком близько 40 мм, яка досягається згірбанням заповнювачів або іншими методами, які надають подібного характеру поверхні: $c = 0,4$, $\mu = 0,7$;

– зазубрена – поверхня із зубцями, відповідно до вказаних на рисунку 4.12: $c = 0,5$, $\mu = 0,9$.

4.6.5.3 Може використовуватись ступінчасте розміщення поперечної арматури, як показано на рисунку 4.13. Якщо з'єднання між двома різними шарами бетону забезпечується армуванням (балки фермового типу), внесок сталі в опір контакту може прийматись як результуюча зусиль від кожної із діагоналей за умови, що $45^\circ \leq \alpha \leq 135^\circ$.

4.6.5.4 Опір поздовжньому зсуву заповнених швів між плитами або елементами стін може визначатись згідно з 4.6.5.1. Однак, якщо у шві утворюються значні тріщини, то c необхідно приймати таким, що дорівнює нулю для гладких і шорстких швів і $0,5$ – для зазубрених швів.

4.6.5.5 При дії циклічних або динамічних навантажень величину c у 4.6.5.1 необхідно зменшити вдвічі.

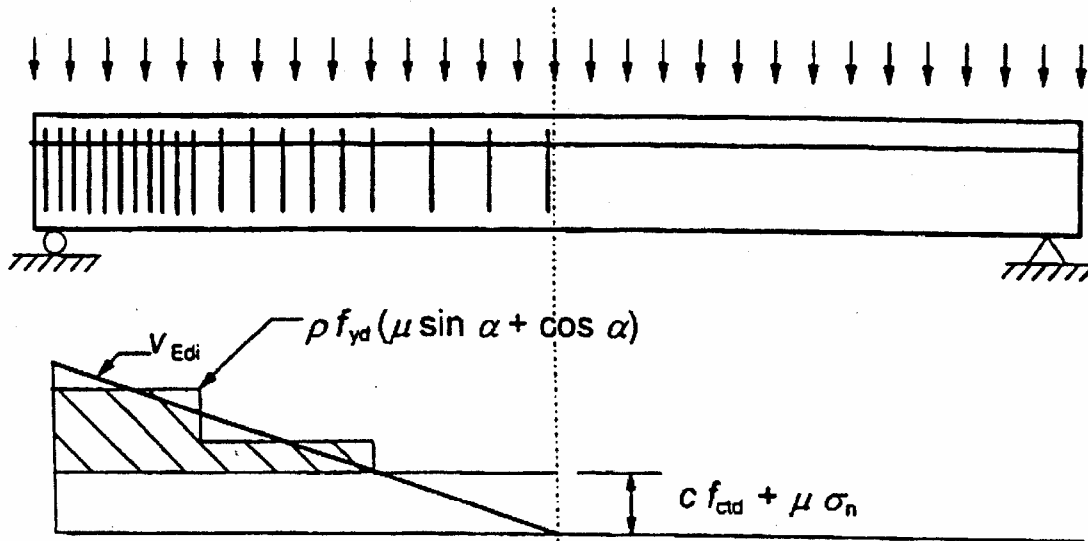


Рисунок 4.13 – Епюра зсуву, що показує необхідне армування на контакті

4.7 Крутіння

4.7.1 Загальні положення

4.7.1.1 У випадках, коли статична рівновага конструкції залежить від опору крутіння елементів конструкції, то необхідно виконувати повний розрахунок на крутіння, що охоплює граничні стани I і II груп.

4.7.1.2 Якщо у статично невизначеній конструкції крутіння виникає тільки як результат сумісності, а стійкість конструкції не залежить від опору крутінню, то нема потреби враховувати крутіння при перевірці граничного стану за несучою здатністю і стійкістю. У таких випадках необхідно передбачати мінімальне армування, наведене у розділах 5.3 і 8.2, у вигляді хомутив і поздовжніх стрижнів для запобігання надмірному тріщиноутворенню.

4.7.1.3 Опір перерізу крутінню можна визначити на основі замкнутого тонкостінного перерізу, у якому рівновага забезпечується замкненим розподілом зсуву. Суцільні перерізи можна моделювати еквівалентними тонкостінним перерізам. Поперечні перерізи складної форми, наприклад, Т-подібні, можуть розділятися на декілька складових перерізів, кожен із яких може моделюватись еквівалентним тонкостінним, а загальний опір крутінню приймається як сума опорів окремих елементів.

4.7.1.4 Розподіл діючих крутних моментів у окремих складових перерізах повинен здійснюватись пропорційно їх крутним жорсткостям без тріщин. Для несучільних перерізів еквівалентна товщина стінки не повинна перевищувати фактичної товщини.

4.7.1.5 Кожен окремих складовий переріз може розраховуватись окремо.

4.7.2 Методика розрахунку

4.7.2.1 Напруження зсуву у стінці перерізу, на який діє чистий крутний момент, може визначатись за виразом:

$$\tau_{t,i} t_{ef,i} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \quad (4.65)$$

Зусилля зсуву $V_{Ed,i}$ у стінці i внаслідок крутіння визначається за виразом:

$$V_{Ed,i} = \tau_{t,i} t_{ef,i} z_i \quad (4.66)$$

де T_{Ed} – прикладене розрахункове крутіння (рисунок 4.14);

- A_k – площа, охоплена осьовою лінією з'єднаних стінок, включно із площею внутрішньої порожнистої області;
- $\tau_{t,i}$ – напруження зсуву у стінці i від крутіння;
- $t_{ef,i}$ – приведена товщина стінки. Вона може прийматись як A/u , але не може прийматись меншою ніж подвоєна відстань між гранню і віссю поздовжньої арматури.
Для порожнистих перерізів фактичною товщиною є верхня межа;
- A – загальна площа поперечного перерізу в межах зовнішнього периметра, включно із площею внутрішньої попрожнистої області;
- u – зовнішній периметр поперечного перерізу;
- z_i – довжина бокової сторони i -ї стінки, яка визначається, як відстань між точками перетину прилеглих стін.

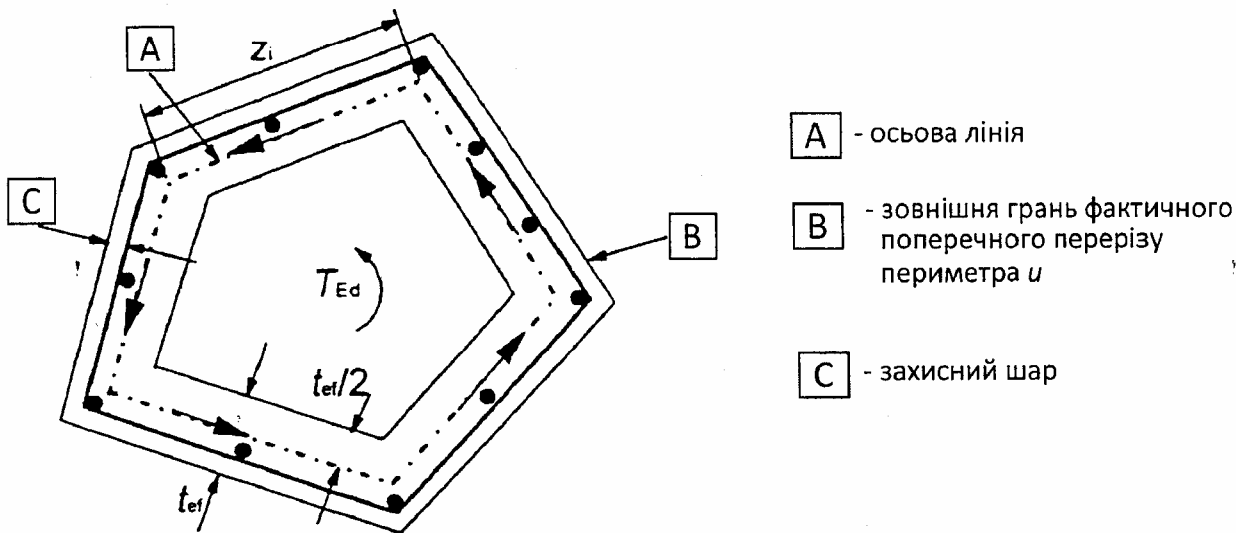


Рисунок 4.14 – Познаки і визначення, використані у 4.7.2.1

4.7.2.2 Впливи крутіння і зсуву на порожнисті і суцільні елементи можуть накладатись у разі припущення однакової величини нахилу хомутив θ . Граничні значення для θ , надані у 4.6.3.2, застосовуються для випадку спільної дії зсуву і крутіння.

Максимальна несуча здатність елемента при дії навантаження зсуву і крутіння визначається із 4.6.3.5.

4.7.2.3 Необхідна площа поперечного перерізу поздовжньої арматури при крутінні ΣA_{sl} визначається за виразом:

$$\frac{\Sigma A_{sl} f_{yd}}{u_k} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \cot \theta, \quad (4.67)$$

- де u_k – периметр площі A_k ;
- f_{yd} – розрахункова поперечна сила;
- θ – кут нахилу стиснутих умовних елементів (рисунок 4.8).

У стиснутих поясах кількість поздовжньої арматури можна зменшити пропорційно діючому зусиллю стиску. У розтягнутих поясах кількість поздовжньої арматури для сприйняття крутіння повинна додаватись до іншої арматури. Поздовжня арматура, як правило, повинна розподілятись на довжині сторони z_i , але для малих перерізів вона може зосереджуватись на кінцях цієї довжини.

4.7.2.4 Максимальний розрахунковий опір елемента на дію крутіння і зсуву обмежується несучою здатністю стиснутих бетонних умовних елементів. Для того, щоб не перевищити цей опір, повинна задовольнятися наступна умова:

$$T_{Ed} / T_{Rd,max} + V_{Ed} / V_{Rd,max} \leq 1,0, \quad (4.68)$$

де T_{Ed} – розрахунковий крутний момент;

V_{Ed} – розрахункова поперечна сила;

$T_{Rd,max}$ – розрахунковий опір за крутним моментом відповідно до виразу:

$$T_{Rd,max} = 2v\alpha_{cw} f_{cd} + A_k t_{ef,i} \sin\theta + \cos\theta, \quad (4.69)$$

де v – отримуємо згідно з 4.6.2.8, а α_{cw} – із виразу (4.45);

$V_{Rd,max}$ – максимальний розрахунковий опір елемента згідно з (4.45) або (4.53). У суцільних перерізах для визначення $V_{Rd,max}$ може використовуватись повна ширина стінки.

4.7.2.5 Для суцільних перерізів, близьких до прямокутних, необхідно передбачати тільки мінімальне армування (8.2.1.1) при забезпеченні виконання наступної умови:

$$T_{Ed} / T_{Rd,c} + V_{Ed} / V_{Rd,c} \leq 1,0, \quad (4.70)$$

де $T_{Rd,c}$ – крутний момент тріщиноутворення, що може визначатись за умови $\tau_{t,i} = f_{ctd}$;

$V_{Rd,c}$ – визначається із виразу (4.36 і 4.37).

4.7.2.6 Для замкнутих тонкостінних і суцільних поперечних перерізів, зазвичай, деформацією крутіння можна знехтувати.

4.7.2.7 Для відкритих тонкостінних елементів слід враховувати деформацію крутіння. Для дуже гнучких поперечних перерізів необхідно здійснювати розрахунок на основі балочно-решіткових моделей, а для інших випадків – на основі "фермової" моделі. У всіх випадках розрахунок необхідно виконувати згідно з правилами розрахунку при дії згину і поздовжньої нормальної сили та при зсуві.

4.8 Продавлювання

4.8.1 Загальні положення

4.8.1.1 Розрахунки на зріз при продавлюванні виконуються згідно з положеннями, наведеними в 6.4 ДБН В 2.6-98, та вказівками цього нормативного документа.

4.8.1.2 Зріз при продавлюванні може виникати від зосередженого навантаження або реакції, що діє на відносно малу площу, яка називається площею навантаження A_{load} плити або фундаменту. Відповідна розрахункова модель для перевірки руйнування від продавлювання за граничним станом I групи показана на рисунку 4.15.

4.8.1.3 Опір зрізу необхідно перевіряти вдовж грані колони й основного контрольного периметра u_1 . Якщо поперечна арматура необхідна, то потрібно визначити наступний периметр, де поперечне армування вже не потрібне.

4.8.1.4 Вимоги, надані у цьому розділі, в основному сформульовані для випадку рівномірно розподіленого навантаження. В окремих випадках, таких як підшва фундаменту, навантаження в межах контрольного периметра сприяє опору конструктивної системи і може відніматись при визначенні розрахункового напруження зрізу при продавлюванні.

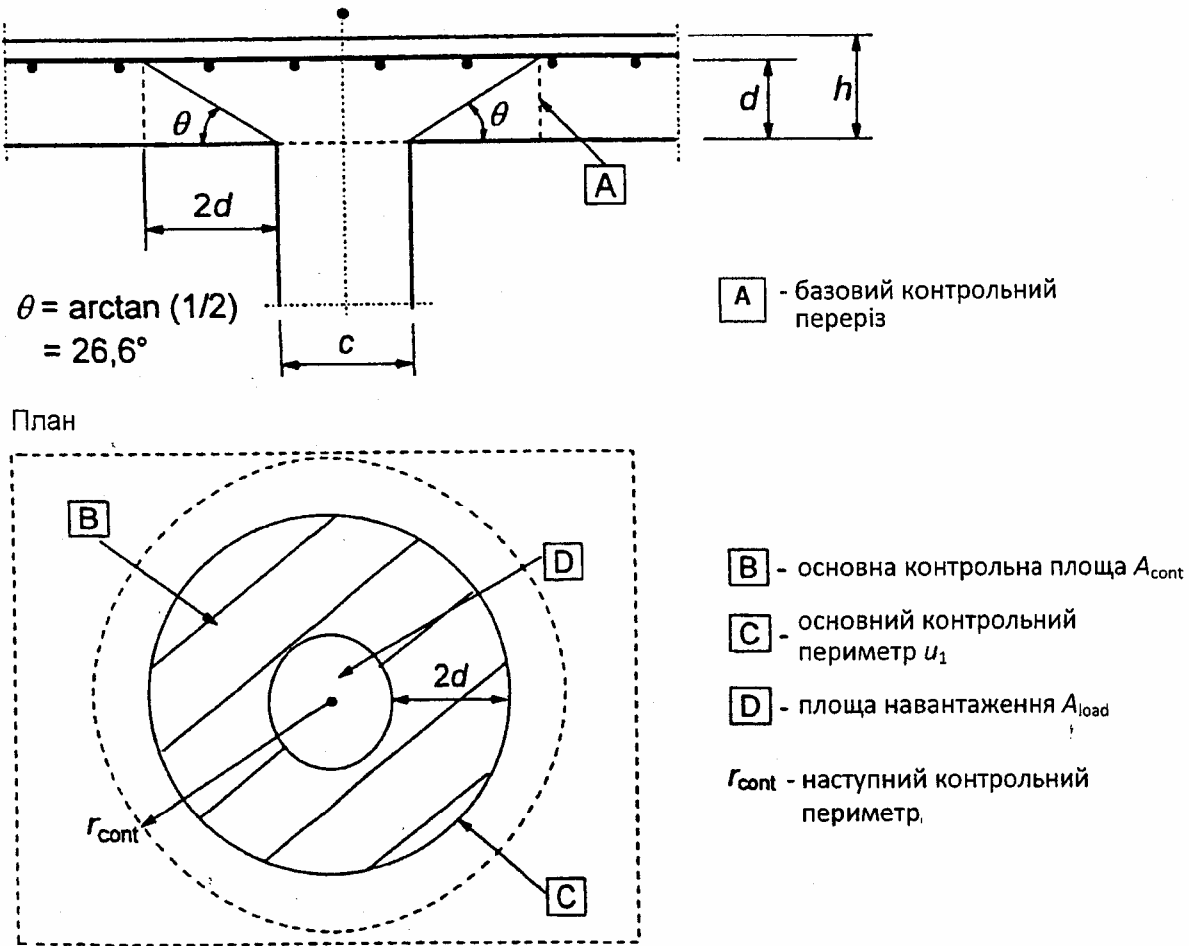


Рисунок 4.15 – Розрахункова модель для перевірки зрізу при продавлюванні

4.8.2 Розподіл навантаження і основний контрольний периметр

4.8.2.1 Основний контрольний периметр u_1 може прийматись на відстані $2,0d$ від площі навантаження і повинен конструюватись так, щоб його довжина була мінімальною (рисунок 4.16).

Приведена висота плити вважається постійною і, як правило, приймається такою, що дорівнює:

$$d_{eff} = \frac{d_y + d_z}{2}, \quad (4.71)$$

де d_y і d_z – фактична робоча висота перерізу у двох взаємно перпендикулярних напрямках.

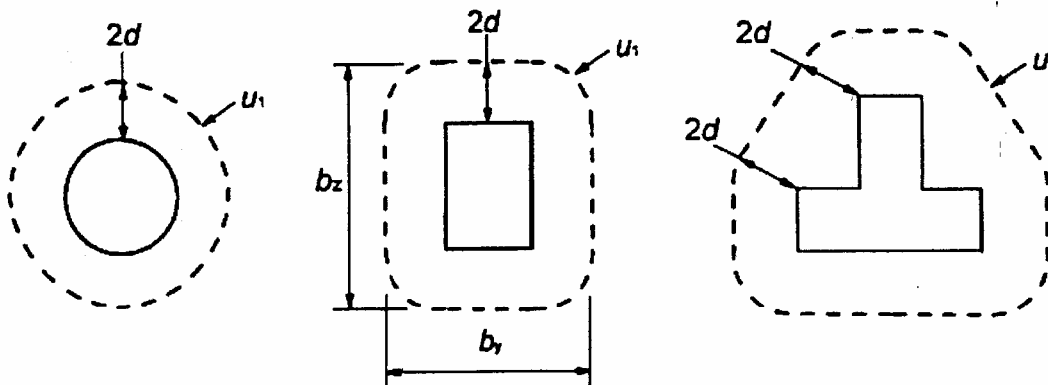


Рисунок 4.16 – До визначення контрольних периметрів навколо найбільш поширених типів площ навантаження

4.8.2.2 Контрольні периметри на відстані менше ніж $2d$ необхідно розглядати, якщо зосередженій силі протидіє високий тиск (наприклад, тиск ґрунту на підшву) або впливи навантаження, або реакція в межах відстані $2d$ від краю зони прикладання сили.

4.8.2.3 Для навантажених зон поблизу прорізів, якщо найкоротша відстань між периметром площі навантаження і краєм прорізу не перевищує $6d$, частина контрольного периметра, що міститься між двома дотичними, проведеними до контуру прорізу від центра площі навантаження, вважається не працюючою (рисунок 4.17).

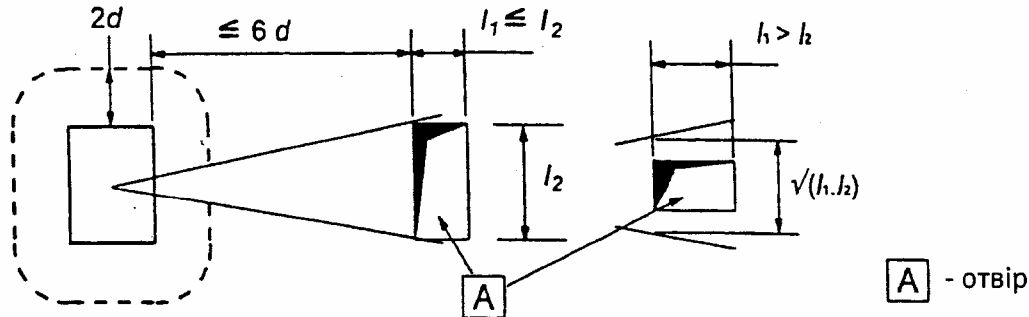


Рисунок 4.17 – Контрольний периметр біля прорізу

4.8.2.4 Для площі навантаження, розташованої поблизу краю або кута, контрольний периметр повинен прийматись згідно з рисунком 4.18, якщо вона має периметр (за винятком не обпертих країв), менший ніж визначений вище за 4.8.2.1 і 4.8.2.2.

4.8.2.5 Для площі навантаження, розташованих поблизу краю або у куті, тобто на відстані меншій ніж завжди, необхідно передбачати спеціальне армування грані (8.3.1.6 – 8.3.1.8).

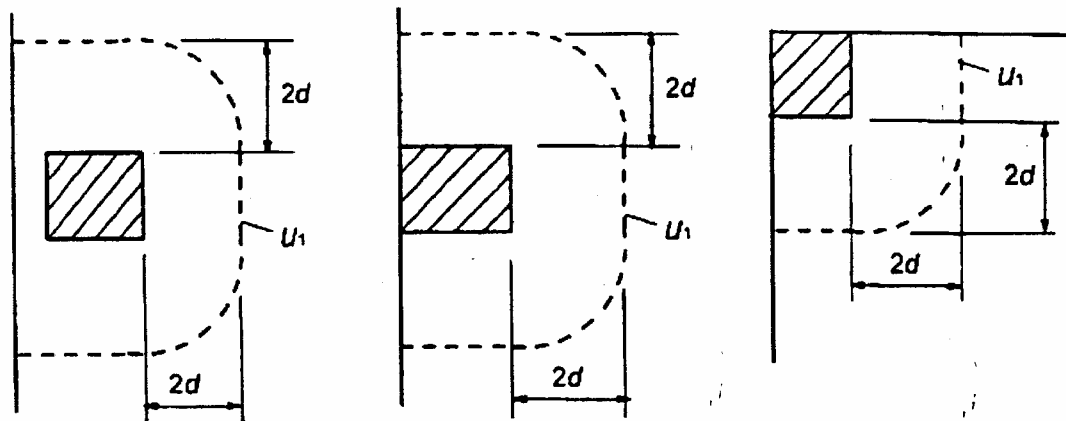


Рисунок 4.18 – Основні контрольні периметри для площі навантаження на краю, поблизу або у куті

4.8.2.6 Контрольний – це переріз, що розташований за контрольним периметром і продовжується через робочу товщину d . Для плит постійної товщини контрольний переріз перпендикулярний до серединної площини плити. Для плит і фундаментів змінної товщини, не враховуючи уступи фундаменту, за робочу товщину можна приймати товщину на периметрі площі навантаження, як показано на рисунку 4.19.

4.8.2.7 Інші периметри u_i в межах і поза межами основної контрольної площі повинні мати таку саму форму, як і контрольний периметр.

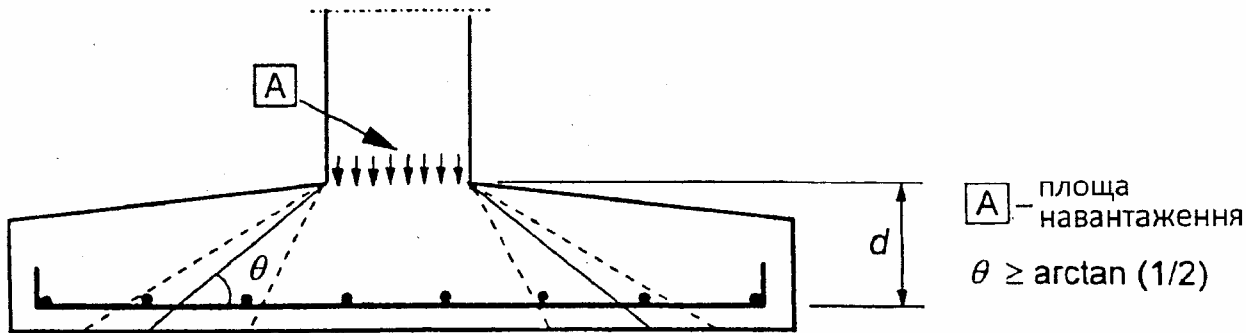


Рисунок 4.19 – Товщина контрольного перерізу фундаменту змінної товщини

4.8.2.8 Для плит із капітелями, для яких $l_H < 2h_H$ (рисунок 4.20), перевірка напружень зрізу при продавлюванні згідно з 4.8.3 необхідна тільки для контрольного перерізу за межами капітелі. Відстань до цього перерізу від центра ваги колони r_{cont} може визначатись, як:

$$r_{cont} = 2d + l_H + 0,5c, \quad (4.72)$$

де l_H – відстань від грані колони до краю капітелі;
 c – діаметр круглої колони.

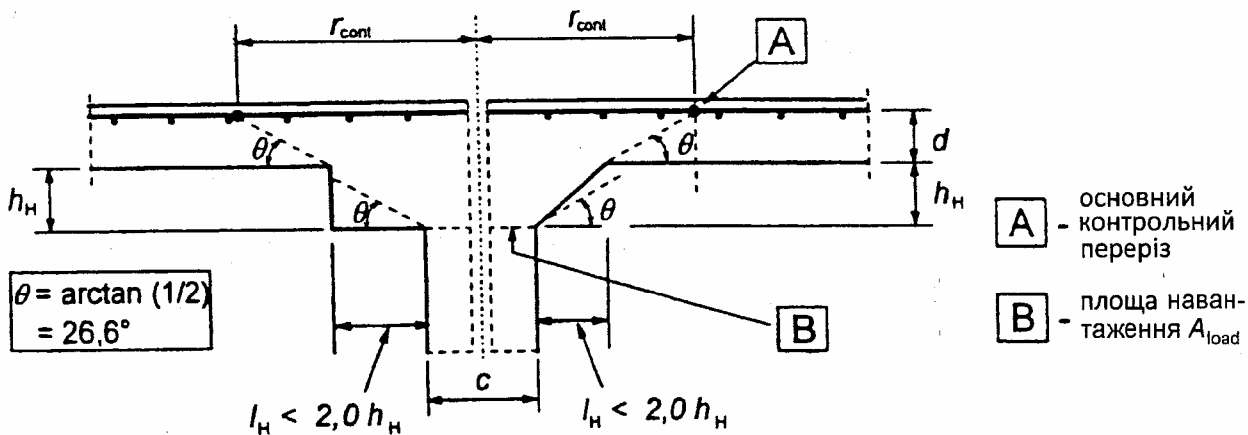


Рисунок 4.20 – Плита на колоні з капітеллю при $l_H < 2h_H$

4.8.2.9 Для плит при збільшених капітелях колон $l_H < 2h_H$ (рисунок 4.21) необхідно перевіряти обидва контрольних перерізи: в межах капітелі і у плиті.

4.8.2.10 Положення 4.8.2 і 4.8.3 також застосовуються для перевірки в межах капітелі при заміні d на d_H згідно з рисунком 4.21.

4.8.2.11 Для круглих колон відстані від центра ваги до контрольних перерізів на рисунку 4.21 можуть визначатись, як:

$$r_{cont,ext} = l_H + 2d + 0,5c, \quad (4.73)$$

$$r_{cont,int} = (2d + h_H) + 0,5c. \quad (4.74)$$

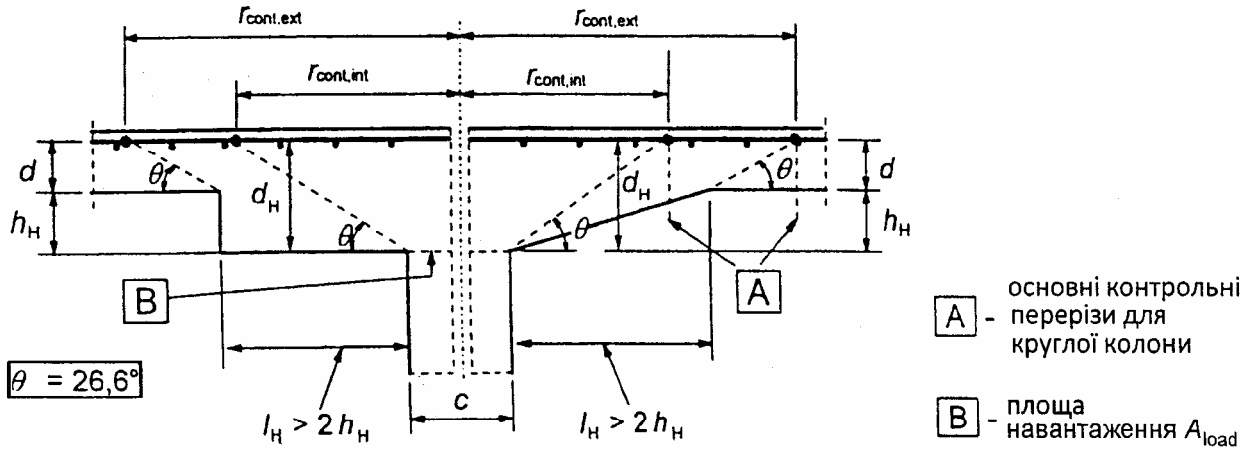


Рисунок 4.21 – Плита при збільшеній капітелі колони $l_H < 2 h_H$

4.8.3 Розрахунок на зріз при продавлюванні

4.8.3.1 Згідно з 6.4.2 ДБН В 2.6-98 розрахунок на зріз при продавлюванні ґрунтується на перевірках вдовж грані колони та по основному контрольному периметру u_1 . Якщо поперечне армування необхідне, то визначається наступний периметр $u_{out,ef}$ (рисунок 6.2 ДБН В 2.6-98), на якому подальшого поперечного армування не вимагається. У контрольних перерізах визначаються наступні розрахункові напруження зрізу:

$V_{Rd,c}$ – розрахункова величина опору на зріз при продавлюванні плит без поперечного армування на зріз у контрольному перерізі, що розглядається;

$V_{Rd,cs}$ – розрахункова величина опору на зріз при продавлюванні плит із поперечним армуванням на зріз у контрольному перерізі, що розглядається;

$V_{Rd,max}$ – розрахункова величина максимального опору на зріз при продавлюванні у контрольному перерізі, що розглядається.

4.8.3.2 Необхідно виконувати наступні перевірки:

– по периметру колони або периметру площі навантаження; максимальні напруження зрізу при продавлюванні не повинні перевищувати:

$$V_{Ed,\sigma} \leq V_{Rd,max} \tag{4.75}$$

– поперечне армування на зріз не вимагається, якщо

$$V_{Ed,\sigma} \leq V_{Rd,c} \tag{4.76}$$

– якщо $V_{Ed,\sigma}$ більше ніж величина $V_{Rd,c}$ у контрольному перерізі, що розглядається, то поперечне армування на зріз повинно визначатись згідно з 4.8.5.

4.8.3.3 Якщо опорна реакція з ексцентриситетом відносно контрольного периметра, максимальні напруження зрізу повинні визначатись за виразом:

$$V_{Ed,\sigma} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_1 d} \tag{4.77}$$

- де d – середня робоча товщина плити, яку можна приймати як $(d_y + d_z) / 2$,
- d_y і d_z – відповідно робочі товщини контрольного перерізу за напрямками x і y ;
- u_1 – довжина контрольного периметра, що розглядається;
- β – визначається як:

$$\beta = 1 + k \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1} \tag{4.78}$$

- де u_1 – довжина основного контрольного периметра;
 k – коефіцієнт, що залежить від співвідношення сторін перерізу колони c_1 і c_2 , і є функцією відношення неврівноваженого моменту, що передається нерівномірним зсувом, згином і крутінням (таблиця 4.1);
 W_1 – відповідає розподілу зсуву, як показано на рисунку 4.22, і є функцією основного контрольного периметра u_1 :

$$W_1 = \int_0^{u_1} |e| dl, \quad (4.79)$$

- де dl – приріст довжини периметра;
 e – відстань dl від осі, відносно якої діє момент M_{Ed} .

Таблиця 4.1 – Величини k для прямокутної площі навантаження

c_1/c_2	$\leq 0,5$	1,0	2,0	$\geq 3,0$
k	0,45	0,60	0,70	0,80

Для колони прямокутного перерізу:

$$W_1 = \frac{c_1^2}{2} + c_1c_2 + 4c_2d + 16d^2 + 2\pi dc_1, \quad (4.80)$$

- де c_1 – розмір перерізу колони паралельно ексцентриситету навантаження;
 c_2 – розмір перерізу колони перпендикулярно до ексцентриситету навантаження.
 Для внутрішніх круглих колон β визначається за виразом:

$$\beta = 1 + 0,6\pi \frac{e}{D + 4d}, \quad (4.81)$$

- де D – діаметр круглої колони;
 e – ексцентриситет прикладеного навантаження $e = \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}}$.

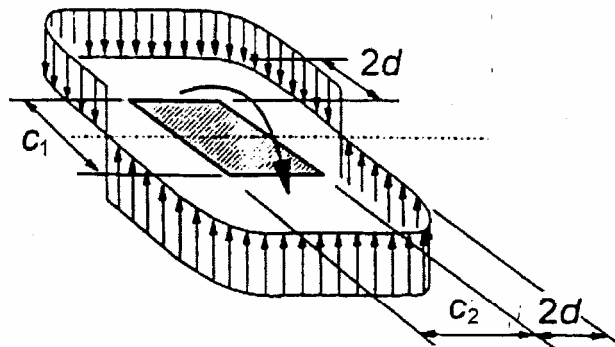


Рисунок 4.22 – Розподіл зсуву від неврівноваженого моменту у з'єднанні колони з плитою

Для внутрішніх прямокутних колон, якщо навантаження ексцентричне до обох осей, β може приблизно визначатись за виразом:

$$\beta = 1 + 1,8 \sqrt{\left(\frac{e_y}{b_z}\right)^2 + \left(\frac{e_z}{b_y}\right)^2}, \quad (4.82)$$

- де e_y і e_z – ексцентриситети M_{Ed} / V_{Ed} вдовж осей y і z відповідно;
 b_y і b_z – розміри контрольного периметра (рисунок 4.16).

Примітка. e_z виникає від моменту відносно осі z , а e_y – від моменту відносно осі y .

4.8.3.4 Для граней колон у місцях з'єднання, де ексцентриситет перпендикулярний до грані плити (викликаний моментом відносно осі, паралельної грані плити), спрямований у середину і ексцентриситет паралельно грані відсутній, зусилля продавлювання може розглядатись як рівномірно розподілене вдовж контрольного периметра u_{1*} , як показано на рисунку 4.23а.

Якщо ексцентриситет наявний у обох ортогональних напрямках, β може визначатись за допомогою наступного виразу:

$$\beta = \frac{u_1}{u_{1*}} + k \frac{u_1}{W_1} e_{par}, \tag{4.83}$$

де u_1 – основний контрольний периметр (рисунок 4.16);

u_{1*} – зменшений основний контрольний периметр (рисунок 4.23а);

e_{par} – ексцентриситет паралельно грані плити від моменту відносно осі, перпендикулярної до грані плити;

k – визначається за таблицею 4.1 із заміною відношення c_1 / c_2 на $c_1 / 2c_2$;

W_1 – визначається для основного контрольного периметра u_1 (рисунок 4.16).

Для прямокутних колон, як показано на рисунку 4.23а,

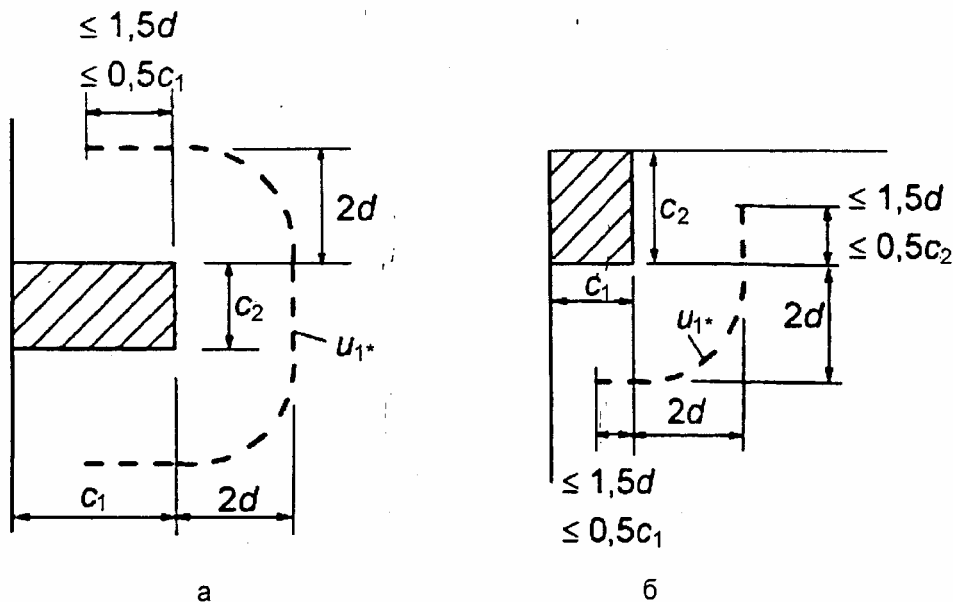
$$W_1 = \frac{c_2^2}{4} + c_1 c_2 + 4c_2 d + 8d^2 + 2\pi d c_2. \tag{4.84}$$

Якщо ексцентриситет, перпендикулярний до грані плити, спрямований не в середину, то застосовується вираз (4.78). При визначенні W_1 ексцентриситет e повинен відраховуватись від центральної осі контрольного периметра.

4.8.3.5 Для з'єднання кутової колони, якщо ексцентриситет спрямований у середину плити, приймається, що зусилля продавлювання рівномірно розподіляється вдовж зменшеного контрольного периметра u_{1*} , як показано на рисунку 4.23б. Таким чином, значення β дорівнює:

$$\beta = \frac{u_1}{u_{1*}}. \tag{4.85}$$

Якщо ексцентриситет спрямований назовні, то застосовується вираз (4.78).



а – крайня колона; б – кутова колона

Рисунок 4.23 – Зменшений основний контрольний периметр u_{1*}

4.8.3.6 Для конструкцій, у яких стійкість із площини не залежить від жорсткості взаємодії між плитами і колонами, і коли прилеглі прольоти не відрізняються більше ніж на 25 %, можна використовувати відповідне приблизне значення β . Рекомендованими величинами є наведені на рисунку 4.24.

4.8.3.7 Якщо зосереджене навантаження прикладене близько до обпирання плоскої плити на колону, неправомірно зменшувати зусилля зрізу відповідно з 4.6.2.7 і 4.6.3.9 відповідно.

4.8.3.8 Зусилля зрізу V_{Ed} при продавлюванні фундаментної плити можна зменшувати, зважаючи на сприятливу дію тиску ґрунту.

4.8.3.9 Вертикальна складова V_{pd} від дії похилої попередньо напруженої арматури, що перетинає контрольний переріз, у відповідних випадках може враховуватись як сприятлива дія.

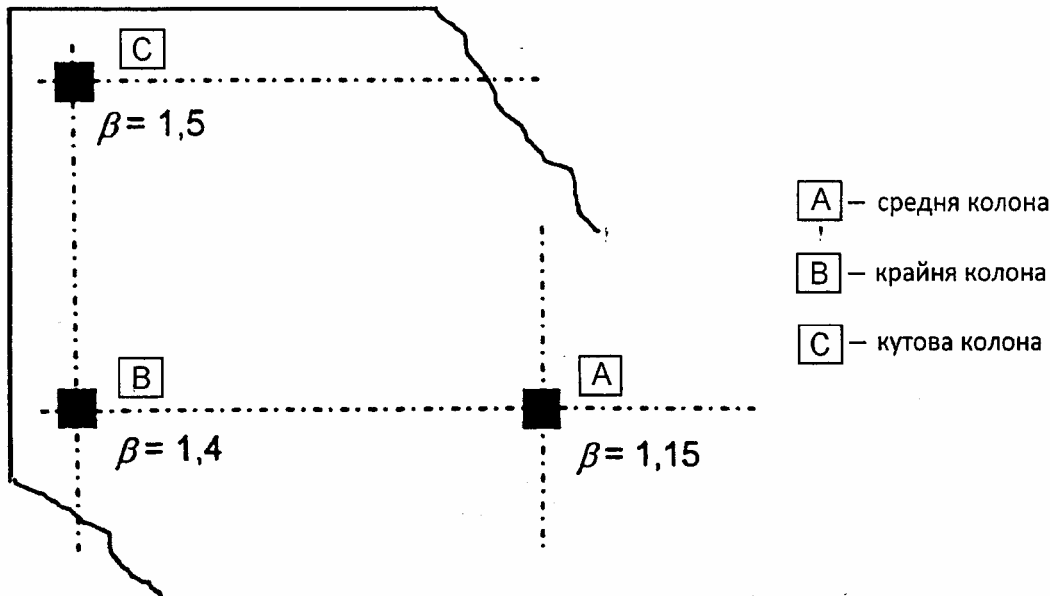


Рисунок 4.24 – Рекомендовані величини β

4.8.4 Опір зрізу при продавлюванні основ плит і колон без поперечного армування

4.8.4.1 Опір зрізу при продавлюванні плити повинен оцінюватись для основного контрольного периметра згідно з 4.8.2. Розрахунковий опір зрізу при продавлюванні (МПа) визначається, як:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq (V_{min} + k_1 \sigma_{cp}), \quad (4.86)$$

де f_{ck} , МПа;

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

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_{1y} \cdot \rho_{1z}} \leq 0,02,$$

де ρ_{1y} і ρ_{1z} відносяться до зчепленої розтягнутої сталі відповідно у напрямках y і z .

Величини ρ_{1y} і ρ_{1z} повинні обчислюватись як середні величини з урахуванням ширини плити, що дорівнює ширині колони плюс $3d$ з кожної сторони.

$$\sigma_{cp} = (\sigma_{cy} + \sigma_{cz}) / 2, \quad (4.87)$$

де σ_{cy} і σ_{cz} – нормальні напруження у бетоні контрольного перерізу в напрямках x і y (МПа, додатні при стиску):

$$\sigma_{cy} = \frac{N_{Ed,y}}{A_{cy}}, \text{ а } \sigma_{cz} = \frac{N_{Ed,z}}{A_{cz}};$$

де $N_{Ed,y}, N_{Ed,z}$ – поздовжні зусилля у повному прольоті внутрішніх колон та поздовжня сила через контрольний переріз для крайніх колон. Зусилля можуть бути від дії навантаження або попереднього напруження;

A_c – площа бетону відповідно до визначення N_{Ed} .

Якщо немає більш точних даних, рекомендованими є величини: $C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c$, V_{min} – визначається за 4.6.2.2, а $k_1 = 0,1$.

4.8.4.2 Опір продавлюванню фундаменту колони повинен перевірятись на контрольному периметрі в межах $2d$ від контуру колони.

Для зосередженого навантаження результуюча прикладена сила становить:

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed}, \quad (4.88)$$

де V_{Ed} – прикладена поперечна сила;

ΔV_{Ed} – результуюча, спрямована вгору сила в межах контрольного периметра, що розглядається, тобто тиск від ґрунту мінус власна вага фундаменту.

$$V_{Ed} = V_{Ed,red} / u d; \quad (4.89)$$

$$V_{Rd} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \cdot 2d / a \geq V_{min} \cdot 2d / a, \quad (4.90)$$

де a – відстань від контуру колони до контрольного периметра, що розглядається;

$C_{Rd,c}$ – визначається у (4.8.4.1);

V_{min} – визначається у (4.8.4.1);

k – визначається у (4.8.4.1).

При навантаженні з ексцентриситетом

$$V_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{u d} \left[1 + k \frac{M_{Ed} u}{V_{Ed,red} W} \right], \quad (4.91)$$

де k – визначається у 4.8.3.3 або 4.8.3.4 відповідно, а W – те саме, що і W_1 , але для периметра u .

4.8.5 Опір зрізу при продавлюванні плит і фундаментів колон із поперечною арматурою

4.8.5.1 Якщо поперечна арматура необхідна, її розраховують згідно з виразом:

$$V_{Rd,cs} = 0,75 V_{Rd,c} + 1,5 (d / s_r) A_{sw} f_{ywd,ef} (1 / (u \cdot d)) \sin \alpha, \quad (4.92)$$

де A_{sw} – площа одного периметра поперечної арматури навколо колони, мм;

s_r – радіальний крок периметрів поперечної арматури, мм;

$f_{ywd,ef}$ – фактичний розрахунковий опір поперечної арматури на продавлювання відповідно до $f_{ywd,ef} = 250 + 0,25 d \leq f_{ywd}$, МПа;

d – середина робочих товщин у ортогональних напрямках, мм;

α – кут між поперечною арматурою і площиною плити.

Якщо встановлюється один ряд відігнутих вниз стрижнів, то відношення d / s_r у виразі (4.92) може дорівнювати 0,67.

4.8.5.2 Вимоги до конструювання поперечної арматури на продавлювання наведено у 8.4.3.

4.8.5.3 Поряд із колоною опір зрізу при продавлюванні обмежуються максимальним значенням:

$$V_{Ed,\sigma} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0 d} \leq V_{Rd,max}, \quad (4.93)$$

де u_0 – для середньої колони
для крайньої колони
для кутової колони

u_0 = довжина контуру колони, мм;
 $u_0 = c_2 + 3d \leq c_2 + 2c_1$, мм;
 $u_0 = 3d \leq c_1 + c_2$, мм;

c_1, c_2 – розміри колони (рисунок 4.23);

v – див. вираз (4.42);

β – див. 4.8.3.3, 4.8.3.4 і 4.8.3.5.

Величину $V_{Rd,max}$ рекомендується приймати $V_{Rd,max} = 0,5vf_{cd}$.

4.8.5.4 Контрольний периметр u_{out} або $u_{out,ef}$ (рисунок 4.25), за якого поперечна арматура не вимагається, необхідно визначати за виразом:

$$u_{out,ef} = \beta V_{Ed} / (V_{Rd,c} d) . \quad (4.94)$$

Найвіддаленіший периметр поперечної арматури повинен розміщуватись на відстані, не більшій ніж kd в межах u_{out} або $u_{out,ef}$.

4.8.5.5 Якщо застосовуються запатентовані вироби у якості поперечної арматури, $V_{Rd,cs}$ необхідно визначати випробуваннями згідно з відповідними нормативними документами.

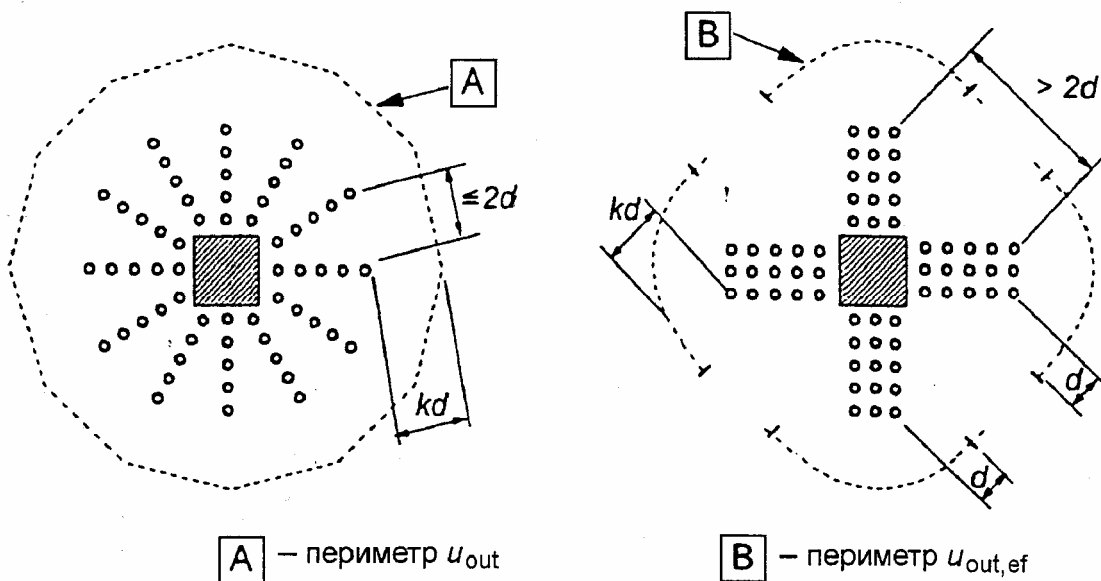


Рисунок 4.25 – Контрольні периметри навколо середніх колон.

Рекомендованим значенням параметра k є величина 1,5.

4.9 Розрахунок із використанням стиснуто-розтягнутих моделей

4.9.1 Стиснуті умовні елементи

4.9.1.1 Розрахунковий опір бетонного стиснутого умовного елемента у зоні з поперечними напруженнями стиску або без них може визначатись за виразом (рисунок 4.26):

$$\sigma_{Rd,max} = f_{cd} . \quad (4.95)$$

У випадках наявності значного осьового стиску в окремих зонах можна допускати вищий розрахунковий опір.

4.9.1.2 Розрахунковий опір бетонних стиснутих умовних елементів необхідно зменшувати за наявності тріщин у стиснутих зонах і, якщо не застосовуються більш точні підходи, можна визначати за виразом (рисунок 4.27).

$$\sigma_{Rd,max} = 0,6vf_{cd} , \quad (4.96)$$

де

$$v = 1 - f_{ck} / 250 . \quad (4.97)$$

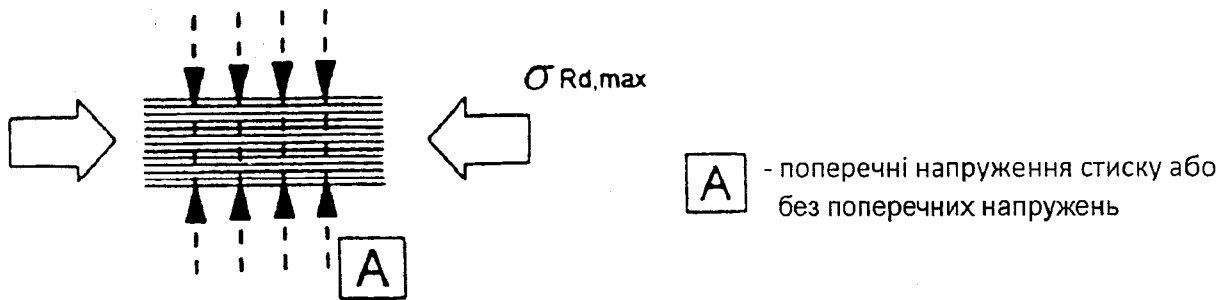


Рисунок 4.26 – Розрахунковий опір бетонного стиснутого умовного елемента без поперечного розтягу

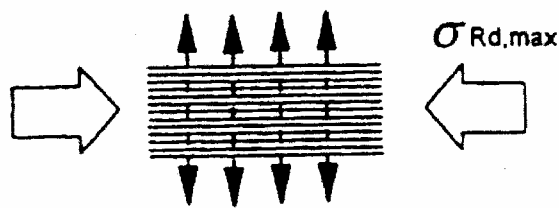


Рисунок 4.27 – Розрахунковий опір бетонного стиснутого умовного елемента з поперечним розтягом

4.9.1.3 Для стиснутих умовних елементів між прямо навантаженими зонами, такими як консолі або короткі балки-стілки, у 4.9.2 і 4.9.3 наводяться альтернативні методи розрахунку.

4.9.2 Розтягнутий умовний елемент

4.9.2.1 Розрахунковий опір поперечних розтягнутих умовних елементів і арматури повинен обмежуватись у відповідності з 2.2 і 2.3 ДБН В.2.6-98.

4.9.2.2 Арматура повинна належним чином заанкеруватись у вузлах.

4.9.2.3 Арматура, що необхідна для сприйняття зусиль у зосереджено навантажених вузлах, може бути розподіленою по довжині (рисунок 4.28а і 4.28б). Якщо арматура в зоні вузла проходить по значній довжині елемента, то її необхідно розподіляти на довжину, де траєкторії стиску скривляються (розтягнуті і стиснуті умовні елементи). Зусилля розтягу T можна отримати так:

а) для зон із частковим розподілом $b \leq \frac{H}{2}$ (рисунок 4.28а):

$$T = \frac{1}{4} \frac{b-a}{b} F, \tag{4.98}$$

б) для зон із повним розподілом $b > \frac{H}{2}$ (рисунок 4.28б):

$$T = \frac{1}{4} \left(1 - 0,7 \frac{a}{h} \right) F. \tag{4.99}$$

4.9.2.4 Вимоги щодо проектування вузлів наведені в 6.5.2 ДБН В 2.6-98.

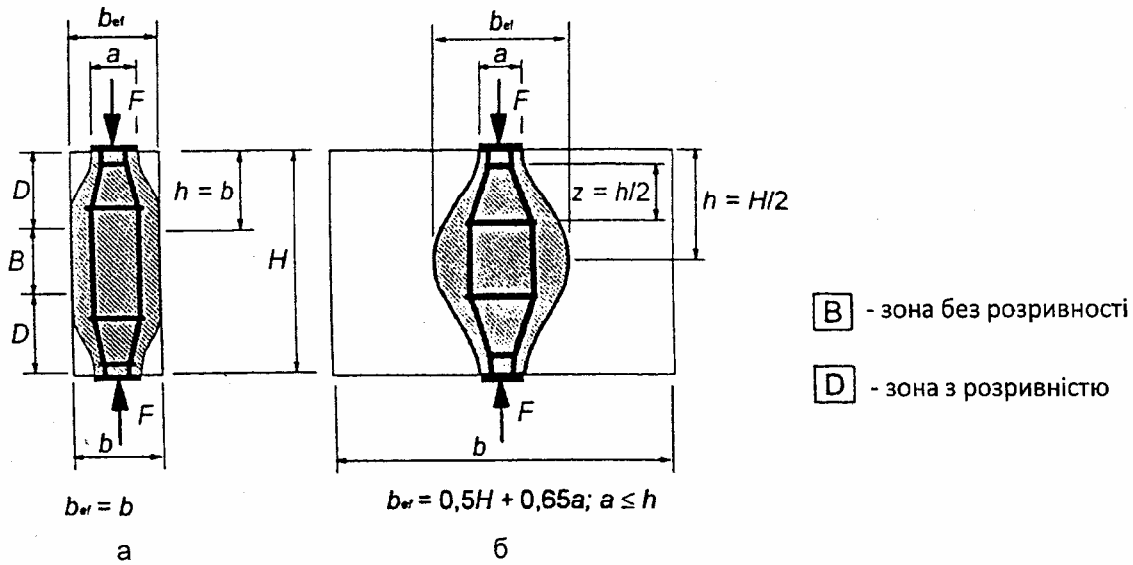


Рисунок 4.28 – Параметри для визначення поперечних зусиль розтягу у стиснутих полях із розподіленою арматурою

4.9.2.5 При визначенні несучої здатності вузлів із зосередженим навантаженням критичними є розміри і їх конструювання. Вузли із зосередженим навантаженням можуть виникати, наприклад, при зосереджених навантаженнях на опори, у зонах заанкерування з концентрацією звичайної і напруженої арматури, при відгинах арматурних стрижнів та у з'єднаннях і кутах елементів.

4.9.3 Вузли

4.9.3.1 Розрахункові величини напружень стиску у вузлах визначаються так:

а) у стиснутих вузлах, де не заанкеровані розтягнуті умовні елементи (рисунок 4.29)

$$\sigma_{Rd,max} = k_1 v f_{cd} \tag{4.100}$$

де $\sigma_{Rd,max}$ – максимальні напруження, які можуть прикладатись на краях вузла.

Коефіцієнт v визначається за виразом (4.97).

Примітка. За відсутності більш точних даних величину k_1 рекомендується приймати 1,0.

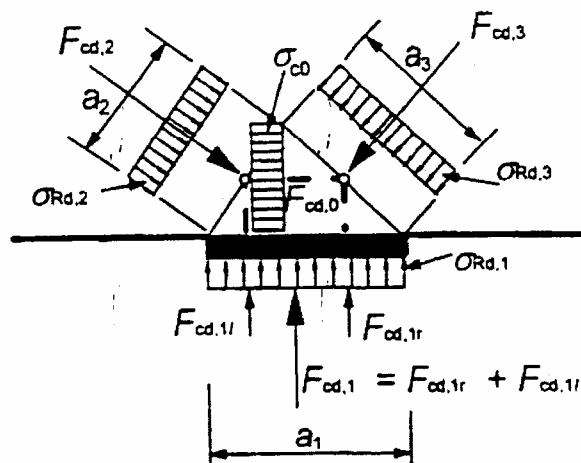


Рисунок 4.29 – Стиснутий вузол без розтягнутих умовних елементів

б) у стиснуто-розтягнутих вузлах із забезпеченням заанкерування розтягнутих умовних елементів у одному напрямі (рисунок 4.30)

$$\sigma_{Rd,max} = k_2 v f_{cd} \quad (4.101)$$

де $\sigma_{Rd,max}$ – максимум $\sigma_{Rd,1}$ і $\sigma_{Rd,2}$. Коефіцієнт v визначається за виразом (4.97).

Примітка. За відсутності більш точних даних величину k_2 рекомендується приймати 0,85.

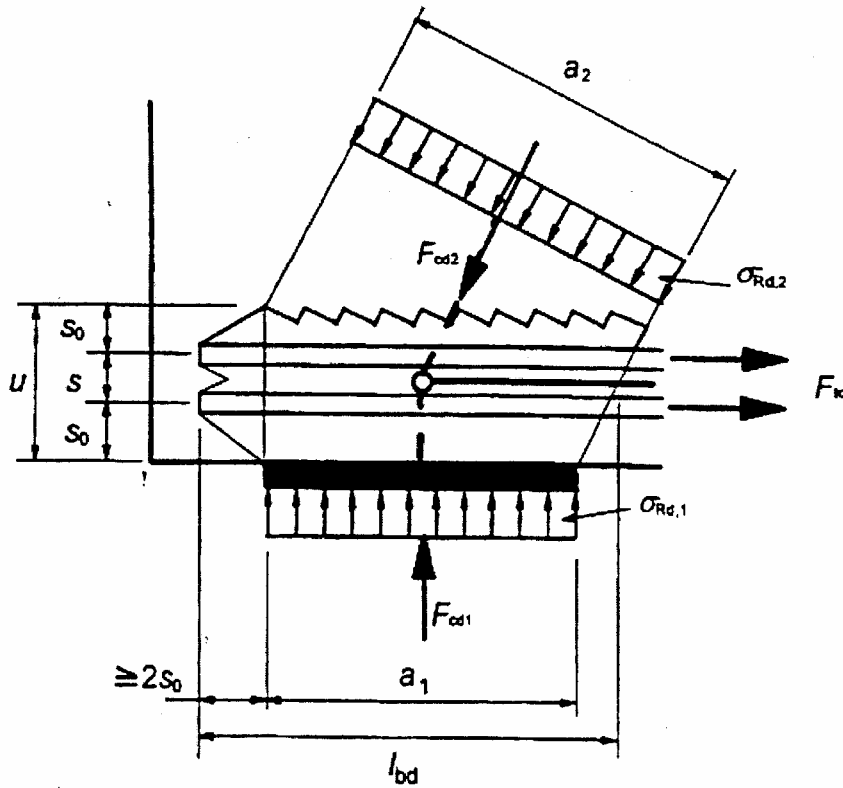


Рисунок 4.30 – Стиснуто-розтягнутий вузол із арматурою в одному напрямку

в) у стиснуто-розтягнутих вузлах із забезпеченням заанкерування розтягнутих умовних елементів більш ніж у одному напрямі (рисунок 4.31)

$$\sigma_{Rd,max} = k_3 v f_{cd} \quad (4.102)$$

Примітка. За відсутності більш точних даних величину k_3 рекомендовано приймати 0,75.

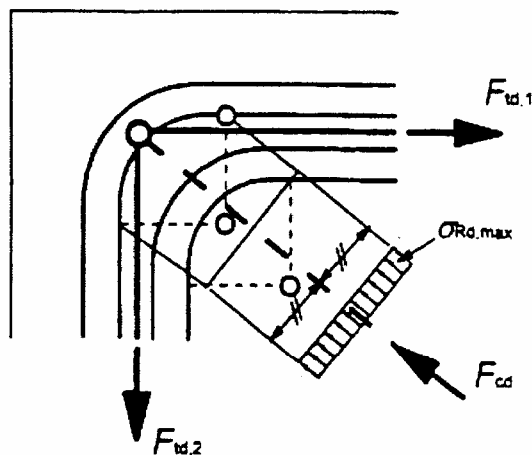


Рисунок 4.31 – Стиснуто-розтягнутий вузол із арматурою у двох напрямках

4.9.3.2 За нижченаведених умов величини розрахункових напружень стиску у 4.9.3.1 можуть збільшуватись до 10 %, якщо виконується хоча б одне положення:

- припускається тривісний стиск;
- всі кути між умовними стиснуто-розтягнутими елементами $\geq 55^\circ$;
- напруження на опорах або в місцях зосередженого навантаження є рівномірними і у вузлах наявні хомути;
- арматура розміщена багатьма шарами;
- вузли надійно утримуються улаштуванням опор або тертям.

4.9.3.3 Вузли, що зазнають тривісного стиску, можуть перевірятись при $\sigma_{Rd,max} = k_4 \cdot v f_{cd}$, якщо розподіл навантаження відомий для всіх трьох напрямків стиснутих умовних елементів.

Примітка. Величину k_4 рекомендується приймати 3,0.

4.9.3.4 Анкерування арматури у стиснуто-розтягнутих вузлах починається з початку вузла, наприклад, для опори анкерування починається від внутрішньої грані (рисунок 4.30). Довжина анкерування повинна простягатись за повну довжину вузла. У деяких випадках арматура може заанкеруватись поза вузлом. Стосовно анкерування і загибання арматури див. 7.2.

4.9.3.5 Стиснуті у площині вузли при сполученні трьох розтягнутих умовних елементів можуть перевірятись відповідно до рисунка 4.29. Максимальні середні головні напруження у вузлі (σ_{c0} , σ_{c1} , σ_{c2} , σ_{c3}) повинні перевірятись згідно з 4.9.3.1а). Зазвичай, можна припустити наступне:

$$F_{cd,1} / a_1 = F_{cd,2} / a_2 = F_{cd,3} / a_3 \text{ дає у результаті } \sigma_{cd,1} = \sigma_{cd,2} = \sigma_{cd,3} = \sigma_{cd,0}.$$

4.9.3.6 Вузли на згинах арматури можуть розраховуватись згідно з рисунком 4.31. Середні напруження у розтягнутих умовних елементах повинні перевірятись відповідно до 4.9.3.2. Діаметр каналів необхідно перевіряти згідно з 7.2.

4.10 Місцева дія навантаження

4.10.1 При розрахунку на місцеву дію навантаження (обмежена частина конструкції) повинно враховуватись місцеве тріщиноутворення та поперечні зусилля розтягу (4.9).

4.10.2 При рівномірно розподіленому навантаженні на певну площу A_{c0} (рисунок 4.32) зосереджене зусилля опору можна визначити так:

$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{A_{c1} / A_{c0}} \leq 3,0 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0}, \quad (4.103)$$

де A_{c0} – площа навантаження;

A_{c1} – максимальна розрахункова площа розподілу, подібна до A_{c0} .

4.10.3 Розрахункова площа розподілу A_{c1} , яка необхідна для зусиль опору F_{Rdu} , повинна задовольняти наступні умови:

- висота для розподілу навантажень у напрямі прикладання навантаження повинна задовольняти умови, показані на рисунку 4.32;
- центр розрахункової площі розподілу A_{c1} повинен знаходитись на осі впливу, яка проходить через центр площі навантаження A_{c0} ;
- якщо у поперечному перерізі бетону діє більш ніж одна сила стиску, розрахункові площі розподілу не повинні накладатись.

Величина F_{Rdu} повинна зменшуватись, якщо навантаження нерівномірно розподілене на площі A_{c0} , або наявна висока інтенсивність зусиль зсуву.

4.10.4 Для сприйняття зусиль розтягу необхідно передбачати армування, яке залежить від впливу навантаження.

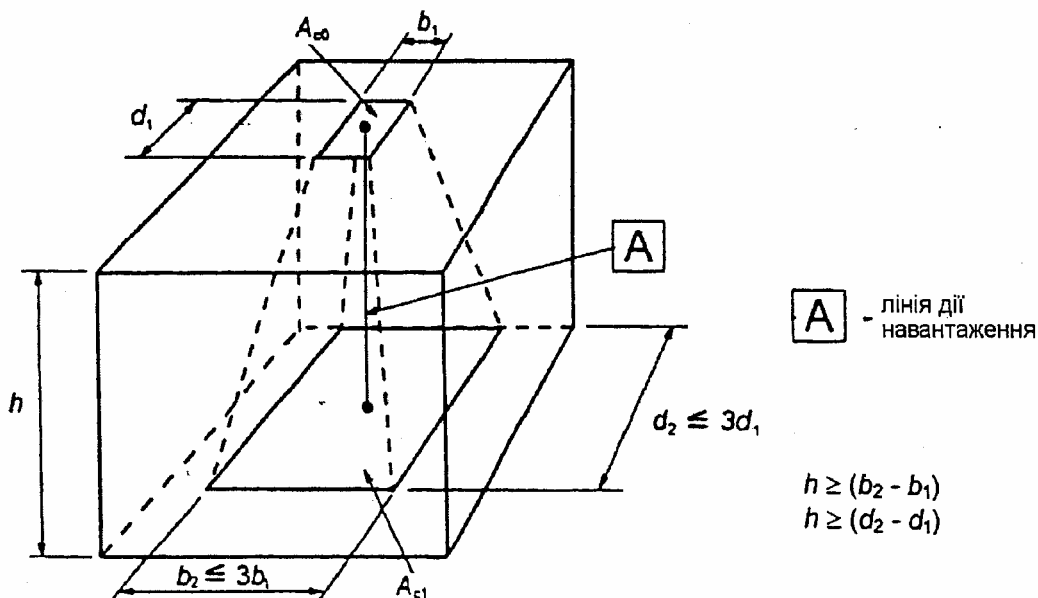


Рисунок 4.32 – Розрахунковий розподіл для частково навантажених зон

4.11 Втома,

4.11.1 Загальні положення

4.11.1.1 Вимоги щодо перевірки опору конструкцій циклічним навантаженням наведено в 6.7 ДБН В.2.6-98.

4.11.1.2 При визначенні рівня напружень від впливів необхідно розділяти нециклічні і циклічні впливи, що викликають втому (певна кількість повторюваних впливів якогось навантаження).

4.11.1.3 Циклічні впливи повинні поєднуватись із несприятливим основним сполученням.

4.11.1.4 Основне сполучення нециклічних впливів те саме, що і при визначенні сполучення для II групи граничних станів.

4.11.2 Методика перевірки звичайної і попередньо напруженої арматури

4.11.2.1 Ушкодження від окремої амплітуди напруження $\Delta\sigma$ може визначатись із застосуванням відповідних графіків S-N (рисунок 4.33) для звичайної і попередньо напруженої арматури. Прикладене навантаження необхідно множити на коефіцієнт $\gamma_{F, fat}$. Рівень напружень опору $\Delta\sigma_{Rsk}$, отриманий при N^* циклах (таблиці 4.2 і 4.3), необхідно розділити на коефіцієнт безпеки $\gamma_{S, fat}$.

Примітка 1. Якщо відсутні більш точні дані, величину коефіцієнта $\gamma_{F, fat}$ рекомендується приймати 1,0.

Примітка 2. Величини характеристик S-N-залежностей для звичайної і попередньо напруженої арматури, за відсутності більш точних даних, рекомендується приймати згідно з даними, наведеними в таблицях 4.2 і 4.3.

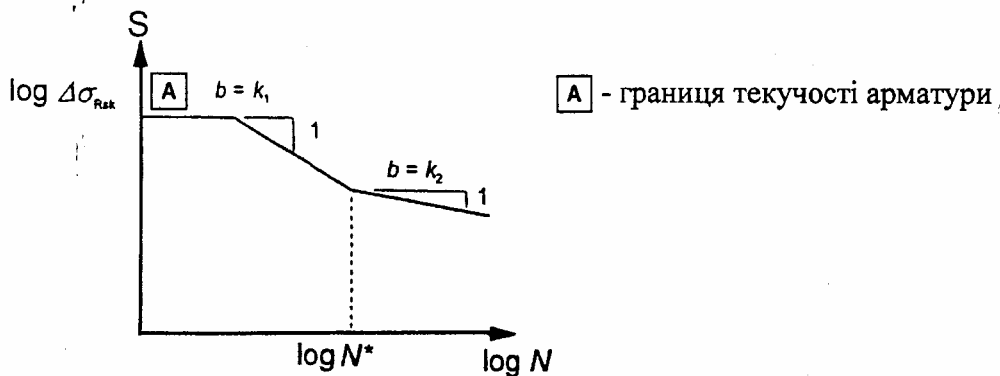


Рисунок 4.33 – Форма графіка характеристичного опору втомі (S-N-залежність для звичайної і попередньо напруженої сталі)

Таблиця 4.2 – Характеристики S-N-залежностей для звичайної арматурної сталі

Тип армування	N*	Експоненти напружень		Δσ _{Rsk} , МПа при N* циклах
		k ₁	k ₂	
Прямі та зігнуті стрижні ¹⁾	10 ⁶	5	9	162,5
Зварені стрижні та сітки із дроту	10 ⁷	3	5	58,5
З'єднувальні пристрої	10 ⁷	3	5	35

¹⁾ Величини Δσ_{Rsk} вказані для прямих стрижнів. Для зігнутих стрижнів величини отримують множенням на коефіцієнт зниження ζ = 0,35 + 0,026 D / Ø, де D – діаметр отвору; Ø – діаметр стрижня.

Таблиця 4.3 – Характеристики S-N-залежностей для попередньо напруженої арматурної сталі

S-N-залежності для напруженої сталі, що застосовується для	N*	Експоненти напружень		Δσ _{Rsk} , МПа при N* циклах
		k ₁	k ₂	
Напруження на упори	10 ⁶	5	9	185
Напруження на бетон:				
– одиночні канати у пластикових каналах;	10 ⁶	5	9	185
– пряма або криволінійна арматура у пластикових каналах;	10 ⁶	5	10	150
– криволінійна арматура у сталевих каналах;	10 ⁶	5	7	120
– з'єднувальні пристрої	10 ⁶	5	5	80

4.11.2.2 При багатьох циклах із змінною амплітудою ушкодження можуть додаватись за правилом Палгрена-Майнера. Однак, коефіцієнт ушкоджень D_{Ed} арматури від втоми, спричинених відповідними циклічними навантаженнями, повинен задовольняти наступну умову:

$$D_{Ed} = \sum_i \frac{n(\Delta\sigma_i)}{N(\Delta\sigma_i)} < 1, \quad (4.104)$$

де $n(\Delta\sigma_i)$ – кількість прикладених циклів при діапазоні напружень $\Delta\sigma_i$;

$N(\Delta\sigma_i)$ – сумарна кількість прикладених циклів при діапазоні напружень $\Delta\sigma_i$.

4.11.2.3 Якщо попередньо напружена або звичайна арматура зазнає дії навантажень втоми, то визначені напруження не повинні перевищувати розрахункового опру текучості сталі.

4.11.2.4 Опір текучості повинен підтверджуватись випробуваннями на розтяг застосованої сталі.

4.11.2.5 Якщо положення 4.11 застосовуються для оцінки залишкового строку служби існуючої конструкції або для оцінки необхідності підсилення і якщо почався процес корозії, то діапазон напружень можна визначати шляхом зменшення експоненти напружень k_2 для прямих і зігнутих стрижнів. При цьому рекомендованою величиною є $k_2 = 5$.

4.11.2.6 Рівень напружень зварених стрижнів ніколи не може перевищувати рівня напружень для прямих і зігнутих стрижнів.

4.11.3 Перевірка з використанням діапазону еквівалентних напружень ушкодження

4.11.3.1 Замість детальної перевірки опору до ушкоджень згідно з 4.11.2 у стандартних випадках при відомому навантаженні (залізничні і дорожні мости) перевірку на втому можна виконувати так:

- через діапазони еквівалентних напружень ушкодження для арматури – згідно з 4.11.3.3;
- через діапазони еквівалентних напружень ушкодження для бетону – згідно з 4.11.5.

4.11.3.2 Суть методу еквівалентних напружень ушкодження полягає у представленні фактичних експлуатаційних навантажень через кількість циклів N^* окремого діапазону напружень. У відповідних нормативних документах надаються моделі навантажень втомі і методики визначення діапазону еквівалентних напружень $\Delta\sigma_{S, equ}$ для верхніх конструкцій дорожніх і залізничних мостів.

4.11.3.3 Для звичайної і напруженої арматури та з'єднувальних пристроїв можна вважати, що необхідний опір втомі забезпечується, якщо задовольняється умова:

$$\gamma_{F, fat} \times \Delta\sigma_{S, equ}(N^*) \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{F, fat}}, \quad (4.105)$$

де $\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ – діапазон напружень при N^* циклах і відповідних S-N– кривих, показаних на рисунку 4.33.

Примітка. Див. також таблиці 4.2 та 4.3.

$\Delta\sigma_{S, equ}(N^*)$ – діапазон еквівалентних напружень ушкодження для різних типів армування і врахування кількості циклів навантаження N^* . Для будівельних конструкцій $\Delta\sigma_{S, equ}(N^*)$ може спрощено прийматись як $\Delta\sigma_{S, max}$.

$\Delta\sigma_{S, max}$ – діапазон максимальних напружень при відповідному сполученні навантажень.

4.11.4 Інші перевірки

4.11.4.1 Для незварюваних арматурних стрижнів при розтягу допускається приймати, що необхідний опір втомі забезпечується, якщо діапазон напружень при повторюваному циклічному навантаженні, сполученому з основною комбінацією, становить $\Delta\sigma_S \leq k_1 = 70$ МПа.

Для зварюваних арматурних стрижнів при розтягу допускається приймати, що необхідний опір втомі забезпечується, якщо діапазон напружень при повторюваному навантаженні, сполученому з основною комбінацією, становить $\Delta\sigma_S \leq k_2 = 35$ МПа.

4.11.4.2 Як спрощення вищенаведеного 4.11.4.1 перевірка може виконуватись із використанням часто повторюваного сполучення навантажень. Якщо така перевірка задовольняється, то у подальших перевірках немає необхідності.

4.11.4.3 Якщо застосовується з'єднання зварюванням або з'єднувальними пристроями у попередньо напруженому бетоні, то у бетонному перерізі не допускається розтяг у межах 200 мм від попередньо напруженої або звичайної сталі при дії повторюваного сполучення навантажень, з урахуванням коефіцієнта зниження k_3 для середнього значення сили напруження P_m .

Величину k_3 рекомендується приймати 0,9.

4.11.5 Перевірка бетону при стиску або зсуві

4.11.5.1 Опір бетону втомі може вважатись достатнім, якщо виконується умова:

$$E_{cd, max, equ} + 0,43 \sqrt{1 - R_{equ}} \leq 1, \quad (4.106)$$

де

$$R_{equ} = \frac{E_{cd, min, equ}}{E_{cd, max, equ}}, \quad (4.107)$$

$$E_{cd, max, equ} = \frac{\sigma_{cd, min, equ}}{f_{cd, fat}}, \quad (4.108)$$

$$E_{cd, max, equ} = \frac{\sigma_{cd, max, equ}}{f_{cd, fat}}, \quad (4.109)$$

R_{equ} – показник напруження;

$E_{cd, min, equ}$ – мінімальний рівень напружень стиску в циклі;

$E_{cd, max, equ}$ – максимальний рівень напружень стиску в циклі;

$f_{cd,fat}$ – розрахункова міцність бетону при втомі;
 $\sigma_{cd,max,eq}$ – найвищі напруження граничної амплітуди при N циклів;
 $\sigma_{cd,min,eq}$ – найнижчі напруження граничної амплітуди при N циклів.
 Величина N приймається: $N = 10^6$ циклів.

$$f_{cd,fat} = k_1 \beta_{cc}(t_0) f_{cd} \left(1 - \frac{f_{sk}}{250} \right), \quad (4.110)$$

де t_0 – час початку циклічного навантаження бетону, днів;
 $\beta_{cc}(t_0)$ – коефіцієнт міцності бетону при першому прикладанні навантаження і визначається з виразу:

$$\beta_{cc}(t) = \left\{ 0,25 \left[1 - \left(\frac{26}{t} \right)^{1/2} \right] \right\}, \quad (4.111)$$

де t – вік бетону, діб.

Величину k_1 при $N = 10^6$ циклів рекомендується приймати 0,85.

4.11.5.2 Перевірка на втому для бетону при стиску вважається достатньою, якщо задовольняється умова:

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0,5 + 0,45 \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}} \leq 0,9 \quad \text{при} \quad f_{sk} \leq 50 \text{ МПа}, \quad (4.112)$$

де $\sigma_{c,max}$ – максимальні напруження стиску у фібрі при повторюваній комбінації навантаження (стиск вважається додатнім);

$\sigma_{c,min}$ – мінімальні напруження стиску у тій же фібрі, де має місце $\sigma_{c,max}$.
 Якщо $\sigma_{c,min}$ – зусилля розтягу, то $\sigma_{c,min}$ належить приймати 0.

4.11.5.3 Вираз (4.112) також застосовується до стиснутих умовних елементів для конструкцій, що піддаються зсуву. У цьому випадку міцність бетону $f_{cd,fat}$, повинна зменшуватись коефіцієнтом зниження міцності (див. 4.6.2.8).

4.11.5.4 Для елементів, що за розрахунком не потребують поперечної арматури у граничному стані, можна вважати, що бетон опирається втомі, спричиненій впливом зсуву, якщо виконується наступне:

– для $\frac{V_{Ed,min}}{V_{Ed,max}} \geq 0$

$$\frac{|V_{Ed,max}|}{|V_{Rd,c}|} \leq 0,5 + 0,45 \frac{|V_{Ed,min}|}{|V_{Rd,c}|} \quad \left\{ \begin{array}{l} \leq 0,9 \text{ до C50/60} \\ \leq 0,8 \text{ більше ніж C55/67} \end{array} \right. ; \quad (4.113)$$

– для $\frac{V_{Ed,min}}{V_{Ed,max}} < 0$

$$\frac{|V_{Ed,max}|}{|V_{Rd,c}|} \leq 0,5 - \frac{|V_{Ed,min}|}{|V_{Rd,c}|}, \quad (4.114)$$

де $V_{Ed,max}$ – розрахункова величина максимальної прикладеної сили при повторюваному сполученні навантажень;

$V_{Ed,min}$ – розрахункова величина мінімальної прикладеної сили при повторюваному сполученні навантажень у перерізі, де має місце $V_{Ed,max}$;

$V_{Rd,c}$ – розрахункова величина опору зсуву згідно з виразом (4.36).

5 РОЗРАХУНОК ЕЛЕМЕНТІВ БЕТОННИХ І ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ЗА ГРАНИЧНИМИ СТАНАМИ ІІ ГРУПИ

5.1 Загальні положення

5.1.1 Проектування залізобетонних конструкцій за ІІ групою граничних станів виконується згідно з вимогами, наведеними в 7 ДБН В.2.6.-98.

5.1.2 При розрахунках напружень і прогинів вважається, що поперечні перерізи працюють без тріщин при забезпеченні умови, коли напруження розтягу в бетоні не повинні перевищувати f_{ctm} за умови, що розрахунок мінімального армування на розтяг також ґрунтується на тому ж значенні. Для розрахунку ширини розкриття тріщин і жорсткості при розтягу необхідно використовувати f_{ctm} .

5.2 Обмеження рівня напружень

5.2.1 Напруження стиску у бетоні повинні обмежуватись для запобігання виникненню поздовжніх тріщин або високих рівнів повзучості. Поздовжні тріщини можуть виникати, якщо рівень напружень при нормативному сполученні навантажень перевищує критичну величину. Такі тріщини можуть призводити до зменшення довговічності. За відсутності інших заходів, таких як збільшення захисного шару для арматури у стиснутій зоні або встановлення поперечної арматури, можливо обмежити напруження стиску до величини $k_1 f_{ck}$ у зонах із середовищем класів впливу XD, XF і XS (таблиця 4.1 ДБН В.2.6.-98).

За відсутності більш точних даних величину k_1 рекомендується приймати $k_1 = 0,6$.

5.2.2 Якщо напруження у бетоні при квазіпостійних навантаженнях менші ніж $0,45 f_{ck}$, можна приймати лінійний характер повзучості. При перевищенні напружень у бетоні $0,45 f_{ck}$ необхідно враховувати нелінійний характер повзучості.

5.2.3 Можна вважати, що неприйнятному утворенню тріщин або деформуванню можна запобігти, якщо при основній комбінації навантажень для ІІ групи граничних станів деформації розтягу в арматурі крайнього шару не перевищують $\epsilon_s \leq 0,0015$. Середня величина напружень у попередньо напруженій арматурі не повинна перевищувати $0,75 f_{yk}$.

5.3 Обмеження розкриття тріщин

5.3.1 Загальні передумови

5.3.1.1 Утворення тріщин є нормальним для залізобетонних конструкцій, на які діє згин, зріз, крутіння або розтяг, викликані безпосереднім навантаженням або обмеженням прикладених деформацій. Утворення тріщин повинно обмежуватись до рівня, за якого вони не впливають на належне функціонування конструкції або вони є прийнятними.

5.3.1.2 Тріщини можуть також виникати з інших причин, таких як усадка або значні хімічні реакції у тужавіючому бетоні. Такі тріщини можуть бути неприйнятно значними, але запобігання їм не є предметом розгляду у цьому нормативному документі.

5.3.1.3 Утворення вказаних в 5.3.1.2 тріщин може бути прийнятним, якщо їх ширина не перевищує ширини тріщин для відповідних умов експлуатації і при забезпеченні умови, що вони не впливають на функціонування конструкції.

5.3.1.4 Повинна встановлюватись величина обмеження w_{max} обчисленої ширини розкриття тріщин w_k , з урахуванням передбаченого функціонування і характеру конструкції, а також витрат на обмеження тріщиноутворення.

Рекомендовані величини w_{max} для відповідних класів впливу наведені у таблиці 5.1.

За відсутності особливих вимог (наприклад, жорсткості води) можна вважати, що обмеження визначеної ширини розкриття тріщин w_{max} , наведені в таблиці 5.1, при основному сполученні навантажень буде достатнім для залізобетонних елементів у будівлях стосовно зовнішнього вигляду і довговічності.

Таблиця 5.1 – Рекомендовані величини w_{\max} , мм

Клас впливу	Армовані елементи і попередньо напружені елементи без зчеплення арматури	Попередньо напружені елементи із зчепленням арматури
	Основне сполучення навантажень	Повторюване сполучення навантажень
X0, XC1	0,4 ¹	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ²
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Зменшення навантаження стиску

¹ Для класів впливу X0, XC1 ширина тріщин не впливає на довговічність, а їх обмеження встановлюється для гарантування, як правило, прийнятного вигляду. Якщо умови зовнішнього вигляду відсутні, то це обмеження може послаблюватись.

² Для цих класів впливу додатково повинно перевірятись зменшення навантаження стиску при основному сполученні навантажень.

5.3.1.5 На довговічність попередньо напружених елементів може більш критично впливати тріщиноутворення. За відсутності більш точних вимог можна припускати, що обмеження визначеної ширини розкриття тріщин w_{\max} , наведені в таблиці 5.1, при повторюваному сполученні навантажень буде достатнім для залізобетонних попередньо напружених елементів. Обмеження декомпресії вимагає, щоб усі частини напруженої арматури або каналів розміщалися щонайменше на 25 мм всередину стиснутого бетону.

5.3.1.6 Для елементів з напруженою арматурою без зчеплення з бетоном застосовуються ті самі вимоги, що і для залізобетонних елементів без попереднього напруження арматури. Для елементів із комбінованою зчепленою і незчепленою напруженою арматурою застосовуються вимоги для попередньо напружених елементів із зчепленням напруженої арматури.

5.3.1.7 Для елементів, що знаходяться у середовищі з класом впливу XD3, можуть знадобитись спеціальні заходи. Вибір заходів залежить від природи наявних агресивних речовин.

5.3.1.8 При використанні стиснуто-розтягнутих моделей з орієнтацією стиснутих умовних елементів відповідно до траєкторій напружень стиску у стані без тріщин можливо використовувати зусилля у розтягнутих умовних елементах для визначення відповідних напружень арматури з метою оцінки ширини розкриття тріщин.

5.3.1.9 Ширину розкриття тріщин можна обчислювати згідно з 5.3.4. Альтернативою є обмеження розміру стрижня або кроку згідно з 5.3.3.

5.3.2 Мінімальна площа армування

5.3.2.1 Якщо за більш точними розрахунками не показано, що менша площа достатня, то мінімальну площу арматури обчислюють за нижченаведеним виразом. У профільованих перерізах, таких як Т-подібні і коробчасті балки, мінімальне армування необхідно визначати для окремих частин перерізу (стінки, полиці).

$$A_{s,\min} \sigma_s = k_c k f_{ct,eff} A_{ct}, \quad (5.1)$$

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

A_{ct} – площа бетону у 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 у арматурі зразу 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 (5.3.3);

- $f_{ct,eff}$ – 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;
- k – коефіцієнт, що враховує вплив нерівномірних самоврівноважених напружень, які зменшують зусилля у 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 інтерполяцією;
- k_c – коефіцієнт, що враховує розподіл напружень у 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:

$$k_c = 0,4 \times \left[1 - \frac{\sigma_c}{k_1(h/h^*)f_{ct,eff}} \right] \leq 1, \quad (5.2)$$

– для полиць коробчастих перерізів та Т-подібних перерізів:

$$k_c = 0,9 \times \frac{F_{cr}}{A_{cr} f_{cr,eff}} \geq 0,5, \quad (5.3)$$

де σ_c – середні напруження у бетоні, що діють на частину перерізу, який розглядається:

$$\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{bh}, \quad (5.4)$$

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 визначатись з урахуванням характеристичних величин сил поперечного напруження і осьових зусиль при відповідному сполученні дій;

$h^* = h$ при $h < 1,0$ м;

$h^* = 1,0$ м при $h \leq 1,0$ м.

k_1 – коефіцієнт, що враховує впливи осьових сил на розподіл напружень:

$k_1 = 1,5$, якщо N_{Ed} – сила стиску;

$k_1 = \frac{2h^*}{3h}$, якщо N_{Ed} – сила розтягу;

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

5.3.2.2 Можна припускати, що зчеплена напружена арматура у розтягнутій зоні запобігає утворенню тріщин на відстані ≤ 150 мм від центра напруженої арматури. Це може враховуватись додаванням члена $\xi_1 A'_p \Delta\sigma_p$ у ліву частину виразу (5.1),

де A'_p – площа напруженої на упори або на бетон 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 із значень $2,5(h-d)$, $(h-x)/3$ або $h/2$ (рисунок 5.1)

ξ_1 – поправочний коефіцієнт міцності зчеплення, який враховує різницю в діаметрах попередньо напруженої і звичайної арматури:

$$\xi_1 = \sqrt{\xi \frac{\sigma_s}{\sigma_p}}, \quad (5.5)$$

де

ξ – коефіцієнт міцності зчеплення попередньо напруженої і звичайної арматури згідно з 6.7.2. ДБН В.2.6-98.

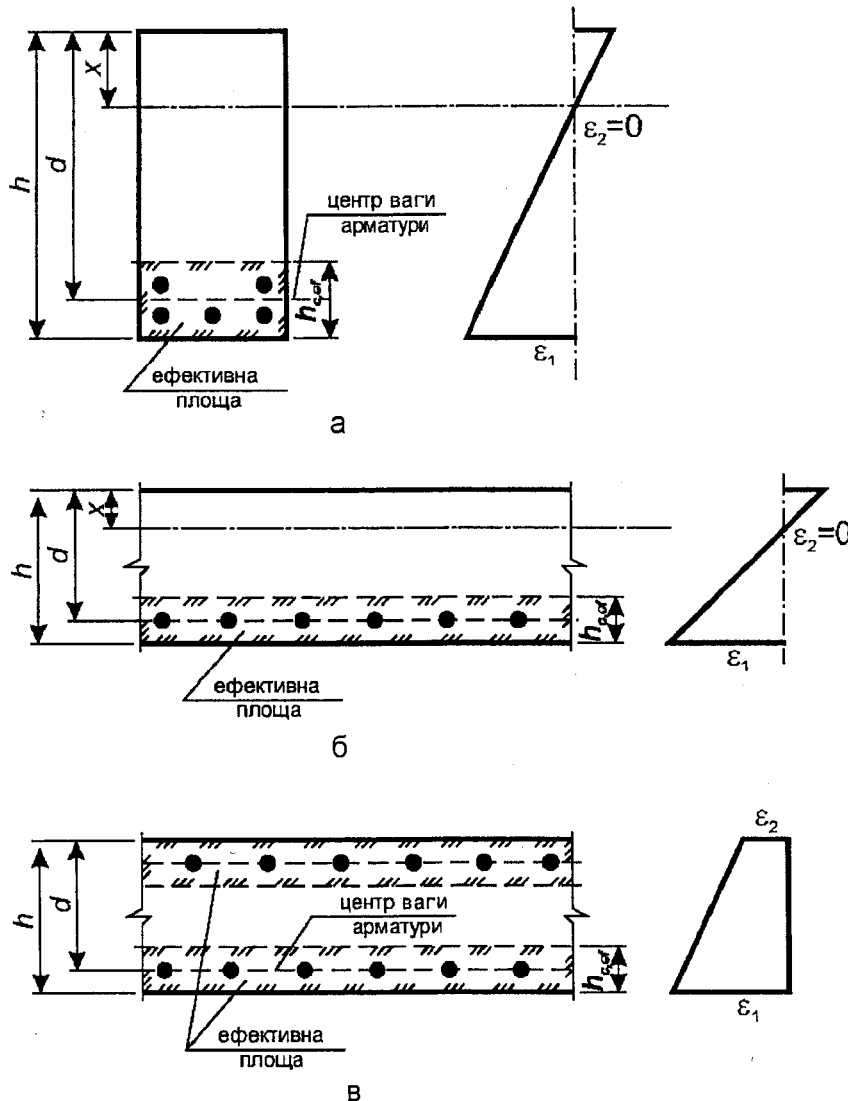
$\Delta\sigma_p$ – зміна напруження у попередньо напруженій арматурі від стану нульової деформації бетону на тому ж самому рівні;

\varnothing_s – найбільший діаметр стрижня звичайної арматури;

\varnothing_p – еквівалентний діаметр попередньо напруженої арматури згідно з 6.7.2. ДБН В.2.6-98.

Якщо для запобігання тріщиноутворенню застосовується тільки напружена арматура, то $\xi_1 = \sqrt{\xi}$.

5.3.2.3 Попередньо напружені елементи не потребують мінімального армування у випадках, коли при основному сполученні навантажень і характеристичній величині попереднього напруження бетон стиснутий, або абсолютна величина напружень розтягу у бетоні менша ніж $\sigma_{ct,p} = f_{c,eff}$ згідно з 5.3.2.1.



а – балки; б – плити; в – розтягнуті елементи

Рисунок 5.1 – Ефективна розтягнута зона (типів випадки)

5.3.3 Обмеження тріщиноутворення без прямих розрахунків

5.3.3.1 Якщо на армовані звичайною або напруженою арматурою залізобетонні плити у будівлях діє згин без значного осьового розтягу, то можна не передбачати спеціальних заходів для обмеження тріщиноутворення за умови, що загальна товщина плити не перевищує 200 мм і застосовано положення щодо конструювання 7.3.

5.3.3.2 Правила, наведені у 5.3.4, можна для спрощення представити у формі таблиці при обмеженні діаметра стрижня або кроку.

Примітка. Якщо забезпечено мінімальне армування, наведене у 5.3.2, то малоймовірно, що ширина тріщин перевищить допустимі у разі, коли:

– для тріщин, спричинених переважно обмеженням деформацій, розміри стрижнів, наведені у таблиці 5.2, не перевищуються, якщо напруження в арматурі є величиною, отриманою після утворення тріщин (тобто σ_s у виразі (5.1));

– для тріщин, спричинених переважно навантаженням, застосовуються положення таблиці 5.2, або 5.3. Напруження у сталі повинні визначатись на основі перерізу з тріщинами при відповідному сполученні навантажень.

У попередньо напружених елементах, коли обмеження ширини розкриття тріщин забезпечуються переважно напруженою арматурою, яка має зчеплення з бетоном, можуть бути використані таблиці 5.2 і 5.3 при напруженнях, які визначаються як різниця між повними і попередніми напруженнями. Для елементів, що напружуються на бетон, коли запобігання тріщинам забезпечується переважно звичайною арматурою, таблиці можуть застосовуватись із напруженнями у цій арматурі, визначеними з урахуванням ефекту попереднього напруження.

Максимальний діаметр стрижня необхідно коригувати у наступних випадках: при згині (хоча б частина перерізу стиснута):

$$\varnothing_s = \varnothing_s^* (f_{ct,eff} / 2,9) \frac{k_c h_{cr}}{2(h-d)}, \quad (5.6)$$

при розтягу (рівномірний осьовий розтяг):

$$\varnothing_s = \varnothing_s^* (f_{ct,eff} / 2,9) h_{cr} / (8(h-d)), \quad (5.7)$$

де \varnothing_s – заданий діаметр стрижня;

\varnothing_s^* – максимальний діаметр стрижня за таблицею 5.2;

h – загальна висота перерізу;

h_{cr} – висота розтягнутої зони зразу після утворення тріщин з урахуванням величин сил попереднього напруження і осьових зусиль при основному сполученні дій;

d – фактична висота до центра ваги зовнішнього шару арматури.

Якщо весь переріз розтягнутий, то $h - d$ є мінімальною відстанню від центра ваги шару арматури до грані бетону (враховується кожна грань при несиметричній арматурі).

Таблиця 5.2 – Максимальний діаметр стрижня \varnothing_s^* для обмеження тріщиноутворення¹

Напруження в арматурі ² , МПа	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	–

¹ Значення у таблиці ґрунтуються на наступних передумовах:

$c = 25$ мм; $f_{ct,eff} = 2,9$ МПа; $h_{cr} = 0,5h$; $(h - d) = 0,1h$; $k_1 = 0,8$; $k_2 = 0,5$; $k_c = 0,4$; $k = 1,0$; $k_t = 0,4$; $k_4 = 1,0$.

² При визначальному сполученні навантажень.

Таблиця 5.3 – Максимальний крок стрижнів для обмеження тріщиноутворення¹

Напруження в арматурі ² , МПа	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	–

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

² При визначальному сполученні навантажень.

5.3.3.3 Балки із загальною висотою 1000 мм і більше, коли основна арматура сконцентрована тільки на невеликій частині по висоті, повинні забезпечуватись додатковим поверхневим армуванням для запобігання появі тріщин на лицьовій поверхні балки. Це армування повинно рівномірно розподілятися між рівнем розтягнутої арматури і нейтральною віссю та розташовуватись між з'єднаннями. Площа перерізу поверхневої арматури повинна бути не меншою ніж визначена за 5.3.2.1, приймаючи $k = 0,5$, а $\sigma_s = f_{yk}$. Крок і діаметр необхідних стрижнів можна визначити за 5.3.4 або при відповідному спрощенні (5.3.3.2), припускаючи чистий розтяг та напруження у сталі, що дорівнює половині значення, визначеного для основної арматури.

5.3.3.4 Необхідно зважати, що існує певна небезпека виникнення великих тріщин у перерізі, де має місце різка зміна напружень, наприклад:

- при змінах перерізу;
- поблизу зосереджених навантажень;
- у місцях, де стрижні обриваються;
- у зонах високих напружень зчеплення, особливо на кінцях з'єднань внапуск.

На такі місця слід звернути особливу увагу, щоб мінімізувати зміну напружень, наскільки це можливо. Однак, вищенаведені правила запобігання утворенню тріщин, зазвичай, будуть достатніми для забезпечення контролю вказаних місць за умови застосування правил конструювання армування, наведених у розділах 7 і 8.

5.3.3.5 Можна вважати, що тріщиноутворення внаслідок впливу дотичних дій достатньо обмежується, якщо враховані правила конструювання, надані у 8.2.6, 8.2.7, 8.3.2 і 8.4.3.

5.3.4 Визначення ширини розкриття тріщин

5.3.4.1 Ширина тріщин w_k може визначатись за виразом:

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}), \quad (5.8)$$

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

ε_{sm} – середні деформації в арматурі при відповідному сполученні навантажень, включно з впливом прикладених деформацій та при врахуванні впливу жорсткості при розтягу. Враховуються тільки додаткові деформації розтягу, що мають місце при деформації бетону на тому ж рівні вище нуля;

ε_{ctm} – середня деформація бетону між тріщинами.

5.3.4.2 $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm})$ може визначатись за наступним виразом:

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}) = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{cr,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}, \quad (5.9)$$

де σ_s – напруження у розтягнутій арматурі в 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.

α_e – відношення E_s / E_{cm} ;

$\rho_{p,eff} = (A_s + \xi_1^2 A_p) / A_{c,eff}$, (5.10)

A_p і $A_{c,eff}$ визначаються за 5.3.2.2;

ξ_1 – згідно з виразом (5.5);

k_t – коефіцієнт, що залежить від тривалості навантаження:

$k_t = 0,6$ для короткотривалого навантаження,

$k_t = 0,4$ для довготривалого навантаження.

5.3.4.3 У випадках, коли зчеплена арматура розміщена достатньо близько в центрах у межах розтягнутої зони (крок $\leq 5(c + \varnothing / 2)$) та одинокого стрижня, максимальний кінцевий крок тріщин можна визначити за виразом (рисунок 5.2):

$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \varnothing / \rho_{p,eff}, \quad (5.11)$$

де \varnothing – діаметр стрижня. Якщо у 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 можна застосовувати наступний вираз:

$$\varnothing_{eq} = \frac{n_1 \varnothing_1^2 + n_2 \varnothing_2^2}{n_1 \varnothing_1 + n_2 \varnothing_2}, \quad (5.12)$$

де c – захисний шар бетону для поздовжньої арматури;

k_1 – коефіцієнт, що враховує характеристики зчеплення арматури:

0,8 для стрижнів із високим зчепленням;

1,6 для стрижнів із фактично гладкою поверхнею (наприклад напружувані пучки);

k_2 – коефіцієнт, що враховує розподіл деформацій:

0,5 для згину;

1,05 для чистого розтягу.

У випадку розтягу з ексцентриситетом або для локальних зон необхідно застосовувати проміжні значення k_2 , які можна визначити із відношення:

$$k_2 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2) / (2\varepsilon_1), \quad (5.13)$$

де ε_1 – найбільша деформація;

ε_2 – найменша деформація на межах перерізу, який розглядається, визначена для перерізу з тріщинами.

Примітка. Рекомендованими величинами k_3 і k_4 є 3,4 та 0,425 відповідно.

Якщо крок зчепленої арматури перевищує $5(c + \varnothing / 2)$ (рисунок 5.2) або якщо зчеплена арматура у розтягнутій зоні відсутня, то можна знайти верхню межу ширини тріщини за припущення максимального кроку тріщин

$$s_{r,max} = 1,3(h - x). \quad (5.14)$$

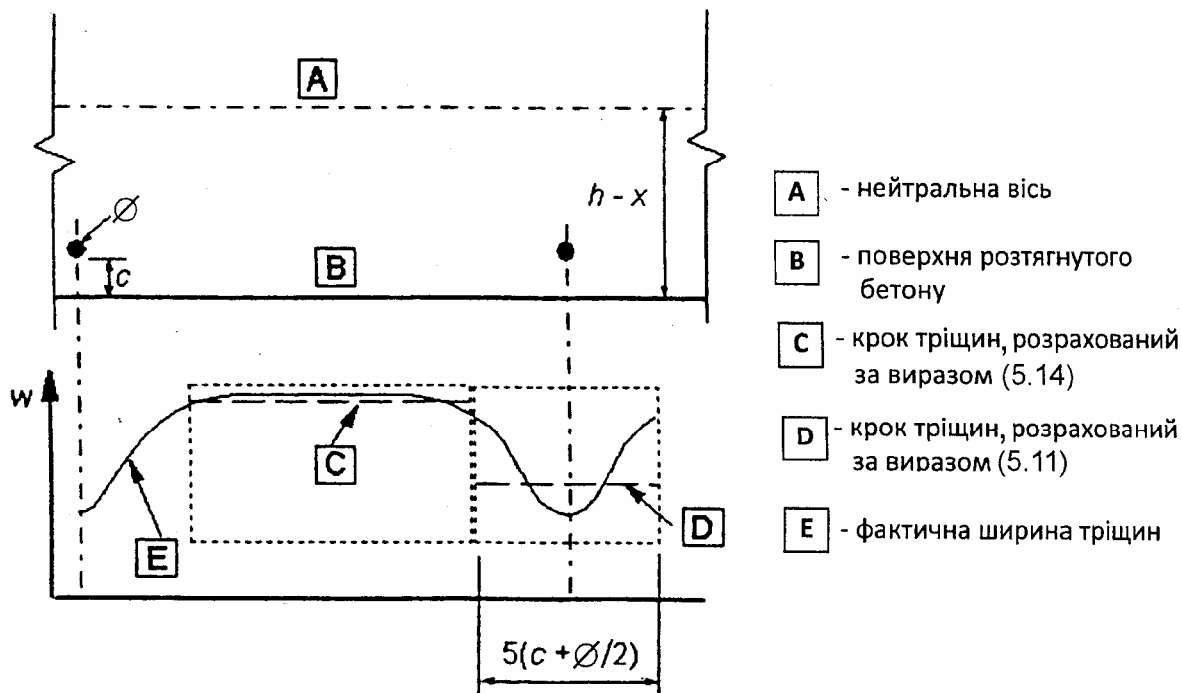


Рисунок 5.2 – Ширина тріщин w_k на поверхні бетону в залежності від відстані між стрижнями

5.3.4.4 Якщо кут між віссю головних напружень і напрямком арматури для елементів, армованих у двох ортогональних напрямках, є суттєвим ($>15^\circ$), то крок тріщин може визначатись за наступним виразом:

$$s_{r,\max} = \frac{1}{\frac{\cos\theta}{s_{r,\max,y}} + \frac{\sin\theta}{s_{r,\max,z}}}, \quad (5.15)$$

де θ – кут між арматурою в напрямку осі u і напрямком головних напружень розтягу;

$s_{r,\max,y}$, $s_{r,\max,z}$ – крок тріщин, визначений згідно з 5.3.4.3 у напрямках y і z відповідно.

5.3.4.5 Для стін, що зазнають ранньої термічної усадки, а площа перерізу горизонтальної арматури не відповідає вимогам 5.3.2, і якщо низ стіни обмежений попередньо виконаною основою, то можна припускати, що $s_{r,\max}$ дорівнює 1,3 висоти стіни.

5.4 Обмеження прогинів

5.4.1 Загальні передумови

5.4.1.1 Вимоги щодо обмеження прогинів наведено в 7.4 ДБН В.2.6-98. Для запобігання несприятливому впливу деформацій елемента або конструкції на їх належне функціонування і зовнішній вигляд необхідно встановлювати відповідні граничні величини прогинів з урахуванням характеру конструкції, оздоблення, перегородок і закріплень, а також функціонального призначення.

5.4.1.2 Деформації не повинні перевищувати тих, які можуть сприйняти інші закріплені елементи, такі як перегородки, скління, лицювання, комунікації або оздоблення. В окремих випадках обмеження необхідні для забезпечення належного функціонування обладнання або апаратури, що опираються на конструкцію, або для запобігання деформаціям від затоплення плоских покрівель.

Примітка. Граничні прогини, наведені у 5.4.1.3 і 5.4.1.4, взяті з ISO 4356, повинні забезпечувати прийнятні характеристики житлових будинків, офісів, громадських будівель або підприємств. Слід звернути увагу, що допустимі прогини відповідають конкретним конструкціям, які розглядаються, і що немає спеціальних вимог. Подальшу інформацію стосовно прогинів і граничних величин можна отримати з ISO 4356.

5.4.1.3 Зовнішній вид та загальне використання конструкції може погіршуватись, якщо визначений прогин балки, плити або консолі при основному сполученні навантажень перевищує 1/250 прольоту. Прогин обчислюється відносно опор. Для компенсації певної частини або всього прогину може застосовуватись "будівельний підйом", зворотній вигин, сформований опалубкою, який не повинен перевищувати 1/250 прольоту.

5.4.1.4 Необхідно обмежувати прогини, які можуть спричинити пошкодження прилеглих частин конструкції. Після завершення будівництва прийнятним є граничний прогин 1/500 прольоту при основному сполученні навантажень. У залежності від чутливості прилеглих частин можуть розглядатись інші допустимі значення.

5.4.1.5 Граничний стан за деформацією може перевіратись:

- шляхом обмеження співвідношення проліт/висота згідно з 5.4.2;
- порівнянням прогину, визначеного згідно з 5.4.3, з гранично-допустимим.

Примітка. Фактичні деформації можуть відрізнятись від обчислених, особливо коли прикладені моменти, близькі до моментів тріщиноутворення. Відхилення залежать від дисперсії характеристик матеріалів, умов навколишнього середовища, послідовності навантаження, закріплення на опорах, ґрунтових умов тощо.

5.4.2 Випадки, коли обчислення можна не виконувати

5.4.2.1 При забезпеченні розмірів залізобетонних балок і плит у будівлях так, що відношення прольотів до висот менше граничних, то можна вважати, що їх прогини не перевищують допустимих, вказаних у 5.4.1.3 і 5.4.1.4. Граничне співвідношення проліт/висота можна визначити за виразами (5.16а) і (5.16б) з наступним множенням на поправочні коефіцієнти для врахування типу арматури та інших змінних. При виведенні нижченаведених виразів "будівельний підйом" ніяк не враховувався.

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right], \text{ якщо } \rho \leq \rho_0, \quad (5.16a)$$

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'_0} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right], \text{ якщо } \rho > \rho_0, \quad (5.16b)$$

де l/d – граничне відношення проліт/висота;

K – коефіцієнт, що враховує різні конструктивні системи;

ρ_0 – довідковий відсоток армування $\rho_0 = \sqrt{f_{ck}}$;

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

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

f_{ck} – в МПа.

Залежності (5.16а) і (5.16б) були одержані за умови, що напруження у сталі при відповідному розрахунковому навантаженні за II групою граничних станів у середині прольоту балки або на опорі консолі становить 310 МПа (що наближено відповідає $f_{yk} = 500$ МПа).

Якщо застосовуються інші рівні напружень, то значення, отримані за залежністю (5.16), необхідно помножити на $310 / \sigma_s$. Зазвичай, консервативно приймають, що:

$$310 / \sigma_s = 500 / (f_{yk} A_{s,req} / A_{s,prov}), \quad (5.17)$$

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

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

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

Для перерізів з полицями, якщо відношення ширини полиці до ширини ребра перевищує 3, то величини l/d , визначені за виразами (4.16), необхідно помножити на 0,8.

Для балок і плит, окрім плоских плит, прольотом більш ніж 7 м, і у яких при надмірних прогинах можуть пошкоджуватись обперті перегородки, величини l/d , визначені за виразом (5.16), необхідно помножити на $7/l_{eff}$ (l_{eff} , м, див. 6.3).

Для плоских плит, якщо більший проліт перевищує 8,5 м, і у яких при надмірних прогинах можуть пошкоджуватись обперті перегородки, величини l/d , визначені за виразами (5.16), необхідно помножити на $8,5/l_{eff}$ (l_{eff} , м).

Примітка. Величину коефіцієнта K , якщо відсутні більш точні дані, рекомендується приймати згідно з таблицею 5.4. Ці величини одержано за виразами (5.16) для звичайних випадків (С30/35, $\sigma_s = 310$ МПа, різних конструктивних системах і проценті армування $\rho = 0,5\%$ і $\rho = 1,5\%$).

Таблиця 5.4 – Основні показники проліт/фактична висота для залізобетонних елементів без осьового стиску

Конструктивна система	K	Бетон при високому рівні напружень $\rho = 1,5\%$	Бетон при незначному рівні напружень $\rho = 0,5\%$
Шарнірно обперта балка; шарнірно обперта в одному або двох напрямках плита	1,0	14	20
Крайній проліт нерозрізної балки або нерозрізної в одному напрямку плити, або обпертої в двох напрямках і нерозрізної вдовж довшої сторони	1,3	18	26
Внутрішній проліт балки або плити, обпертої в одному чи двох напрямках	1,5	20	30
Плити, обперті на колони, без балок (плоскі перекриття) на основі довшого прольоту	1,2	17	24
Консолі	0,4	6	8
Примітка 1. Наведені величини визначені, зазвичай, як консервативні і обчислення можуть часто показувати, що можна вибирати тонші елементи.			
Примітка 2. Для плит, обпертих у двох напрямках, перевірка повинна виконуватись на основі коротшого прольоту. Для плоских плит необхідно враховувати довший проліт.			
Примітка 3. Граничні значення, наведені для плоских плит, відповідають менш жорстким обмеженням порівняно з прогином $1/250$ прольоту відносно колон. Практика показала, що цього достатньо.			

Величини, визначені за виразом (5.16) і таблицею 5.4, були одержані за результатами параметричних досліджень, виконаних для серій шарнірно обпертих балок або плит прямокутного перерізу при використанні загального підходу, наведеного у 5.4.3. Розглядалися різні класи міцності бетону при характеристичному опорі текучості арматури 500 МПа. Для заданої площі розтягнутої арматури визначався граничний момент за умови, що основне сполучення навантажень становить приблизно 50 % від загального розрахункового навантаження. Одержані граничні значення проліт/висота задовольняли допустимий граничний прогин, вказаний у 5.4.1.3.

5.4.3 Перевірка прогинів розрахунком

5.4.3.1 Для згинальних елементів у загальному випадку прогин визначається за формулою

$$f_m = \int_0^l M_x \left(\frac{1}{r} \right)_x dx, \quad (5.18)$$

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

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

Величина $1/r$ визначається за залежностями розділу 4 з використанням характеристик матеріалів, призначених для розрахунку за II групою граничних станів.

Величина $1/r$, в залежності від розрахункової ситуації, може мати такі складові:

- кривизна, обумовлена короткочасною дією попереднього напруження;
- кривизна, обумовлена тривалою дією попереднього напруження;
- кривизна, обумовлена усадкою;
- кривизна, обумовлена дією постійних та тривалих навантажень;
- кривизна, обумовлена короткочасною дією епізодичних навантажень.

Для статично невизначених конструкцій розподіл M та $1/r$ по довжині елемента слід визначати з урахуванням фактичної жорсткості його перерізів.

5.4.3.2 Тривалу дію навантаження при визначенні прогину допускається враховувати шляхом множення відповідного значення кривизни, визначеного як для короткочасної дії навантаження, на коефіцієнт повзучості, що відповідає навантаженню і інтервалу часу (3.1.3).

5.4.3.3 Для статично визначених елементів постійного перерізу, що працюють за балковою схемою, прогин допускається визначати за формулою

$$f = \frac{1}{r} k_m l^2, \quad (5.19)$$

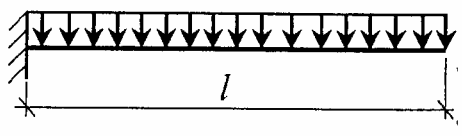
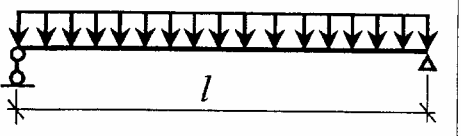
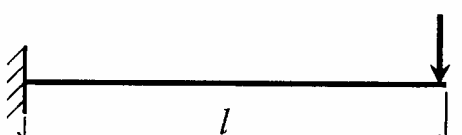
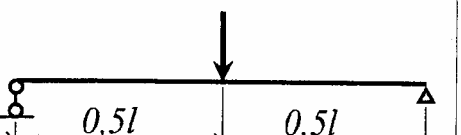
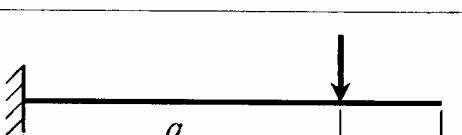
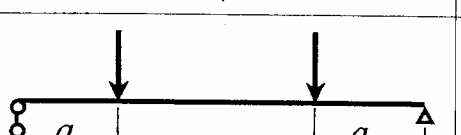
де $1/r$ – кривизна у перерізі із найбільшим згинальним моментом;

k_m – коефіцієнт, що визначається за таблицею 5.5.

При цьому складові кривизни $1/r$ визначаються в залежності від розрахункової ситуації.

Якщо прогин, визначений за формулою (5.19), перевищує допустимий, його слід уточнити за формулою (5.18).

Таблиця 5.5 – Величини коефіцієнта k_m

Схема навантаження консольної балки	Коефіцієнт k_m	Схема навантаження консольної балки	Коефіцієнт k_m
	$\frac{1}{4}$		$\frac{5}{48}$
	$\frac{1}{3}$		$\frac{1}{12}$
	$\frac{a}{6l} \left(3 - \frac{a}{l} \right)$		$\frac{1}{8} - \frac{a^2}{6l^2}$

Примітка. При завантаженні елемента одночасно за декількома схемами $k_m = \frac{k_{m1} M_1 + k_{m2} M_2 + \dots}{M_1 + M_2 + \dots}$

(де k_{m1} та M_1 , k_{m2} і $M_2 \dots$ – відповідно коефіцієнт k_m та найбільший згинальний момент M для кожної схеми навантаження). У цьому випадку величина $1/r$ визначається при значенні M , яке дорівнює сумі найбільших згинальних моментів, визначених для кожної схеми навантаження.

6 РОЗРАХУНОК КОНСТРУКЦІЙ

6.1 Геометричні неточності

6.1.1 Вимоги щодо врахування впливу геометричних недосконалостей наведені в 5.2 ДБН В.6.2-98.

6.1.2 Нижченаведені положення застосовуються для позакентрово стиснутих елементів і конструкцій при вертикальному навантаженні переважно у будівлях. Числові значення відносяться до звичайних відхилень при зведенні. При використанні інших відхилень значення повинні уточнюватись відповідним чином.

6.1.3 Неточності можуть виражатись через нахил θ_1 , виражений, як:

$$\theta_1 = \theta_0 \alpha_h \alpha_m, \quad (6.1)$$

де θ_0 – базове значення, що дорівнює 1/200;

α_h – понижувальний коефіцієнт для довжини або висоти:

$$\alpha_h = 2 / \sqrt{2l}; \quad 2/3 \leq \alpha_h \leq 1;$$

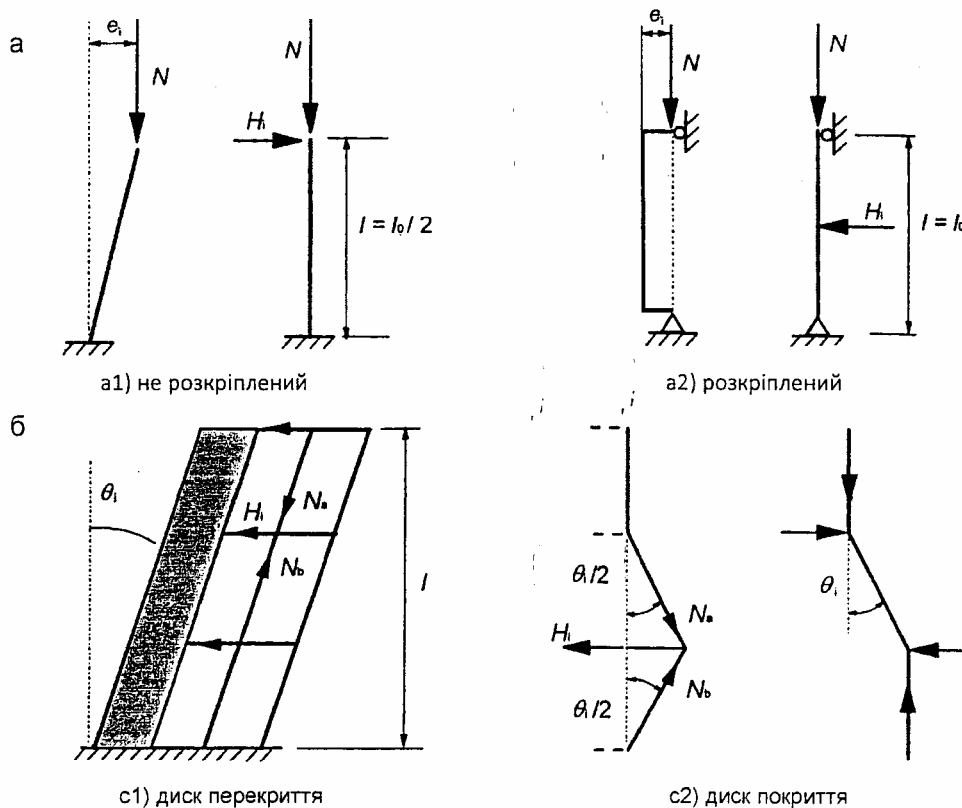
α_m – понижувальний коефіцієнт для кількості елементів $\alpha_m = \sqrt{0,5(1+1/m)}$;

l – довжина або висота, м (6.1.4);

m – кількість вертикальних елементів, що формують сумарне значення.

6.1.4 У виразі (6.1) значення l і m залежать від впливу, що розглядається, і для якого вирізняють три основних класи (рисунок 6.1):

- вплив на окремий елемент: l = фактична довжина елемента, $m = 1$;
- вплив на систему в'язей: l = висота будівлі, m = кількість вертикальних елементів, що передають горизонтальні зусилля на систему в'язей;
- вплив на диски перекриттів та покриттів, які розподіляють горизонтальні навантаження: l = висота поверху, m = кількість вертикальних елементів у поверсі (поверхах), що формують сумарне значення горизонтальної сили на перекритті.



а – окремі елементи з ексцентриситетом осьової сили або горизонтальною силою; б – в'язева система

Рисунок 6.1 – Приклади впливу геометричних неточностей

6.1.5 Для окремих елементів (6.2) вплив неточностей може враховуватись двома альтернативними способами – а або б:

а) як певний ексцентриситет e_i , виражений через

$$e_i = \theta_i l_0 / 2. \quad (6.2)$$

де l_0 – фактична довжина (6.2.2.2).

Для стін і окремих колон, розкріплених системою в'язей, з метою спрощення завжди може використовуватись $e_i = l_0 / 400$, що відповідає $\alpha_h = 1$;

б) як певна перерізувача сила H_i , розташована так, щоб викликати максимальний момент:

– для нерозкріпленого в'язями елемента (рисунок 6.1 а1):

$$H_i = \theta_i N, \quad (6.3a);$$

– для розкріпленого в'язями елемента (рисунок 6.1 а2):

$$H_i = 2\theta_i N, \quad (6.3b),$$

де N – осьове навантаження.

Примітка. Ексцентриситет підходить для статично визначених елементів, тоді як поперечне навантаження може використовуватись як для статично визначених, так і невизначених елементів. Сила H_i може розділятися на декілька еквівалентних поперечних впливів.

6.1.6 Для споруд дія нахилу θ_i може виражатись через поперечні сили, які враховуються у розрахунку, поряд з іншими діями:

– вплив на в'язеву систему (рисунок 6.1б):

$$H_i = \theta_i (N_b - N_a); \quad (6.4)$$

– вплив на диск перекриття (рисунок 6.1.с1):

$$H_i = \theta_i (N_b + N_a) / 2; \quad (6.5)$$

– вплив на диск покриття (рисунок 6.1.с2):

$$H_i = \theta_i N_a, \quad (6.6)$$

де N_a і N_b – складові сили H_i вдовж осі.

6.1.7 Для стін і окремих колон, розкріплених системою в'язей, у якості альтернативного спрощення може використовуватись ексцентриситет $e_i = l_0 / 400$, який охоплює неточності, пов'язані із відхиленнями, що виникають при нормальному зведенні (6.1.2).

6.2 Впливи другого порядку

Вимоги щодо врахування впливів другого порядку наведені в 5.7 ДБН В.2.6-98.

6.2.1 Визначення

Двовісний згин

Одночасний згин відносно двох головних осей

Розв'язані елементи або системи

Конструктивні елементи і підсистеми, які при розрахунку і проектуванні вважаються такими, що не підвищують загальної горизонтальної стійкості конструкції

В'язеві елементи або системи

Конструктивні елементи і підсистеми, які при розрахунку і проектуванні вважаються такими, що підвищують загальну горизонтальну стійкість конструкції

Втрата стійкості

Порушення рівноваги між внутрішніми зусиллями та зовнішніми впливами, спричинене нестабільністю якого-небудь елемента конструкції при дії тільки стиску і за відсутності поперечного навантаження

Примітка. Чиста втрата стійкості, як визначено вище, не є відповідним граничним станом у реальній конструкції внаслідок наявності неточностей і поперечних навантажень, але номінальне навантаження при втраті стійкості може використовуватись у якості певної характеристики у деяких методах розрахунку другого порядку (за деформованою схемою)

Критична сила

Навантаження, за якого відбувається втрата стійкості; для окремих елементів вона є синонімом Ейлеревої сили

Розрахункова довжина

Довжина, що використовується для оцінки форми втрати стійкості; вона також може визначатись як приведена довжина, тобто довжина шарнірно обпертої колони з вертикально прикладеною силою і буде мати переріз і критичну силу як і реальний елемент

Впливи першого порядку

Наслідки дій, обчислені без врахування впливу деформацій конструкції, але з включенням геометричних неточностей

Самостійні (окремі) елементи

Елементи, які є ізольованими, або елементи у конструкції, які для цілей розрахунку можуть розглядатись, як ізольовані. Приклади окремих елементів із різними умовами обпирання показані на рисунку 6.2

Номінальний момент другого порядку

Момент другого порядку використовується у певних методах розрахунку, що дають загальний момент, зіставний із граничним опором поперечного перерізу

Впливи другого порядку

Додаткові наслідки впливів, які спричинені деформаціями конструкції.

6.2.2 Спрощені критерії для впливів другого порядку

6.2.2.1 Критерії гнучкості для окремих елементів

6.2.2.1.1 Як альтернатива 5.7.1.6 ДБН В.6.2-98, впливами другого порядку можна знехтувати, якщо гнучкість λ (визначена у 6.2.2.2) є меншою певної величини (граничної) λ_{lim} .

Величину λ_{lim} рекомендується визначати за залежністю:

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \nu n, \quad (6.7)$$

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

$B = \sqrt{1 + 2\omega}$ (якщо коефіцієнт ω невідомий, може використовуватись $B = 1,1$);

$C = 1,7 - r_m$ (якщо коефіцієнт r_m невідомий, може використовуватись $C = 0,7$);

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

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

A_s – загальна площа перерізу арматури;

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

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

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

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 за несучою здатністю).

Якщо моменти на кінцях 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 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 нерозкріплених елементів.

6.2.2.1.2 Для випадків двовісного згину критерій гнучкості може перевірятись окремо для кожного напрямку. У залежності від результату цієї перевірки впливи другого порядку: можуть не враховуватись для обох напрямків; повинні враховуватись у одному напрямку; повинні враховуватись у обох напрямках.

6.2.2.2 Гнучкість і приведена довжина окремих елементів

6.2.2.2.1 Гнучкість при поздовжньому згині визначається, як:

$$\lambda = l_0 / i, \tag{6.8}$$

де l_0 – приведена довжина;

i – радіус інерції бетонного перерізу без тріщин.

6.2.2.2.2 Приклади приведеної довжини для окремих елементів постійного поперечного перерізу наведено на рисунку 6.2.

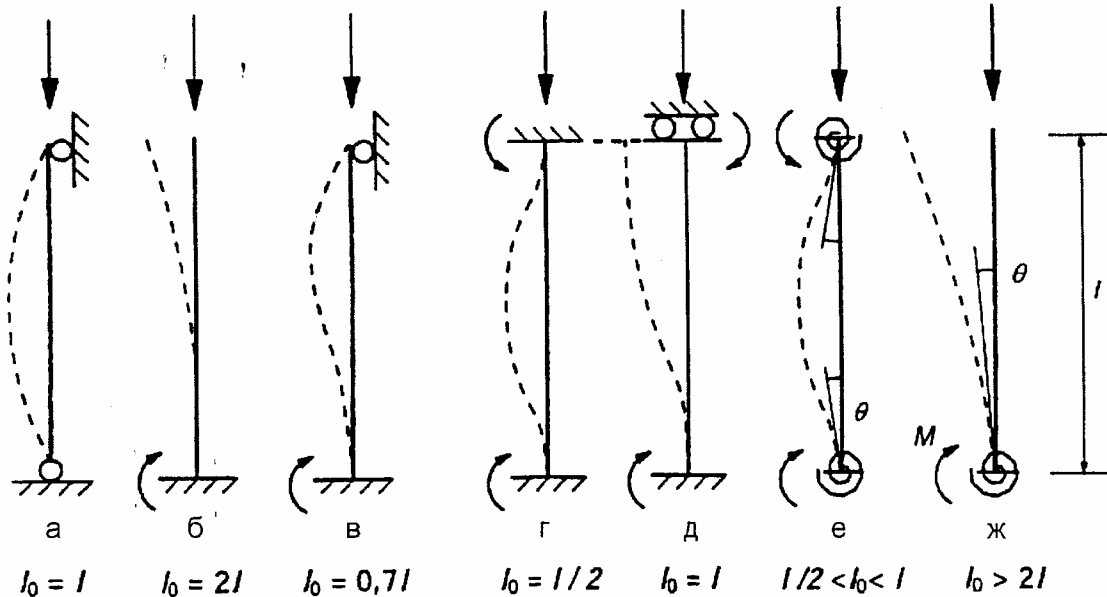


Рисунок 6.2 – Приклади різних форм втрати стійкості та відповідних розрахункових довжин окремих елементів

6.2.2.2.3 Для стиснутих елементів симетричних рам гнучкість (6.2.2.1) повинна перевірятись для розрахункової довжини l_0 , визначеної так:

розкріплені елементи (рисунок 6.2е):

$$l_0 = 0,5l \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0,45 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{0,45 + k_2}\right)}, \tag{6.9}$$

нерозкріплені елементи (рисунок 6.2ж):

$$l_0 = l_{\max} \sqrt{\left(1 + 10 \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_1}{1 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2}\right)}, \tag{6.10}$$

де k_1 і k_2 – відповідно відносна кутова жорсткість опорних в'язей 1 і 2;

$$k = (\theta / M) \cdot (EI / l);$$

- θ – поворот закріплених елементів від згинального моменту M ;
 EI – згинальна жорсткість стиснутих елементів (6.2.2.2.4 і 6.2.2.2.5);
 l – висота стиснутого елемента у чистоті між закріпленнями кінців.

Примітка. $k = 0$ – теоретична границя абсолютно жорсткого закріплення від повороту, а $k = \infty$ виражає відсутність закріплення взагалі. Оскільки абсолютно жорстке закріплення рідко зустрічається на практиці, рекомендується мінімальне значення 0,1 для k_1 і k_2 .

6.2.2.2.4 Якщо передбачається, що прилеглий стиснутий елемент (колона) у вузлі впливає на кут повороту при втраті стійкості, то EI/l при визначенні k необхідно замінити на $(EI/l)_a + (EI/l)_b$, де a і b відповідно представляють стиснутий елемент (колону) вище і нижче вузла:

6.2.2.2.5 При визначенні розрахункової довжини жорсткість закріплених елементів повинна враховувати вплив нелінійної роботи бетону.

6.2.2.2.6 Критерій 6.2.2.1 для всіх інших випадків, окрім 6.2.2.2.2 і 6.2.2.2.3, наприклад, елементів зі змінною вертикальною силою і/або поперечним перерізом, повинні перевірятись за приведеною довжиною, що базується на критичній поздовжній силі (обчисленій, наприклад, числовим методом):

$$l_0 = \pi \sqrt{EI / N_B}, \quad (6.11)$$

- де EI – фактична згинальна жорсткість;
 N_B – поздовжнє навантаження, виражене через EI
 (у виразі (6.8) i – повинно також відповідати цьому EI).

6.2.2.3 Загальні впливи другого порядку у будівлях

6.2.2.3.1 Як альтернатива 5.7.1.6 ДБН В.6.2-98, загальними впливами другого порядку у будівлях можна знехтувати, якщо:

$$F_{V,Ed} \leq k_1 \cdot \frac{n_s}{n_s + 1,6} \cdot \frac{\sum E_{cd} l_c}{L^2}, \quad (6.12)$$

- де $F_{V,Ed}$ – сумарне вертикальне навантаження (на розкріплені елементи і елементи жорсткості);
 n_s – кількість поверхів;
 L – загальна висота будівлі вище рівня зацемлення;
 E_{cd} – розрахункове значення модуля пружності бетону, $E_{cd} = \frac{E_{cm}}{1,2}$;
 l_c – момент інерції перерізу (бетонного без тріщин) елемента(ів) жорсткості;
 $k_1 = 0,31$.

Вираз (6.12) дійсний, якщо виконуються всі нижченаведені умови:

- можливість втрати стійкості внаслідок закручування не є визначальною, тобто конструкція є достатньо симетричною;
- загальні деформації зсуву незначні (як у системах жорсткості, що в основному складаються із стінових діафрагм без великих прорізів);
- елементи жорсткості жорстко закріплені в основі, тобто повороти дуже незначні;
- жорсткість в'язевих елементів є достатньо постійною по висоті;
- сумарне вертикальне навантаження зростає приблизно на однакову величину на поверх.

6.2.2.3.2 У виразі (6.12) k_1 може замінюватись на $k_2 = 0,62$, якщо буде підтверджено, що елементи жорсткості не мають тріщин у граничному стані.

6.3 Робочий проліт l_{eff}

6.3.1 Робочий проліт елемента l_{eff} повинен обчислюватись так:

$$l_{eff} = l_n + a_1 + a_2, \quad (6.13)$$

- де l_n – відстань у чистоті між гранями опор;

величини a_1 і a_2 на кожному з кінців прольоту можуть визначатись за відповідними значеннями a_i на рисунку 6.3, де t – ширина елемента обпирання.

6.3.2 Нерозрізні плити і балки можуть, в основному, розраховуватись за умови, що опори не забезпечують ніякого опору повороту.

6.3.3 Якщо балка або плита монолітна з її опорами, критичний розрахунковий момент на опорі повинен дорівнювати тому, що діє на грані опори. Розрахунковий момент і реакція, що передається на елемент обпирання (наприклад, колону, стіну тощо), повинні, як правило, прийматись як більше із пружного або перерозподіленого значення.

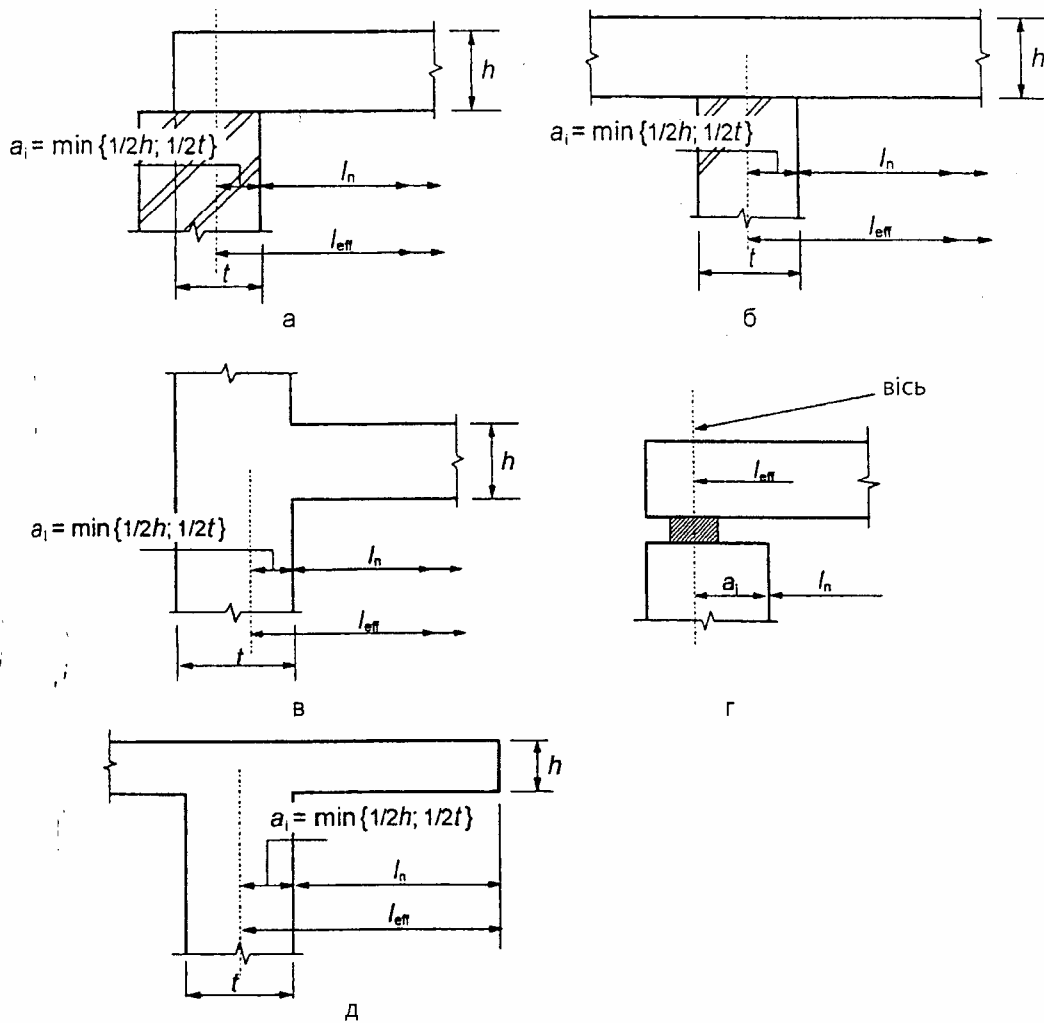
Примітка. Момент на грані опори повинен бути не меншим ніж 0,65 від моменту, що виникає при жорсткому защемленні.

6.3.4 Якщо балка або плита є нерозрізною, і можна вважати, що опори не забезпечують ніякого опору на поворот (наприклад, поверх стін), то використовується незалежний метод розрахунку, за якого розрахунковий опорний момент, обчислений для прольоту, що дорівнює відстані між центрами опор, може зменшуватись на величину ΔM_{Ed} , визначену за виразом:

$$\Delta M_{Ed} = F_{Ed, sup} t / 8, \tag{6.14}$$

де $F_{Ed, sup}$ – розрахункова опорна реакція;
 t – ширина опори (рисунок 6.3б).

Примітка. При застосуванні опорних підшипників за t слід приймати ширину підшипника.



а – розрізний елемент; б – нерозрізний елемент; в – опори, що розглядаються як защемлення; г – забезпечення обпирання; д – консоль

Рисунок 6.3 – Робочий прогін l_{eff} для різних умов обпирання

6.4 Врахування впливу повзучості

6.4.1 Тривалість навантажень може враховуватись спрощено, за допомогою приведеного коефіцієнта повзучості φ_{ef} , який при застосуванні з розрахунковим навантаженням дає деформацію повзучості (кривизну), що відповідає основному сполученню навантаження:

$$\varphi_{ef} = \varphi_{(\infty, t_0)} \times M_{0Eqr} / M_{0Ed} \quad (6.15)$$

де $\varphi_{(\infty, t_0)}$ – коефіцієнт повної повзучості (3.1.3.6);

M_{0Eqr} – згинальний момент першого порядку при квазіпостійних навантаженнях (друга група);

M_{0Ed} – згинальний момент першого порядку у розрахунковому сполученні (перша група).

Примітка. Можливо також приймати φ_{ef} на основі згинальних моментів M_{Eqr} та M_{Ed} , але у цьому випадку необхідно виконувати ітерації і перевіряти стійкість при основному сполученні навантаження і $\varphi_{ef} = \varphi_{(\infty, t_0)}$.

6.4.2 Якщо M_{0Eqr} / M_{0Ed} змінне в елементі або конструкції, то коефіцієнт може обчислюватись для перерізу з максимальним моментом або може використовуватись середнє репрезентативне значення.

6.4.3 Впливом повзучості можна знехтувати, тобто припустити, що $\varphi_{ef} = 0$ у разі, якщо задовольняються наступні три умови:

$$\varphi_{(\infty, t_0)} \leq 2;$$

$$\lambda \leq 75;$$

$$M_{0Eqr} / N_{Ed} \geq h.$$

Тут M_{0Eqr} – момент першого порядку, а h – висота поперечного перерізу у відповідному напрямі.

Примітка. Якщо умови стосовно можливості нехтування впливами другого порядку згідно з 5.7.1.6 ДБН В.2.6-98 або 6.2.3.3 задовольняються без запасу, то не потрібно нехтувати і впливами другого порядку, і повзучістю, якщо тільки технічний коефіцієнт армування (ω , див. 6.2.2.1) становить щонайменше 0,25.

7 ОСНОВНІ ПРАВИЛА КОНСТРУЮВАННЯ БЕТОННИХ І ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

7.1 Загальні положення

7.1.1 Вимоги стосовно надійності та придатності до експлуатації задовольняються дотриманням наведених у цьому розділі правил разом з загальними правилами, наведеними в інших розділах цих норм та розділів 8 і 9 ДБН В.2.6-98. Правила, наведені у цьому розділі, застосовуються переважно до залізобетонних будівель.

7.1.2 Конструювання елементів повинно супроводжуватись прийнятими узгодженими розрахунковими моделями і відповідними розрахунками.

7.1.3 Для попередження крихкого руйнування, недопустимого розкриття тріщин, а також сприйняття зусиль, що виникають у закріпленнях, встановлюються мінімальні площі арматури.

7.1.4 Відстань у чистоті (горизонтальна і вертикальна) між окремими паралельними стрижнями або горизонтальними рядами паралельних стрижнів повинна бути не меншою ніж максимальний діаметр стрижня k_1 , $(d_g + k_2)$ або 20 мм, де d_g – максимальний розмір заповнювача.

Рекомендованими величинами k_1 і k_2 є: 1 мм і 5 мм відповідно.

7.1.5 При розміщенні стрижнів у різних горизонтальних рядах стрижні у кожному ряді повинні розміщуватись вертикально один над одним. Між утвореними в результаті колонками стрижнів повинно бути достатньо простору для можливості проникнення вібратора та ущільнення бетону.

7.1.6 При з'єднанні внапуск дозволяється, щоб стрижні торкались один одного на довжині напуску.




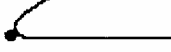
7.1.7 Для запобігання ушкодженню арматури діаметр, на якому стрижні загнуті (діаметр сердечника), повинен бути не меншим ніж $\varnothing_{m,min}$. Рекомендовані величини $\varnothing_{m,min}$ наведено у таблиці 7.1.

7.1.8 Діаметр оправки немає необхідності контролювати (з метою запобігання зминанню бетону) за наступних умов:

- анкерування стрижнів не вимагає довжини більше $5\varnothing$ після закінчення загину;
- стрижень, не розміщений на краю (площина загину поблизу поверхні бетону), і є поперечний стрижень з діаметром не менше діаметра стрижня, який загинається, і розміщений у загині;
- діаметр оправки дорівнює значенням, рекомендованим у таблиці 7.1.

Таблиця 7.1 – Мінімальний діаметр оправки

Для стрижнів і дроту	
Діаметр стрижня	Мінімальний діаметр оправки $\varnothing_{m,min}$ при загинах, гачках і петлях (рисунок 7.1)
$\varnothing \leq 16$	$4\varnothing$
$\varnothing > 16$	$7\varnothing$

Для звареної загнутої арматури і загнутих сіток після зварювання	
Мінімальний діаметр оправки $\varnothing_{m,min}$	
 або 	 або 
$5\varnothing$	$5\varnothing$ при $d \geq 3\varnothing$ $20\varnothing$ при $d < 3\varnothing$ або зварювання в межах зони загину
Примітка. Розмір оправки для зварювання в межах зони загину може бути зменшений до $5\varnothing$, якщо зварювання виконується згідно з ГОСТ 14098-91.	

В іншому випадку діаметр оправки $\varnothing_{m,min}$ повинен бути збільшеним згідно з виразом:

$$\varnothing_{m,min} = F_{bt} \left((1/\alpha_b) + 1/(2\varnothing) \right) / f_{cd} \quad (7.1)$$

де F_{bt} – сила розтягу в граничному стані за несучою здатністю в стрижні або групі стрижнів на початку загину;

α_b – для даного стрижня (або групи стрижнів) половина відстані між центрами ваги стрижнів (або групи стрижнів) перпендикулярно до площини загину. Для стрижня або групи стрижнів на поверхні елемента α_b необхідно приймати таким, що дорівнює захисному шару бетону плюс $\varnothing/2$.

7.2 Анкерування поздовжньої арматури

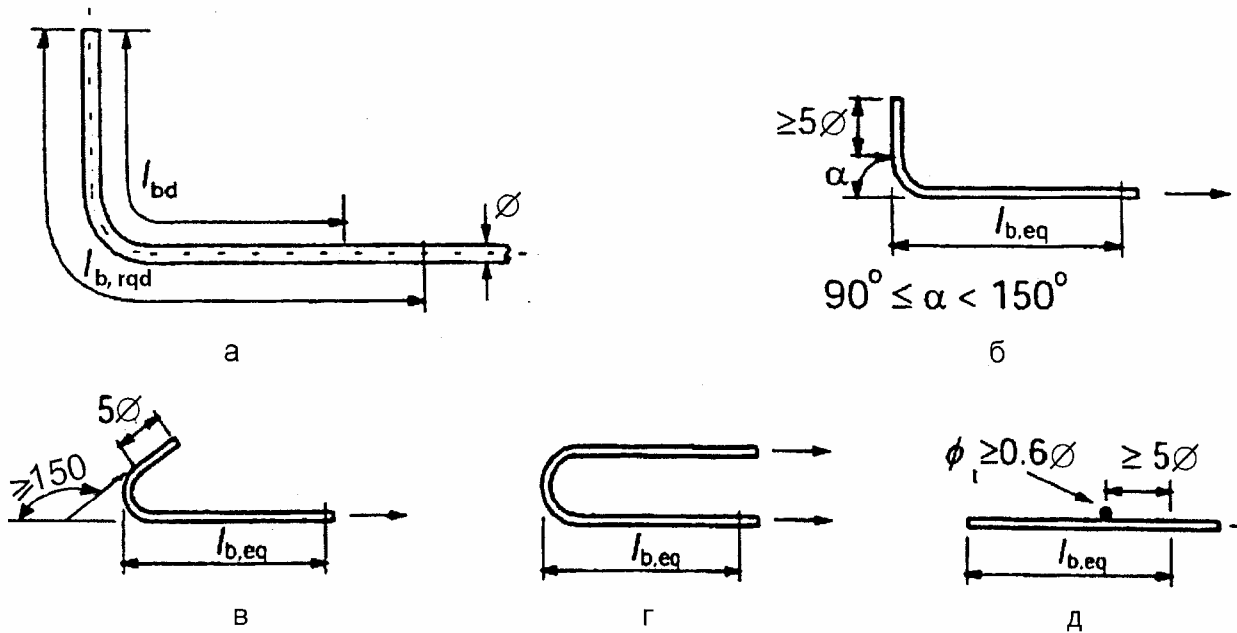
7.2.1 Загальні положення

7.2.1.1 Для запобігання поздовжньому розтріскуванню або зминанню бетону необхідно арматурні стрижні, дріт або зварні сітки належним чином анкерувати. Поперечна арматура за необхідності повинна бути додаткового встановлена. Основні методи анкерування наведено на рисунку 7.1.

7.2.1.2 Загинання та гаки не застосовуються для заанкерування при стиску.

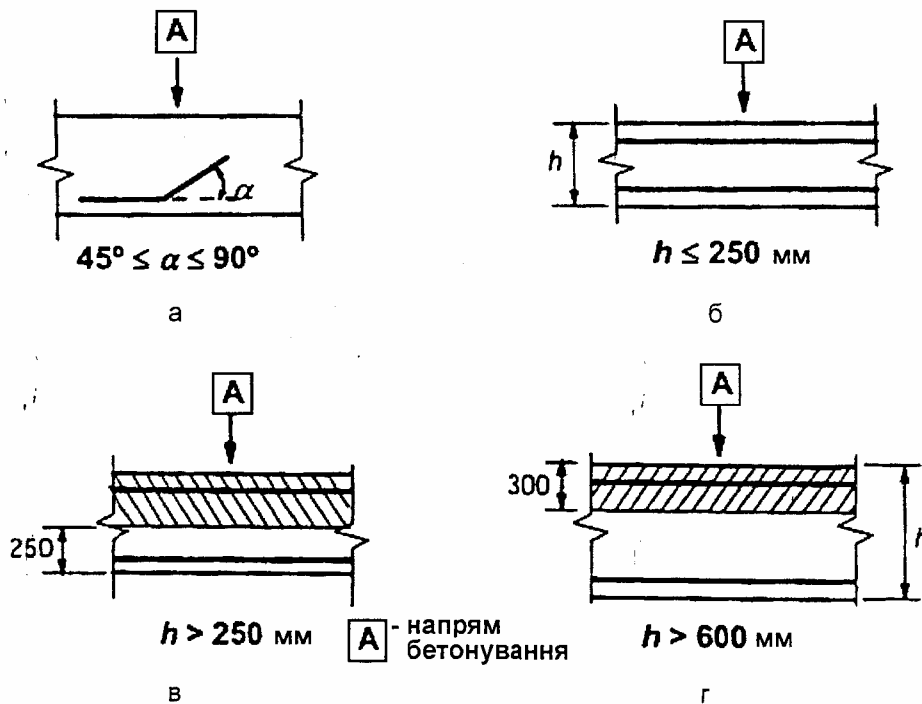
7.2.1.3 Руйнуванню бетону всередині згинів необхідно запобігати виконанням вимог 5.3 ДБН В.2.6-98.

7.2.1.4 При застосуванні механічних пристроїв вимоги стосовно випробувань повинні задовольняти вимоги відповідно до специфіката на виробі та технічних умов, затверджених в установленому порядку.



а – базова довжина анкерування l_{bd} для будь-якої форми вдовж осі; б – еквівалентна довжина анкерування для стандартного гнучого стрижня; в – еквівалентна довжина анкерування для стандартного гака; г – еквівалентна довжина анкерування для стандартної петлі; д – еквівалентна довжина анкерування для привареного поперечного стрижня

Рисунок 7.1 – Методи заанкерування для непрямих стрижнів



а, б – хороші умови зчеплення для всіх стрижнів; в, г – незаштрихована зона – хороші умови зчеплення, заштрихована зона – недостатні умови зчеплення

Рисунок 7.2 – Характеристика умов зчеплення

7.2.2 Граничні напруження зчеплення

7.2.2.1 Граничні напруження зчеплення повинні бути достатніми для запобігання руйнуванню зчеплення.

7.2.2.2 Розрахункове значення граничних напружень зчеплення f_{bd} для стрижнів періодичного профілю може визначатись за наступним виразом:

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd}, \quad (7.2)$$

- де f_{ctd} – розрахункове значення міцності бетону на розтяг відповідно до таблиці 3.1 ДБН В.2.6-98;
- η_1 – коефіцієнт, пов'язаний із якістю умов зчеплення і розміщенням стрижня під час бетонування (рисунок 7.2):
 $\eta_1 = 1,0$, – якщо одержано хороші умови (рис. 7.2);
 $\eta_1 = 0,7$ – для всіх інших випадків та для стрижнів у конструктивних елементах, зведених у ковзній опалубці, якщо тільки не показано, що мають місце хороші умови;
- η_2 – пов'язаний з діаметром стрижня:
 $\eta_2 = 1,0$ для $\varnothing \leq 32$ мм;
 $\eta_2 = (1,32 - \varnothing) / 100$ – для $\varnothing > 32$ мм.

7.2.3 Базова довжина зони анкерування

7.2.3.1 При визначенні необхідної довжини зони анкерування необхідно враховувати тип арматури і характеристики зчеплення стрижнів.

7.2.3.2 Необхідна базова довжина заанкерування $l_{b,rqd}$ для анкерування зусилля $A_s \sigma_{sd}$ у прямих стрижнях при передумові постійного напруження зчеплення f_{bd} визначається за формулою:

$$l_{b,rqd} = (\varnothing / 4) (\sigma_{sd} / f_{bd}), \quad (7.3)$$

де σ_{sd} – розрахункові напруження у стрижні в місці, від якого визначається довжина анкерування.

Величину f_{bd} наведено у 7.2.2.

7.2.3.3 Для гнутих стрижнів необхідна базова довжина анкерування $l_{b,rqd}$ і розрахункова довжина l_{bd} повинні визначатись вдовж осьової лінії стрижня (рисунок 7.1а).

7.2.3.4 Для зварних сіток із спарених стрижнів або дроту діаметр \varnothing у виразі (7.3) необхідно замінити еквівалентним діаметром $\varnothing_n = \varnothing \sqrt{2}$.

7.2.4 Розрахункова довжина анкерування

7.2.4.1 Розрахункова довжина анкерування l_{bd} являє собою:

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \geq l_{b,min}, \quad (7.4)$$

де $\alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4$ і α_5 – коефіцієнти, наведені у таблиці 7.2:

- α_1 – вплив форми стрижнів за умови необхідного захисного шару;
- α_2 – вплив мінімального захисного шару бетону;
- α_3 – стримуючий вплив поперечної арматури;
- α_4 – вплив одного або більше приварених поперечних стрижнів ($\varnothing t > 0,6\varnothing$) вдовж розрахункової довжини анкерування l_{bd} ;
- α_5 – вплив поперечного тиску на площину розколювання вдовж розрахункової довжини анкерування.

$$(\alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5) \geq 0,7. \quad (7.5)$$

$l_{b,rqd}$ – приймається за виразом (7.3)

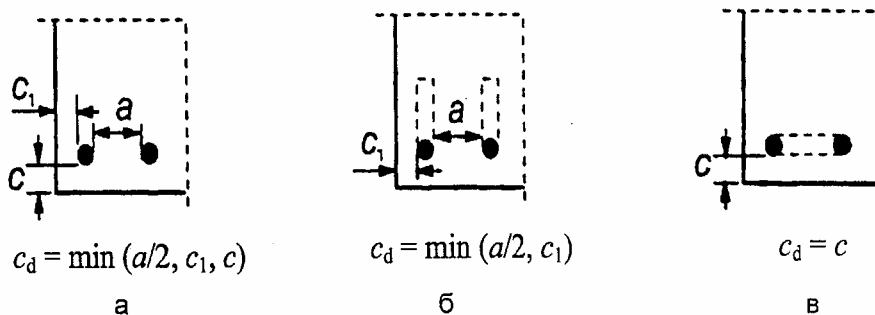
$l_{b,min}$ – мінімальна довжина анкерування, якщо не застосовуються інші обмеження:

– для анкерування при розтягу:

$$l_{b,min} \geq \max \{0,3l_{b,rqd}; 10\varnothing; 100 \text{ мм}\}; \quad (7.6)$$

– для анкерування при стиску:

$$l_{b,min} \geq \max \{0,6l_{b,rqd}; 10\varnothing; 100 \text{ мм}\}; \quad (7.7)$$



а – прямі стрижні; б – стрижні з гаком або гнуттям; в – стрижні з петлею

Рисунок 7.3 – Величини c_d для балок і плит

7.2.4.2 У якості спрощеної альтернативи до 7.2.4.1 анкерування при розтягу певних видів, показаних на рисунку 7.1, можуть бути забезпеченими через еквівалентну довжину зони анкерування $l_{b,eq}$. Еквівалентна довжина зони анкерування $l_{b,eq}$ показана на рисунку 7.1 і може бути визначена, як:

$\alpha_1 l_{b,rqd}$ – для видів, показаних на рисунку 7.1в – 7.1г (величини α_1 див. у таблиці 7.2);

$\alpha_4 l_{b,rqd}$ – для видів, показаних на рисунку 7.1д (величини α_4 див. у таблиці 7.2);

α_1 і α_4 – визначені у 7.2.4.1;

$l_{b,rqd}$ – визначається за виразом (7.3).

Таблиця 7.2 – Величини коефіцієнтів $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ і α_5

Фактор впливу	Тип анкерування	Арматурний стрижень	
		при розтягу	при стиску
Форма стрижнів	Пряме	$\alpha_1 = 1,0$	$\alpha_1 = 1,0$
	Відмінне від прямого (див. рисунок 7.1 б, в, г)	$\alpha_1 = 0,7$, якщо $c_d > 3\varnothing$, в іншому випадку $\alpha_1 = 1,0$ (величини c_d див. на рис. 7.3)	$\alpha_1 = 1,0$
Захисний шар бетону	Пряме	$\alpha_2 = 1,0 - 0,15(c_d - \varnothing) / \varnothing$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_2 = 1,0$
	Відмінне від прямого (див. рисунок 7.1 б, в, г)	$\alpha_2 = 1,0 - 0,15(c_d - \varnothing) / \varnothing$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$ (величини c_d див. на рис. 7.3)	$\alpha_2 = 1,0$
Наявність поперечної арматури, не привареної до основної	Всі типи	$\alpha_3 = 1,0 - K\lambda$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_3 = 1,0$
Наявність привареної поперечної арматури*	Всі типи, розміщення і розміри визначено на рисунку 7.1 д	$\alpha_4 = 0,7$	$\alpha_4 = 0,7$
Наявність поперечного тиску	Всі типи	$\alpha_5 = 1,0 - 0,04p$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	–

Кінець таблиці 7.2

Фактор впливу	Тип анкерування	Арматурний стрижень	
		при розтягу	при стиску
$\lambda = (\sum A_{st} - \sum A_{st, \min}) / A_s$			
де $\sum A_{st}$ – площа поперечного перерізу поперечної арматури вдовж розрахункової довжини зони анкерування l_{bd} ;			
$\sum A_{st, \min}$ – площа поперечного перерізу мінімальної поперечної арматури $0,25 A_s$ – для балок і 0 – для плит;			
A_s – площа одного заанкерованого стрижня при максимальному діаметрі стрижня;			
K – величини, що показані на рисунку 7.4;			
p – поперечний тиск при граничному стані вдовж l_{bd} .			
* Див. також 7.2.6. При безпосередньому обпиранні l_{bd} може прийматись меншою ніж $l_{b, \min}$ за умови, що є щонайменше один поперечний дріт, приварений у межах опори. Анкерування повинно бути щонайменше 15 мм від грані опори.			

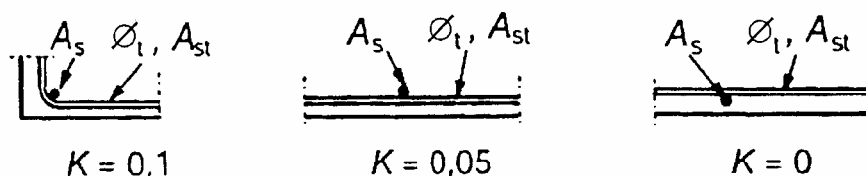


Рисунок 7.4 – Значення величини K для балок і плит

7.2.5 Анкерування з'єднань і поперечної арматури

7.2.5.1 Анкерування з'єднань і поперечної арматури повинно, як правило, забезпечуватись шляхом загинів і гаків або через приварену поперечну арматуру. В середині загину або гака повинен попадати один стрижень.

7.2.5.2 Анкерування повинно відповідати рисунку 7.5. Зварювання повинно виконуватись відповідно до ГОСТ 14098-91 і мати несучу здатність згідно з 7.2.6.2.

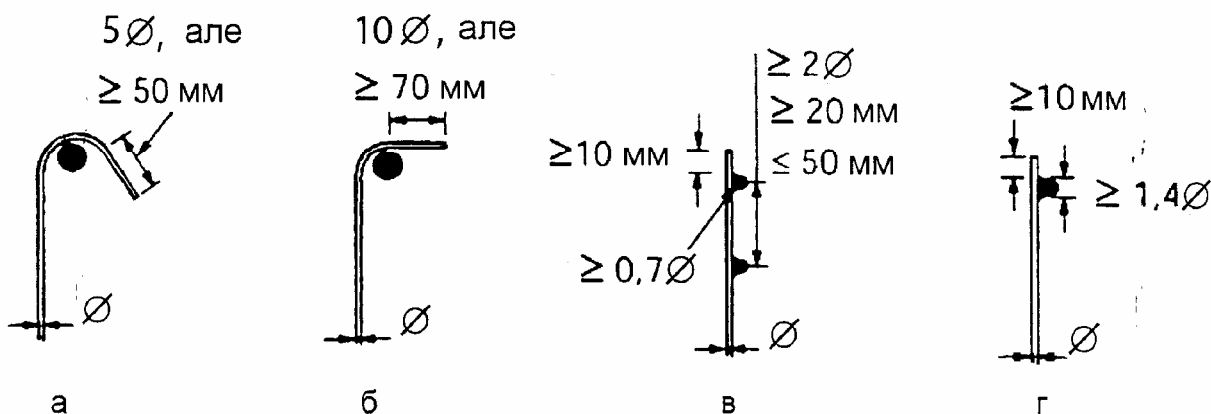


Рисунок 7.5 – Анкерування з'єднань

Примітка. Для з'єднань в і г захисний шар повинен бути не менше $3\varnothing$ або 50 мм.

7.2.6 Анкерування за допомогою приварених стрижнів

7.2.6.1 На додаток до 7.2.4 і 7.2.5 анкерування може виконуватись приварюванням поперечних стрижнів (рисунок 7.6), що опираються у бетон. Приварювання з'єднань повинно виконуватись з відповідною якістю.

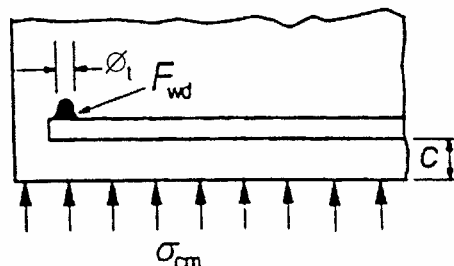


Рисунок 7.6 – Приварений поперечний стрижень у якості анкерного пристрою

7.2.6.2 Анкерувальна здатність одного привареного поперечного стрижня (\varnothing 14 мм – 32 мм), привареного до внутрішньої сторони основного стрижня, – F_{btd} . У виразі (7.3) σ_{sd} може зменшуватись через F_{btd} / A_s , де A_s – площа перерізу стрижня.

Величину F_{btd} рекомендується визначати за виразом:

$$F_{btd} = l_{td} \varnothing_t \sigma_{td}, \text{ але не більше ніж } F_{wd}, \quad (7.8)$$

де F_{wd} – розрахунковий опір зсуву зварювання (визначається як множник для $A_s f_{yd}$; наприклад, $0,5 A_s f_{yd}$;

A_s – площа перерізу заанкерованого стрижня;

f_{yd} – розрахунковий опір на границі текучості;

l_{td} – розрахункова довжина поперечного стрижня $l_{td} = 1,16 \varnothing_t (f_{yd} / \sigma_{td})^{0,5} \leq l_t$;

l_t – довжина поперечного стрижня, не більша за крок стрижнів, що повинні заанкеруватись;

\varnothing_t – діаметр поперечного стрижня;

σ_{td} – напруження у бетоні $\sigma_{td} = (f_{ctd} + \sigma_{cm}) / y \leq 3f_{cd}$;

σ_{cm} – стиск у бетоні перпендикулярно до обох стрижнів (середня величина, додатна при стиску);

y – функція $y = 0,015 + 0,14e^{(-0,18x)}$;

x – функція, що враховує геометрію, $x = 2(c / \varnothing_t) + 1$;

c – захисний шар бетону перпендикулярно до обох стрижнів.

7.2.6.3 Якщо два стрижні приварені з однієї сторони з мінімальним кроком $3\varnothing$, то несуча здатність повинна збільшуватись на множник 1,41.

7.2.6.4 Для стрижнів номінальним діаметром 12 мм і менше несуча здатність заанкерування привареного поперечного стрижня в основному залежить від розрахункової міцності зварного з'єднання. Вона може обчислюватись за виразом:

$$F_{btd} = F_{wd} \leq 16 A_s f_{cd} \varnothing_t / \varnothing_1, \quad (7.9)$$

де F_{wd} – розрахунковий опір зсуву зварювання (7.2.6.2);

\varnothing_t – номінальний діаметр поперечного стрижня $\varnothing_t \leq 12$ мм;

\varnothing_1 – номінальний діаметр стрижня, що анкерується, $\varnothing_1 \leq 12$ мм.

Якщо застосовуються два зварених стрижні, що пересікаються, з мінімальним кроком \varnothing_t , несуча здатність заанкерування, визначена за виразом (7.9), повинна збільшуватись в 1,41 раза.

7.3 Передача зусиль через напуски та механічні з'єднання

7.3.1 З'єднання внапуск

7.3.1.1 Зусилля з одного стрижня на інший передаються за допомогою:

- напуску стрижнів із загинами або гаками, або без таких;
- зварюванням;
- механічними пристроями, що забезпечують передачу навантаження при розтягу-стиску або тільки при стиску.

7.3.1.2 Передача зусилля за допомогою напуску:

- з'єднання стрижнів внапуск повинно виконуватись, як правило, в різних перерізах і не розміщатись у зонах максимальних моментів/сил, за винятком вказаного нижче;
- у будь-якому перерізі, як правило, напуски повинні розміщатись симетрично.

7.3.1.3 Розташування стрижнів з напуском повинно відповідати рисунку 7.7:

- відстань у чистоті між стрижнями, з'єднаними внапуск, повинна бути не більше ніж $4\varnothing$ або 50 мм, у іншому разі довжина напуску повинна збільшуватись на величину перевищення відстані $4\varnothing$ або 50 мм у чистоті;
- поздовжня відстань між двома прилеглими місцями напуску повинна бути не менше ніж 0,3 від довжини напуску l_0 ;
- у випадку суміжних напусків (розміщених поряд), як правило, відстань у чистоті між прилеглими стрижнями повинна бути не менше ніж $2\varnothing$, або 20 мм.

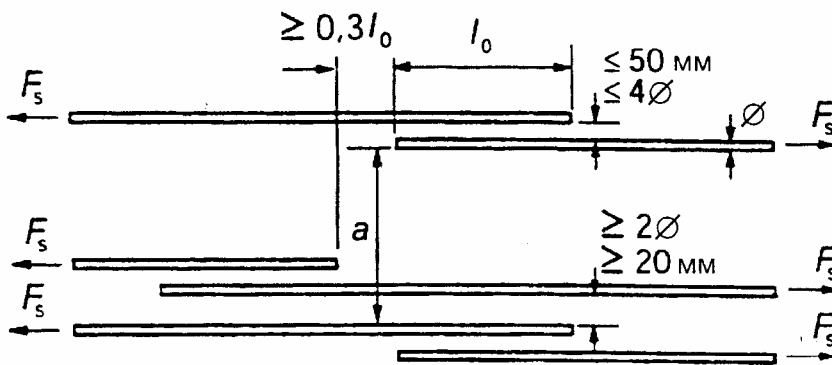


Рисунок 7.7 – Прилегли з'єднання внапуск

7.3.1.4 При виконанні умови (7.3.1.3), якщо всі стрижні розміщені одним шаром, допускається застосовувати стрижні з напуском до 100 %. Якщо стрижні розташовані у декілька шарів, то відсоток допустимих стрижнів напуску необхідно зменшити до 50 %.

Всі стиснуті стрижні та допоміжна арматура (розподільна) можуть напускатись у одному перерізі.

7.3.1.5 Розрахункова довжина напуску визначається за виразом:

$$l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd} \geq l_{0,min} \quad (7.10)$$

де $l_{b,rqd}$ – визначається за виразом (7.3);

$$l_{0,min} > \max \{0,3 \alpha_6 l_{b,rqd}; 15\varnothing; 200 \text{ мм}\} \quad (7.11)$$

Величини $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ і α_5 можна прийняти за таблицею 7.2; однак, для обчислення $\alpha_3 \sum A_{sm,min}$ необхідно приймати як $1,0 A_s (\sigma_{sd} / f_{yd})$, при A_s , що дорівнює площі стрижня внапуск.

$\alpha_6 = (\rho_1 / 25)^{0,5}$, але не перевищує 1,5 і не менше ніж 1,0, де ρ_1 – відсоток арматури внапуск у межах $0,65 l_0$ від центра довжини напуску, що розглядається (рисунок 7.8). Величини α_6 наведені у таблиці 7.3.

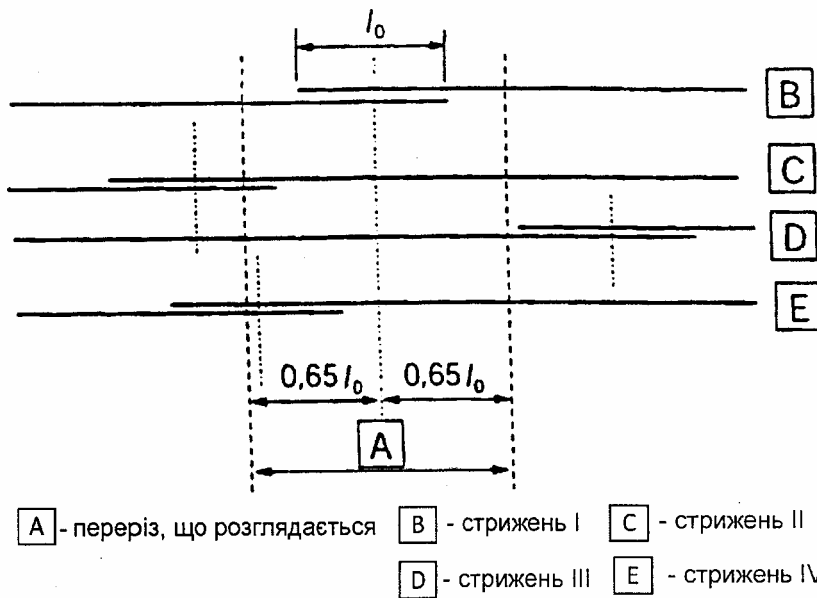


Рисунок 7.8 Відсоток стрижнів, які з'єднані внапуск в одному перерізі

Таблиця 7.3 – Величини коефіцієнта α_6

Відсоток стрижнів внапуск відносно загальної площі поперечного перерізу	< 25	33	50	> 50
α_6	1	1,15	1,4	1,5

Примітка. Проміжні значення можуть визначатись інтерполяцією

7.3.2 Поперечна арматура у зоні напуску

7.3.2.1 Поперечна арматура у зоні напуску необхідна для сприйняття поперечних зусиль розтягу.

7.3.2.2 Якщо діаметр розтягнутих стрижнів, що напускаються, менший ніж 20 мм, або відсоток стрижнів внапуск у будь-якому перерізі менше ніж 25 %, то будь-яке наявне поперечне армування або з'єднання, що необхідне з інших причин, може розглядатись як достатнє для сприйняття поперечних зусиль розтягу без подальшого обґрунтування.

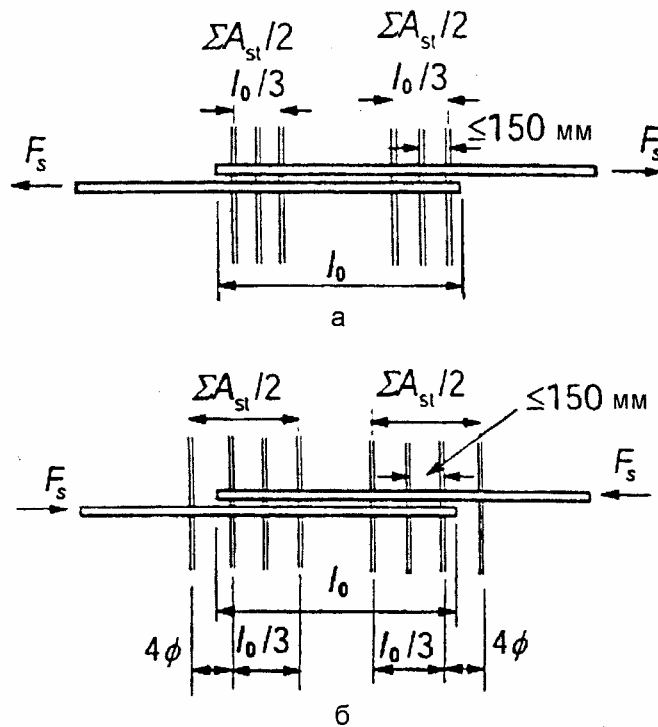
7.3.2.3 Якщо діаметр розтягнутих стрижнів унапуск більший або дорівнює 20 мм, то загальна площа поперечної арматури повинна становити ΣA_{st} (сума всіх хомутив, паралельних шару арматури внапуск) не менше ніж площа A_s одного стрижня внапуск ($\Sigma A_{st} \geq 1,0 A_s$). Поперечний стрижень повинен розміщуватись перпендикулярно до напрямку арматури, внапуск і між цією арматурою та поверхнею бетону.

Приклад. Стрижні II і III (рисунок 7.8) знаходяться за межами перерізу, що розглядається: відсоток стрижнів внапуск дорівнює 50, а $\alpha_6 = 1,4$.

Якщо в одному місці напускається більше ніж 50 % арматури і якщо відстань a між прилеглими напусками в перерізі в межах $\leq 10\varnothing$ (рисунок 7.7), поперечна арматура повинна об'єднуватись з'єднанням або стрижнями U-подібної форми, заанкерованими у тіло бетону.

7.3.2.4 Поперечне армування, що встановлюється згідно з 7.3.2.3, повинно розміщуватись вдовж зовнішнього контуру перерізів напуску, як показано на рисунку 7.9а.

7.3.2.5 Поперечну арматуру для постійно стиснутих стрижнів, на додаток до правил для розтягнутих стрижнів, необхідно встановлювати так: один поперечний стрижень за межами з'єднання на кожному кінці напуску і в межах $4\varnothing$ від кінця напуску (рисунок 7.9б).

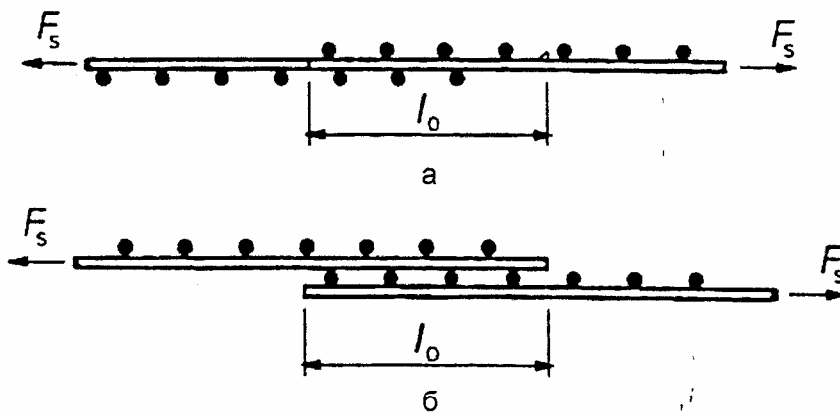


а – розтягнуті стрижні; б – стиснуті стрижні

Рисунок 7.9 – Поперечне армування для з'єднань внапуск

7.3.3 Напуски для зварних сіток із дротів періодичного профілю

7.3.3.1 Напуски можуть виконуватись шляхом перехідного армування чарунок або нашаруванням сіток (рисунок 7.10).



а – перехідне армування (поздовжній переріз); б – нашаруванням сіток

Рисунок 7.10 – Напуски зварних сіток

7.3.3.2 За наявності навантажень втомі необхідно приймати перехідне армування.

7.3.3.3 При перехідному армуванні розташування напусків для стрижнів основної арматури повинно відповідати 7.3.1. Будь-які сприятливі впливи поперечних стрижнів не повинні враховуватись, і тому приймається $\alpha_3 = 1,0$.

7.3.3.4 Для сіток, розміщених рядами, напуск основної арматури, як правило, необхідно розташовувати у зонах, де обчислені напруження в арматурі при граничному стані не перевищують 80 % розрахункового опору.

7.3.3.5 Якщо умова 7.3.3.4 не виконується, то фактична висота перерізу арматури для визначення опору при згині згідно з 4.1 – 4.5 повинна застосовуватись для ряду, наступного за віддаленістю від розтягнутої грані. У разі виконання перевірки на розкриття тріщин у перерізах, що йдуть за кінцем напуску, напруження у сталі, що наведені у таблицях 5.2 і 5.3, повинні збільшуватись на 25 % у зв'язку з наявністю розривності на кінцях напусків.

7.3.3.6 Відсоток основної арматури, яка може напускатись у будь-якому перерізі, повинен відповідати наступному:

– для сіток з перехідним армуванням застосовуються величини коефіцієнтів, наведені у таблиці 7.3;

– для сіток, розташованих рядами, допустимий відсоток з'єднання основної арматури напуском у будь-якому перерізі залежить від конкретної площі поперечного перерізу зварної сітки при забезпеченні $(A_s / s)_{prov}$, де s – крок дротів:

$$100 \%, \text{ якщо } (A_s / s)_{prov} \leq 1200 \text{ мм}^2/\text{м};$$

$$60 \%, \text{ якщо } (A_s / s)_{prov} > 1200 \text{ мм}^2/\text{м}.$$

З'єднання при багатьох рядах повинні розподілятися щонайменше через $1,3l_0$ (l_0 визначається за 7.3.1.5).

7.3.3.7 Додаткове поперечне армування у зоні напуску сіток не обов'язкове.

7.3.4 Додаткові вимоги для стрижнів великих діаметрів

7.3.4.1 Для стрижнів діаметром більше ніж $\varnothing_{lafge} = \varnothing 32$ мм необхідно дотримуватись додаткових правил до наведених у 7.2 і 7.3.

7.3.4.2 При застосуванні стрижнів такого великого діаметра обмеження тріщиноутворення може досягатись використанням поверхневого армування (8.2.8) або через розрахунки (5.3.4).

7.3.4.3 При застосуванні стрижнів великого діаметра зусилля розколювання вищі і нагельний ефект є більшим. Такі стрижні повинні заанкеруватись за допомогою механічних пристроїв. У якості альтернативи вони можуть заанкеруватись як прямі стрижні, але при цьому повинні забезпечуватись з'єднання, що працюють як розподільна арматура.

7.3.4.4 Як правило, стрижні великого діаметра не повинні з'єднуватись напуском. Винятком є перерізи з мінімальним розміром 1,0 м, або якщо напруження в стрижні не перевищують 80 % розрахункового граничного опору арматури.

7.3.4.5 Поперечна арматура, на додаток до армування на зсув, повинна бути встановлена у зонах анкерування, де відсутній поперечний стиск.

7.3.4.6 При заанкеруванні прямолінійних стрижнів (рисунок 7.11) додаткова арматура відповідно до 7.3.4.5 повинна бути не меншою ніж:

– у напрямі, паралельному розтягнутій грані:

$$A_{sh} = 0,25 A_s n_1, \quad (7.12)$$

– у напрямі, перпендикулярному до розтягнутої грані:

$$A_{sv} = 0,25 A_s n_2, \quad (7.13)$$

де A_s – площа поперечного перерізу заанкерованого стрижня;

n_1 – кількість шарів заанкерованих стрижнів у одному перерізі елемента;

n_2 – кількість стрижнів, заанкерованих у кожному шарі.

7.3.4.7 Додаткова поперечна арматура повинна рівномірно розподілятися у зоні заанкерування, а крок стрижнів не повинен перевищувати 5 діаметрів поздовжньої арматури.

7.3.4.8 Для поверхневого армування застосовується 8.2.8, але площа поверхневої арматури не повинна бути меншою ніж $0,01 A_{ct,ext}$ у напрямі, перпендикулярному до стрижнів великого діаметра, і $0,02 A_{ct,ext}$ – паралельному цим стрижням.

Приклад. У випадку зліва (рисунок 7.11) $n_1 = 1, n_2 = 2$, а у випадку справа $n_1 = 2, n_2 = 2$.

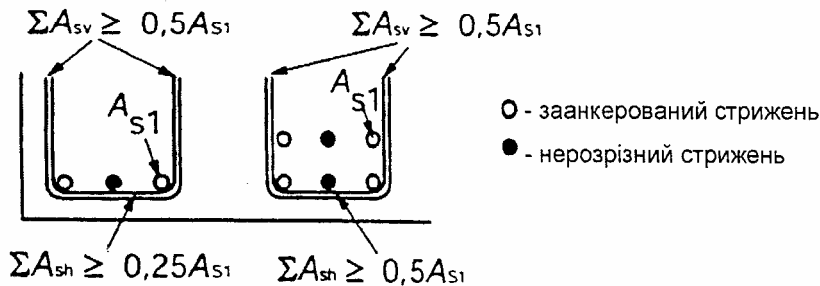


Рисунок 7.11 – Додаткова арматура в заанкеруванні для стрижнів великого діаметра за відсутності поперечного стиску

7.4 Заанкерування арматурних пучків

7.4.1 Загальні положення

7.4.1.1 Якщо не обґрунтовано інше, то правила для окремих стрижнів застосовуються також для пучків стрижнів. В одному пучку всі стрижні повинні мати однакові характеристики (тип і клас на міцність). Стрижні різних розмірів можуть об'єднуватись у пучок за умови, що відношення діаметрів не перевищує 1,7.

7.4.1.2 У розрахунку пучок замінюється умовним стрижнем тієї самої площі перерізу і з тим же центром ваги, що і у пучка. Еквівалентний діаметр \varnothing_n цього умовного стрижня визначається за виразом:

$$\varnothing_n = \varnothing \sqrt{n_b} \leq 55, \quad (7.14)$$

де n_b – кількість стрижнів у пучку, яка обмежується:

- $n_b \leq 4$ – для вертикальних стрижнів, при стиску і для стрижнів, з'єднаних внапуск;
- $n_b \leq 3$ – для всіх інших випадків.

7.4.1.3 Для пучків застосовуються правила для визначення відстані між стрижнями, наведені у 7.1.4 – 7.1.7. Еквівалентний діаметр \varnothing_n повинен застосовуватись, але відстань у чистоті між пучками повинна вимірюватись від зовнішнього контуру арматурного пучка. Захисний шар бетону повинен вимірюватись від фактичного зовнішнього контуру пучка і бути не менше ніж \varnothing_n .

7.4.1.4 При торканні двох стрижнів, що розташовані один над одним, і при хороших умовах зчеплення такі стрижні не повинні розглядатись як пучок.

7.4.1.5 Пучки стрижнів, що працюють на розтяг, можуть обрізатись на кінцевих і проміжних опорах. Пучки з еквівалентним діаметром < 32 мм можуть обрізатись біля опор без необхідності зміщення стрижнів відносно перерізу. Пучки з еквівалентним діаметром > 32 мм, які анкеруються поблизу опор, необхідно зміщувати у поздовжньому напрямі, як показано на рисунку 7.12.

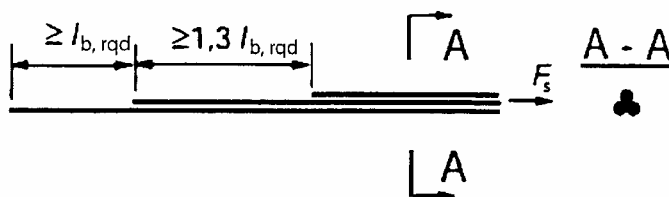


Рисунок 7.12 – Анкерування стрижнів у пучку, зміщених з інтервалами

7.4.1.6 Якщо окремі стрижні анкеруються при відстані зміщення більше ніж $1,3 l_{b,rqd}$ (де $l_{b,rqd}$ ґрунтується на діаметрі стрижня), діаметр стрижня може використовуватись для оцінки l_{bd} . Іншими словами, повинен використовуватись еквівалентний діаметр пучка \varnothing_n .

7.4.1.7 При стиску заанкеровані стрижні у пучку не потрібно зміщувати. Для пучків з еквівалентним діаметром ≥ 32 мм, на кінцях повинно встановлюватись не менше чотирьох хомутів, що мають діаметр ≥ 12 мм. Наступні хомути повинні розташовуватись зразу над кінцем обрізаного стрижня.

7.4.1.8 Довжину напуску необхідно визначати згідно з 7.3.1.5 з використанням \varnothing_n (7.4.1.2) як еквівалентного діаметра стрижня.

7.4.1.9 Для пучків, що складаються з двох стрижнів, еквівалентним діаметром ≥ 32 мм або трьох стрижнів окремі стрижні повинні зміщуватись у поздовжньому напрямку щонайменше на $1,3 l_0$, як показано на рисунку 7.13, де l_0 – визначене для окремого стрижня. У вказаному випадку стрижень № 4 використовується у якості стрижня внапуск. Необхідно забезпечувати умову, що у будь-якому перерізі з напуском не повинно бути більше чотирьох стрижнів.

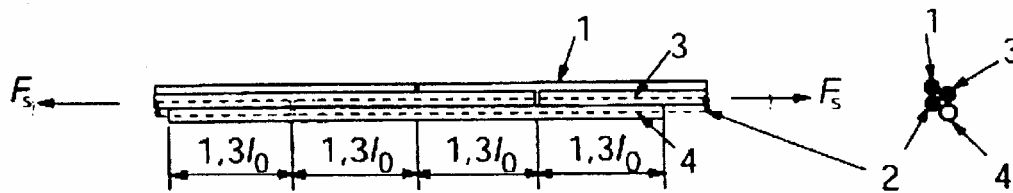


Рисунок 7.13 – З'єднання напуском, що включає чотири стрижні при розтягу

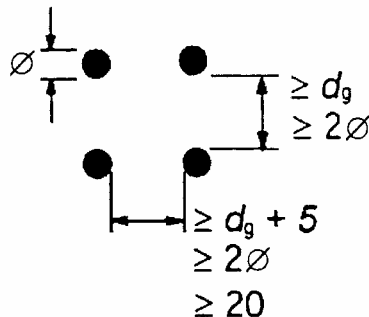
7.5 Анкерування попередньо напружених пучків

7.5.1 Улаштування напружених пучків і каналів

7.5.1.1 Мінімальні горизонтальні і вертикальні відстані у чистоті між окремими напружуваними на упори пучками повинні відповідати показаним на рисунку 7.14. Інше розташування допускається використовувати за умови, що результати випробувань показують задовільний характер роботи у граничному стані відносно:

- бетону в зоні анкерування;
- розколювання бетону;
- заанкерування попередньо напружених пучків;
- укладання бетону між пучками.

Слід також враховувати питання довговічності та загрозу корозії пучків на кінцях елементів.



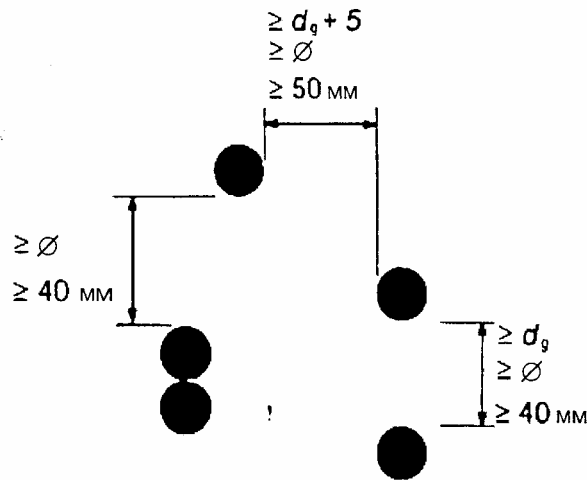
\varnothing – діаметр пучка, попередньо напруженого на упори; d_g – максимальний розмір заповнювача.

Рисунок 7.14 – Мінімальна відстань у чистоті між напружуваними на упори пучками

7.5.1.2 Зв'язування пучків не повинно здійснюватись у зоні заанкерування, крім випадків, коли забезпечується належне укладання та ущільнення бетону і можливе досягнення необхідного зчеплення між бетоном і арматурою.

7.5.1.3 Канали для напружуваних на бетон елементів не слід розміщувати пучками, за винятком випадку, коли канали у парі розміщуються один над одним.

7.5.1.4 Мінімальні відстані у чистоті між каналами повинні бути у відповідності з зображеними на рисунку 7.15.

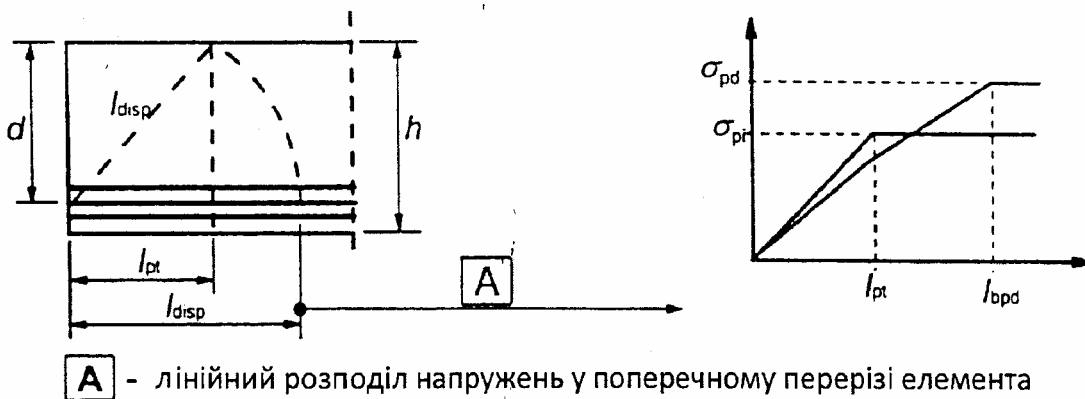


\emptyset – діаметр каналу для напружування на бетон; d_g – максимальний розмір заповнювача.

Рисунок 7.15 – Мінімальна відстань у чистоті між напружуваними на упори пучками

7.5.1.5 Довжина зони анкерування напружуваної на бетон арматури визначається виходячи з наступного:

а) довжина зони передачі l_{pt} , на якій сила попереднього напруження P_0 повністю передається на бетон (7.5.2.2);



A - лінійний розподіл напружень у поперечному перерізі елемента

Рисунок 7.16 – Передача попереднього напруження у напружуваних елементах; характеристики довжини

б) довжина зони розсіювання l_{disp} , на якій напруження у бетоні поступово лінійно розсіюються по бетонному перерізу (7.5.2.4);

в) довжина зони анкерування l_{bpd} , на якій зусилля F_{pd} в арматурі повністю сприймаються анкеруванням при досягненні граничного стану (7.5.3.3 і 7.5.3.4).

7.5.2 Передача попереднього напруження

7.5.2.1 При відпусканні напруженої арматури допускається, що попереднє напруження передається на бетон через постійне напруження зчеплення f_{bpt} , коли:

$$f_{bpt} = \eta_{p1} \eta_1 f_{ctd}(t), \quad (7.15)$$

де η_{p1} – коефіцієнт, що враховує тип арматури й умови зчеплення при відпусканні,

$\eta_{p1} = 2,7$ – для дротів періодичного профілю;

$\eta_{p1} = 3,2$ – для трьох і семи дротяних канатів;

$\eta_{p1} = 1,0$ – при хороших умовах зчеплення (рисунок 7.2);

$\eta_{p1} = 0,7$ – для інших умов, окрім випадків, коли більше значення обґрунтовано відповідно до умов виконання;

$f_{ctd}(t)$ – розрахункова величина опору на розтяг у момент відпускання:

$$f_{ctd}(t) = \alpha_{ct} 0,7 \times f_{ctm}(t) / \gamma_c \text{ (див. також 3.1.5 ДБН В.2.6-98).}$$

7.5.2.2 Основна величина довжини зони передачі визначається:

$$l_{pt} = \alpha_1 \alpha_2 \varnothing \sigma_{pm0} / f_{bpt}, \quad (7.16)$$

де $\alpha_1 = 1,0$ для поступового відпускання;

$\alpha_1 = 1,25$ для моментального відпускання;

$\alpha_2 = 0,25$ для арматури круглого поперечного перерізу;

$\alpha_2 = 0,19$ для трьох і семи дротяних канатів;

\varnothing – номінальний діаметр арматури;

σ_{pm0} – напруження в арматурі відразу після відпускання.

7.5.2.3 Розрахункова величина довжини зони передачі повинна призначатись як менш сприятлива із двох значень у залежності від розрахункової ситуації:

$$l_{pt1} = 0,8 l_{pt} \quad (7.17)$$

або

$$l_{pt2} = 1,2 l_{pt}. \quad (7.18)$$

7.5.2.4 Можна вважати, що за межами довжини зони розсіювання напруження у бетоні мають лінійний розподіл (рисунок 7.16):

$$l_{disp} = \sqrt{l_{pt}^2 + d^2}. \quad (7.19)$$

7.5.2.5 Альтернативний розподіл попереднього напруження можливий при відповідному підтвердженні та при відповідних змінах у довжині зони передачі.

7.5.3 Анкерування арматури при граничному стані I групи

7.5.3.1 Анкерування напружуваних пучків арматури необхідно перевіряти у перерізах, де напруження розтягу у бетоні перевищують $f_{ctk,0,05}$. Зусилля у пучках необхідно визначати, враховуючи вплив зсуву згідно з 4.6.3.8; див. також 8.2.3. Якщо напруження розтягу у бетоні менші ніж $f_{ctk,0,05}$, то перевірка анкерування не вимагається.

7.5.3.2 Міцність зчеплення при заанкеруванні у граничному стані визначається як:

$$f_{bpd} = \eta_{p2} \eta_1 f_{ctd}(t), \quad (7.20)$$

де η_{p2} – коефіцієнт, що враховує тип пучків арматури і умови зчеплення при заанкеруванні;

$\eta_{p2} = 1,4$ – для дротів періодичного профілю;

$\eta_{p2} = 1,2$ – для трьох і семи дротяних канатів;

η_1 – визначається, як у 7.5.2.

7.5.3.3 Загальна довжина зони для заанкерування пучків при напруженнях σ_{pd} становить:

$$l_{bpd} = l_{pt2} + \alpha_2 \varnothing (\sigma_{pd} - \sigma_{pm\infty}) / f_{ctd}, \quad (7.21)$$

де l_{pt2} – найбільша розрахункова величина довжини зони передачі (7.5.2.3);

α_2 – визначається як у 7.5.2.2;

σ_{pd} – напруження у пучку відповідно до зусилля, описаного у 7.5.3.1;

$\sigma_{pm\infty}$ – попереднє напруження після всіх втрат.

7.5.3.4 Напруження у пучках у зоні заанкерування показані на рисунку 7.17

7.5.3.5 У випадку змішаного звичайного та попередньо напруженого на упори армування несуча здатність кожного виду підсумовується.

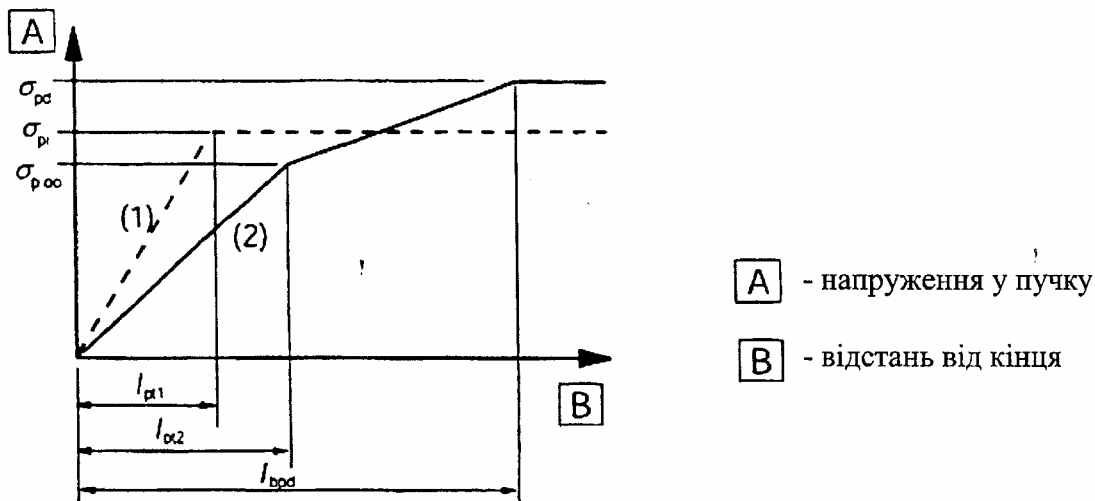


Рисунок 7.17 – Напруження у зоні заанкерування елементів, напружуваних на упори:
(1) – при відпусканні пучків, (2) – у граничному стані

7.5.4 Зони анкерування для елементів, напружуваних на бетон

7.5.4.1 Проектування зон заанкерування повинно здійснюватись згідно з правилами застосування, наведеними у цьому стандарті.

7.5.4.2 Якщо зусилля попереднього напруження розглядається як зосереджена сила у зоні заанкерування, розрахунковий опір попередньо напруженої арматури повинен бути прийнятий у відповідності з 3.2.2, і повинна використовуватись найменша характеристична міцність бетону на розтяг.

7.5.4.3 Зусилля розтягу, спричинені зосередженими силами, повинні визначатись за допомогою стиснуто-розтягнутих моделей або через інше прийнятне представлення (4.9). Конструювання арматури повинно здійснюватись за умови, що зусилля в ній досягають її розрахункового опору. Якщо напруження у цій арматурі обмежені величиною 300 МПа, то перевірка на розкриття тріщин не обов'язкова.

7.5.4.4 У якості спрощення можна допускати, що зусилля попереднього напруження розсіюються під кутом розповсюдження 2β (рисунок 7.18), починаючи з кінця анкерного пристрою, де β можна приймати $2/3$.

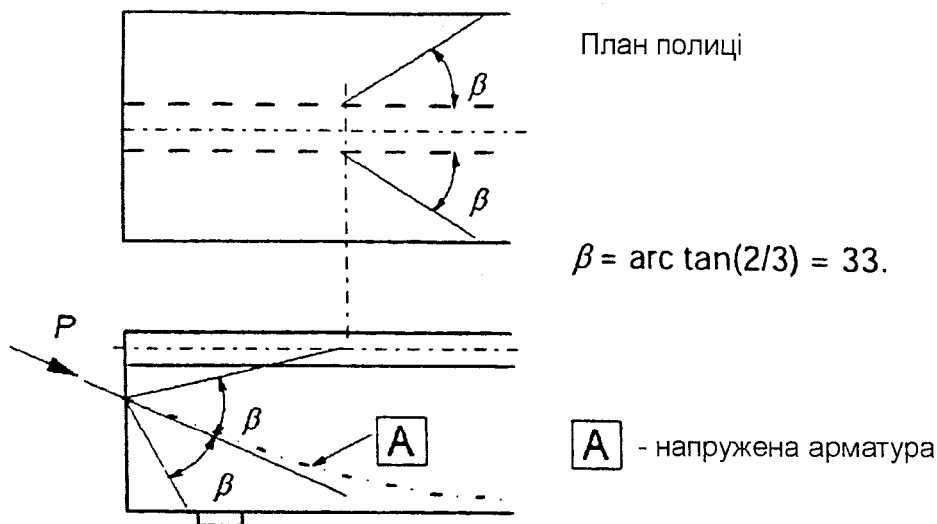


Рисунок 7.18 – Розсіювання попереднього напруження

7.5.5 Анкери і з'єднання для попередньо напруженої арматури

7.5.5.1 Анкери та з'єднувальні пристрої, їх застосування повинні відповідати вимогам 8.6.2 ДБН В.2.6-98.

7.5.5.2 Обчислення місцевих впливів у бетоні та поперечній арматурі повинні виконуватись у відповідності з 4.9 і 7.5.4.

7.5.5.3 Зазвичай, з'єднувальні пристрої повинні розташовуватись за межами проміжних опор.

7.5.5.4 Необхідно уникати розміщення 50 % і більше з'єднань у одному поперечному перерізі, окрім випадків, коли буде показано, що вищий відсоток не спричинить збільшення ризику безпеки конструкції.

8 ОСОБЛИВІ ПРАВИЛА КОНСТРУЮВАННЯ ЗВИЧАЙНИХ ТА ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ

8.1 Загальні положення

8.1.1 Вимоги стосовно надійності та придатності до експлуатації залізобетонних елементів задовольняються дотриманням наведених у цьому розділі положень та розділах 8 і 9 ДБН В.2.6-98. Положення, наведені у цьому розділі, застосовуються переважно до залізобетонних будівель.

8.1.2 Конструювання елементів повинно супроводжуватись прийнятими узгодженими розрахунковими моделями і відповідними розрахунками.

8.1.3 Для попередження крихкого руйнування, недопустимого розкриття тріщин, а також для сприйняття зусиль, що виникають у закріпленнях, встановлюються мінімальні площі арматури.

8.2 Балки

8.2.1 Поздовжня арматура

8.2.1.1 Площа поздовжньої розтягнутої арматури для балок повинна прийматись не менше ніж $A_{s,min}$, яка визначається за формулою:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{cm}}{f_{yk}} b_t d, \text{ але не менше ніж } 0,0013 b_t d, \quad (8.1)$$

де b_t – середня ширина розтягнутої зони; для Т-подібних балок із стиснутими полицями при визначенні b_t враховується тільки ширина стінки;

f_{cm} – визначається відносно відповідного класу міцності згідно з таблицею 3.1 ДБН В.2.6.-98.

8.2.1.2 Для допоміжних елементів, для яких допускається певний ризик крихкого руйнування, $A_{s, \min}$ може прийматись 1,2 величини площі, визначеної при перевірці за граничним станом.

8.2.1.3 Перерізи з меншим армуванням ніж $A_{s, \min}$ повинні розглядатись як неармовані.

8.2.1.4 Площа поперечного перерізу розтягнутої та стиснутої арматури для балок, як правило, не повинна перевищувати $A_{s, \max} = 0,04$ за межами напуску.

8.2.1.5 Для елементів, попередньо напружених пучками без постійного зчеплення, або канатами із зовнішнім розташуванням необхідно перевіряти, щоб гранична несуча здатність на згин була більша ніж згинальний момент тріщиноутворення. Несуча здатність, що перевищує момент тріщиноутворення в 1,15 раза, є достатньою.

8.2.2 Інші аспекти конструювання

8.2.2.1 У монолітних конструкціях, навіть за припущення шарнірних опор при розрахунку, перерізи над опорами повинні розраховуватись на згинальний момент, що виникає від часткового защемлення, який дорівнює $\beta_1 = 0,15$ від максимального згинального моменту у прольоті і не менше мінімальної площі поздовжньої арматури у перерізі, визначеної згідно з 8.2.1.1.

8.2.2.2 На проміжних опорах нерозрізних балок загальна площа розтягнутої арматури A_s у перерізі з полицею повинна поширюватись на робочу ширину полиці (5.3.2 ДБН В.2.6.-98). Частина арматури може зосереджуватись на ширині стінки (рисунок 8.1).

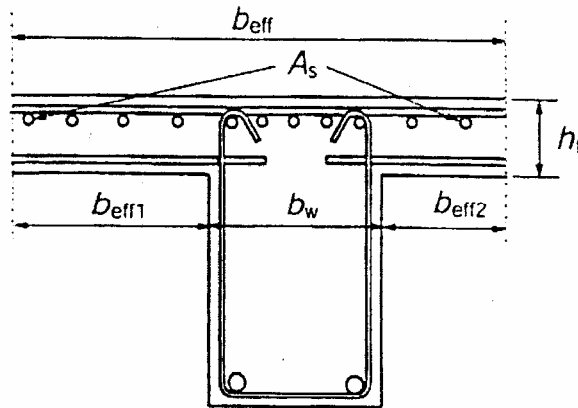


Рисунок 8.1 – Розташування розтягнутої арматури у перерізі з полицями

8.2.2.3 Будь-яка поздовжня стиснута арматура (діаметром \emptyset), яка враховується при визначенні несучої здатності, повинна охоплюватись поперечною арматурою з кроком не більше ніж $15 \emptyset$.

8.2.3 Обрис поздовжньої розтягнутої арматури

8.2.3.1 Для сприйняття обвідної діючих зусиль розтягу включно із впливом похилих тріщин у стінках і полицях у всіх перерізах необхідно забезпечити відповідне армування.

8.2.3.2 Для елементів із поперечною арматурою необхідно визначити додаткове зусилля розтягу ΔF_{td} за формулою:

$$\Delta F_{td} = 0,5 V_{Ed} (\cot \theta - \cot \alpha). \quad (8.2)$$

При цьому $(M_{Ed} / z) + \Delta F_{td}$ повинна прийматись не більше ніж $M_{Ed, \min} / z$, де $M_{Ed, \min}$ – максимальний момент по довжині балки.

8.2.3.3 Для елементів без поперечної арматури ΔF_{td} можна визначити шляхом зміщення епюри моментів M_{Ed} на відстань $a_1 = d$ (d – відстань від центра ваги нижнього шару арматури до стиснутої грані перерізу).

8.2.3.4 Додаткове зусилля розтягу показано на рисунку 8.2.

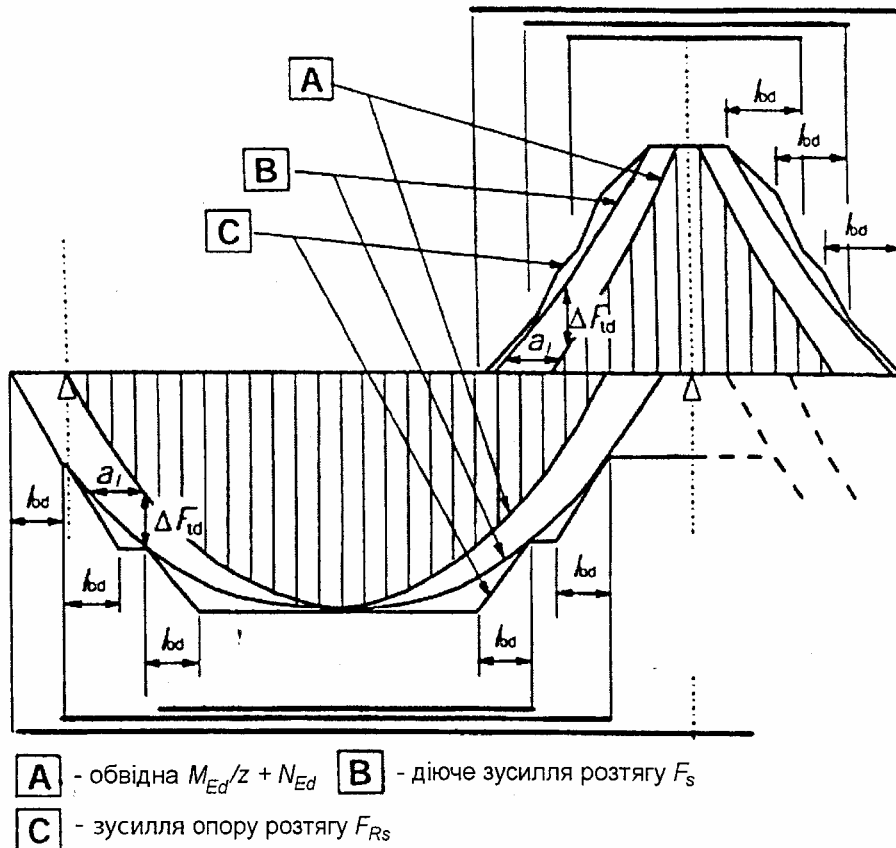


Рисунок 8.2 – Ілюстрація обриву поздовжньої арматури з урахуванням впливу похилих тріщин і опору арматури в межах довжин зон анкерування

8.2.3.5 Опір стрижнів у межах довжини зони анкерування може враховуватись за умови лінійної зміни зусиль (рисунок 8.2). При консервативному підході цей внесок можна не враховувати.

8.2.3.6 Довжина зони анкерування загнутого стрижня, внесок якого в опір зсуву враховується, повинна бути не меншою ніж $1,3l_{bd}$ у зоні розтягу і $0,7l_{bd}$ у зоні стиску. Вона вимірюється від точки перетину осей загнутого стрижня та поздовжньої арматури.

8.2.4 Анкерування нижньої арматури на крайніх опорах

8.2.4.1 Площа нижньої арматури балок, доведеної до опор, приймається у розрахунку з незначним закріпленням або без нього кінців, і повинна становити, щонайменше, $\beta_2 \approx 0,25$ від площі арматури, встановленої у прольоті.

8.2.4.2 Зусилля розтягу, які повинні заанкеруватись, можна визначати згідно з 4.6.3.8. (елементи з поперечним армуванням) з урахуванням внеску осьової сили (за наявності) або відповідно до правила зміщення:

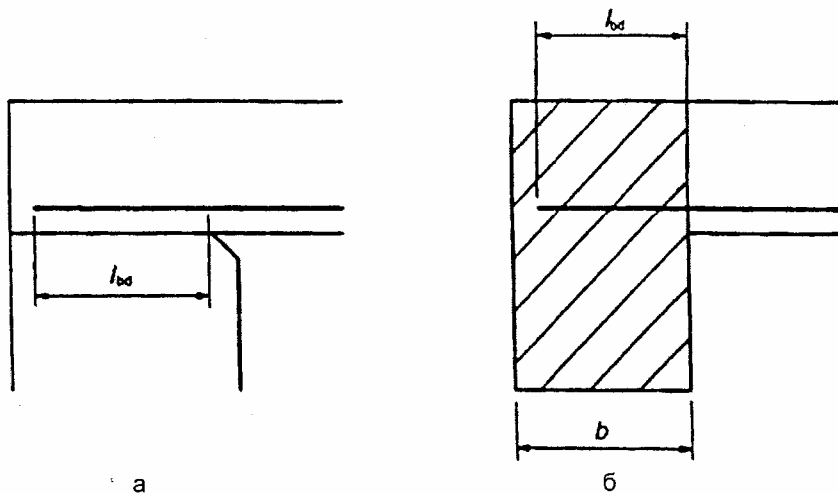
$$F_{Ed} - |V_{Ed}| \cdot a_1 / z + N_{Ed} , \quad (8.3)$$

де N_{Ed} – осьова сила, яку необхідно додавати або віднімати від зусилля розтягу;

V_{Ed} – поперечна сила;

a_1 – див. 8.2.3.3.

8.2.4.3 Довжина зони заанкерування l_{bd} згідно з 7.2.4 заміряна від лінії контакту між балкою і опорою. Поперечний тиск може враховуватись при безпосередньому обпиранні (рисунок 8.3).



а – безпосереднє обпирання: балка обпирається на стіну або колону; б – непряме обпирання: балка пересікається іншою несучою балкою

Рисунок 8.3 – Анкерування нижньої арматури на крайніх опорах

8.2.5 Анкерування нижньої арматури на проміжних опорах

8.2.5.1 Приймається площа арматури відповідно до 8.2.4.1.

8.2.5.2 Довжина зони заанкерування повинна бути не менше ніж $10\varnothing$ (для прямих стрижнів) або не менше ніж діаметр сердечника (для гаків і загинів при діаметрі стрижня щонайменше 16 мм), або подвійний діаметр сердечника (для всіх інших випадків) (рисунок 8.4а). Такі мінімальні значення, як правило, є достатніми, але більш детальне визначення можна виконати згідно з 7.2, 7.3.

8.2.5.3 Необхідність арматури для сприйняття можливих позитивних моментів (наприклад, при осіданні опор, вибуху тощо) повинна визначатись у документації до контракту. Ця арматура повинна бути нерозрізною, що досягається шляхом напуску стрижнів (рисунок 8.4б або в).

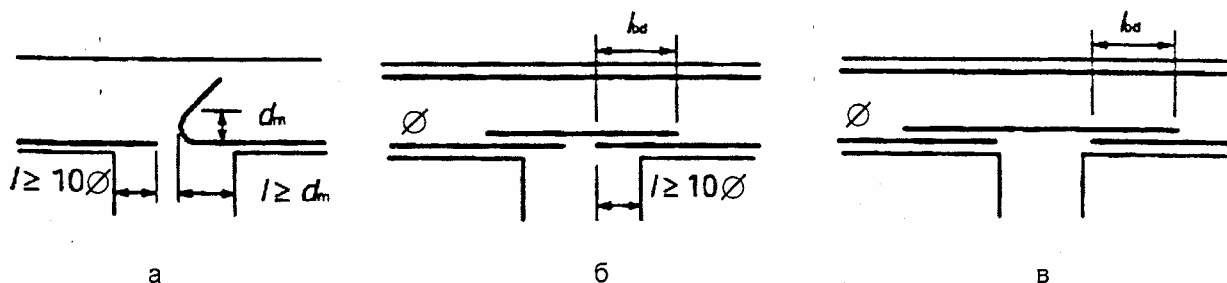


Рисунок 8.4 – Заанкерування на проміжних опорах

8.2.6 Поперечне армування

8.2.6.1 Поперечна арматура повинна формувати кут α між 45° і 90° до поздовжньої осі конструктивного елемента.

8.2.6.2 Поперечне армування може складатись із:

- хомутів, що охоплюють поздовжню розтягнуту арматуру і стиснуту зону (рисунок 8.5);
- загнутих стрижнів;
- сіток, каркасів тощо, які замоноличуються без з'єднання з поздовжньою арматурою, але належним чином заанкерованих у зонах стиску і розтягу.

8.2.6.3 В'язі повинні належним чином заанкеруватись. З'єднання напуском по вертикалі близько до поверхні стінки дозволяється за умови, що в'язі не встановлюються за вимогами сприйняття крутіння.

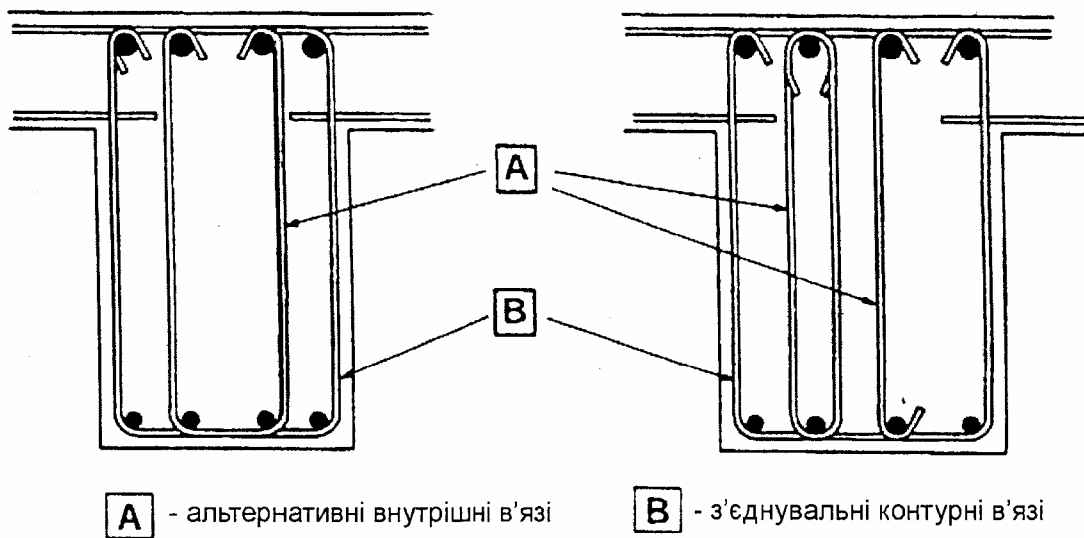


Рисунок 8.5 – Приклади поперечного армування

8.2.6.4 Як мінімум β_3 від необхідної поперечної арматури повинно встановлюватись у формі хомутів. Рекомендованою для β_3 є величина 0,5.

8.2.6.5 Відсоток поперечного армування визначається за виразом:

$$\rho_w = A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot \sin \alpha), \quad (8.4)$$

де ρ_w – відсоток поперечного армування; ρ_w не повинен бути меншим ніж $\rho_{w, \min}$;
 A_{sw} – площа поперечної арматури на довжині s ;
 s – крок поперечної арматури у напрямку поздовжньої осі елемента;
 b_w – ширина стінки елемента;
 α – кут між поперечною арматурою і поздовжньою віссю (8.2.6.1)

Рекомендована величина $\rho_{w, \min}$ визначається за виразом:

$$\rho_{w, \min} = (0,08 \sqrt{f_{ck}}) / f_{yk}. \quad (8.5)$$

8.2.6.6 Максимальний поздовжній крок між елементами, що працюють на зсув, не повинен перевищувати $s_{l, \max}$ за формулою:

$$s_{l, \max} = 0,75d(1 + \cot \alpha), \quad (8.6)$$

де α – нахил поперечної арматури до поздовжньої осі балки.

8.2.6.7 Максимальний поздовжній крок загнутих стрижнів не повинен перевищувати $s_{b, \max}$:

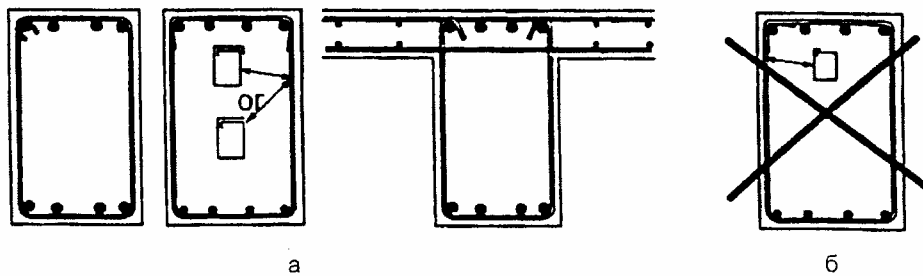
$$s_{b, \max} = 0,6d(1 + \cot \alpha), \quad (8.7)$$

8.2.6.8 Поперечний крок стояків у певній кількості поперечних в'язей не повинен перевищувати $s_{t, \max}$:

$$s_{t, \max} = 0,75d \leq 600 \text{ мм}, \quad (8.8)$$

8.2.7 Арматура на крутіння

8.2.7.1 Хомути на крутіння повинні бути замкненими та заанкерованими за допомогою напусків або гаків (рисунок 8.6) і повинні утворювати кут 90° з віссю конструктивного елемента.



а – рекомендовані форми; б – форма не рекомендується

Рисунок 8.6 – Приклади форм хомутів на крутіння

8.2.7.2 Положення 8.2.6.5 і 8.2.6.6 є достатніми для забезпечення мінімально необхідних хомутів на крутіння.

8.2.7.3 Поздовжній крок хомутів на крутіння не повинен перевищувати $u / 8$ (4.7.2, рисунок 4.14) або вимогу 8.2.6, або менший розмір поперечного перерізу балки.

8.2.7.4 Поздовжні стрижні повинні розташовуватись так, щоб у кожному куті був, як мінімум, один стрижень, а інші рівномірно розподілялись вдовж внутрішнього контуру хомутів з кроком, що не перевищує 350 мм.

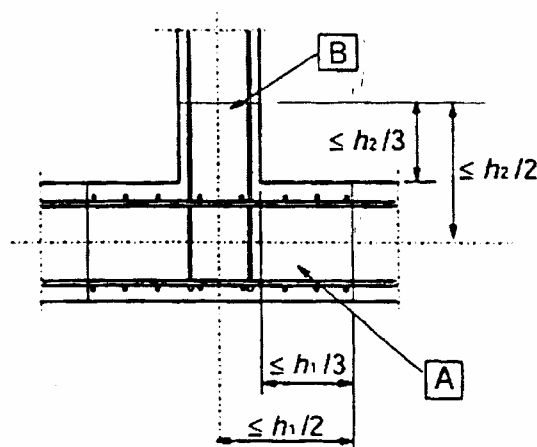
8.2.8 Поверхнєве армування

8.2.8.1 Встановлення поверхневої арматури може знадобитись для обмеження розкриття тріщин або для забезпечення необхідного опору розколюванню захисного шару бетону.

8.2.9 Проміжні опори

8.2.9.1 При обпиранні балки на іншу балку, а не на стіну або колону, необхідно передбачати та розраховувати армування для сприйняття дії взаємної реакції. Таке армування повинно бути додатковим до необхідного для інших дій. Це правило застосовується для плит, що не обпираються на верх балок.

8.2.9.2 Опорна арматура між двома балками повинна включати хомути, що охоплюють основну арматуру опорного елемента. Деякі із з'єднань можуть розподілятися за межі об'єму бетону, що є спільним для двох балок (рисунок 8.7).



A - опорна балка заввишки h_1 **B** - балка, що обпирається, заввишки $h_2 (h_1 \geq h_2)$

Рисунок 8.7 – Розміщення опорної арматури у зоні перетину двох балок (вид у плані)

8.3 Суцільні (нерозрізні) плити

Цей розділ застосовується до плит, суцільних в одному або двох напрямках, у яких b і l_{eff} становлять не менше ніж $5h$ (5.3.1 ДБН В.2.6-98).

8.3.1 Арматура, що працює на згин

8.3.1.1 У головних напрямках застосовуються мінімальні та максимальні відсотки армування згідно з 8.2.1.

8.3.1.2 У суцільних в одному напрямку плитах допоміжна поперечна арматура повинна становити не менше ніж 20 % від кількості основної арматури. У приопорних зонах поперечна до верхніх основних стрижнів арматура не вимагається, якщо відсутні поперечні згинальні моменти.

8.3.1.3 Крок стрижнів не повинен перевищувати $s_{max, slabs}$:

- для основної арматури $3h \leq 400$ мм, де h – загальна товщина плити;
- для додаткової арматури $3h \leq 450$ мм.

У зонах зосереджених навантажень або максимальних моментів рекомендуються наступні величини:

- для основної арматури $2h \leq 250$ мм;
- для додаткової арматури $3h \leq 400$ мм;

8.3.1.4 Також застосовуються положення, наведені у 8.2.3.1 – 8.2.3.3, 8.2.4.1 – 8.2.4.3 та 8.2.5, але при $a_1 = d$.

8.3.1.5 У шарнірно обпертих плитах половина визначеної для прольоту арматури повинна продовжуватись аж до опори і заанкеруватись у ній згідно з 7.2.

Обривання і заанкерування арматури виконується відповідно до 8.2.3, 8.2.4 і 8.2.5.

8.3.1.6 За наявності часткового защемлення вдовж грані плити, не врахованого у розрахунку, верхня арматура повинна розраховуватись на сприйняття щонайменше 25 % максимального моменту у прилеглому прольоті. Ця арматура повинна продовжуватись на відстань не менше ніж 0,2 від величини прилеглого прольоту, виміряного від грані опори. Вона повинна бути нерозривною на проміжних опорах і заанкеруватись на крайніх опорах. На крайній опорі величину моменту, який повинен сприйматись, можна зменшити до 15 % від максимального у прилеглому прольоті.

8.3.1.7 Вдовж вільних (без обпирання) граней плита, як правило, повинна мати поздовжнє і поперечне армування, розміщене, як показано на рисунку 8.8.

8.3.1.8 Звичайне армування плит може працювати як арматура граней.

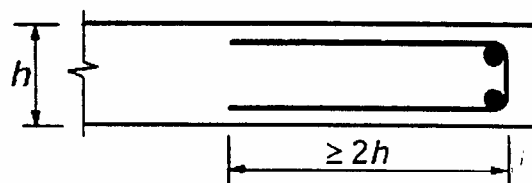


Рисунок 8.8 – Арматування грані плити

8.3.2 Поперечне армування

8.3.2.1 Плита, у якій передбачається поперечне армування, повинна мати товщину щонайменше 200 мм.

8.3.2.2 При конструюванні поперечної арматури застосовується визначення мінімальної величини і відсотка армування за 8.2.6, якщо нижченаведене не змінює цих положень.

8.3.2.3 У плитах, якщо $|V_{Ed}| \leq 1/3 V_{Rd, max}$ (4.6), поперечна арматура може повністю складатись із загнутих стрижнів або виробів для поперечного армування (каркасів).

8.3.2.4 Максимальний крок у поздовжньому напрямку розташованих один за одним хомутів становить:

$$s_{\max} = 0,75d(1 + \cot \alpha), \quad (8.9)$$

де α – нахил поперечної арматури.

Максимальний крок у поздовжньому напрямі загнутих стрижнів становить:

$$s_{\max} = d. \quad (8.10)$$

8.3.2.5 Максимальний крок поперечної арматури не повинен перевищувати $1,5d$.

8.4 Плоскі плити (безбалкові)

8.4.1 Плити біля середніх колон

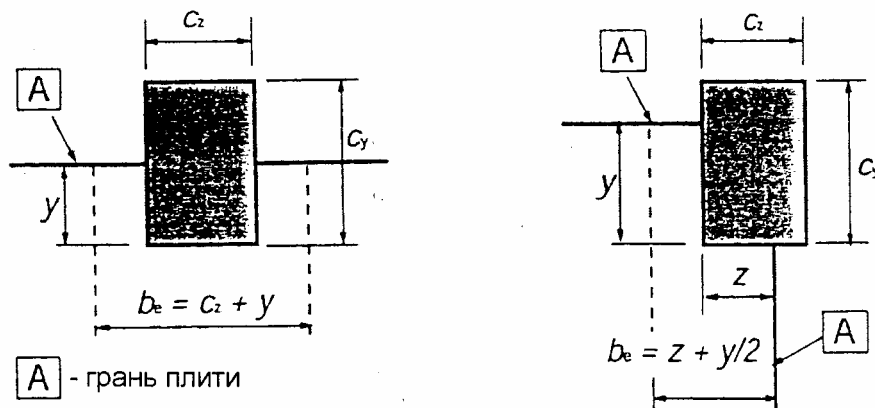
8.4.1.1 Розміщення арматури у плитах плоскої конструкції повинно відображати характер роботи в умовах експлуатації. Як правило, це приводить до концентрації арматури навколо колон.

8.4.1.2 Біля середніх колон, якщо не виконується точна перевірка за граничними станами II групи, верхня арматура площею $0,5A_t$ повинна розташовуватись на ширині $0,125$ від сумарної ширини плити або сторони колони. A_t виражає площу арматури, яка необхідна для сприйняття повного негативного моменту, як сумарного з двох половин прольоту плит по обидві сторони колони.

8.4.1.3 Біля середніх колон нижню арматуру (≥ 2 стрижнів) необхідно встановлювати у кожному ортогональному напрямку і ця арматура повинна проходити через колону.

8.4.2 Плити біля крайніх і кутових колон

Арматура, перпендикулярна до відкритої грані, необхідна для передачі згинальних моментів від плити на крайню або кутову колону і повинна розміщуватись у межах робочої ширини b_e , показаної на рисунку 8,9.



а – крайня колона; б – кутова колона

Рисунок 8.9 – Робоча ширина b_e плоскої плити

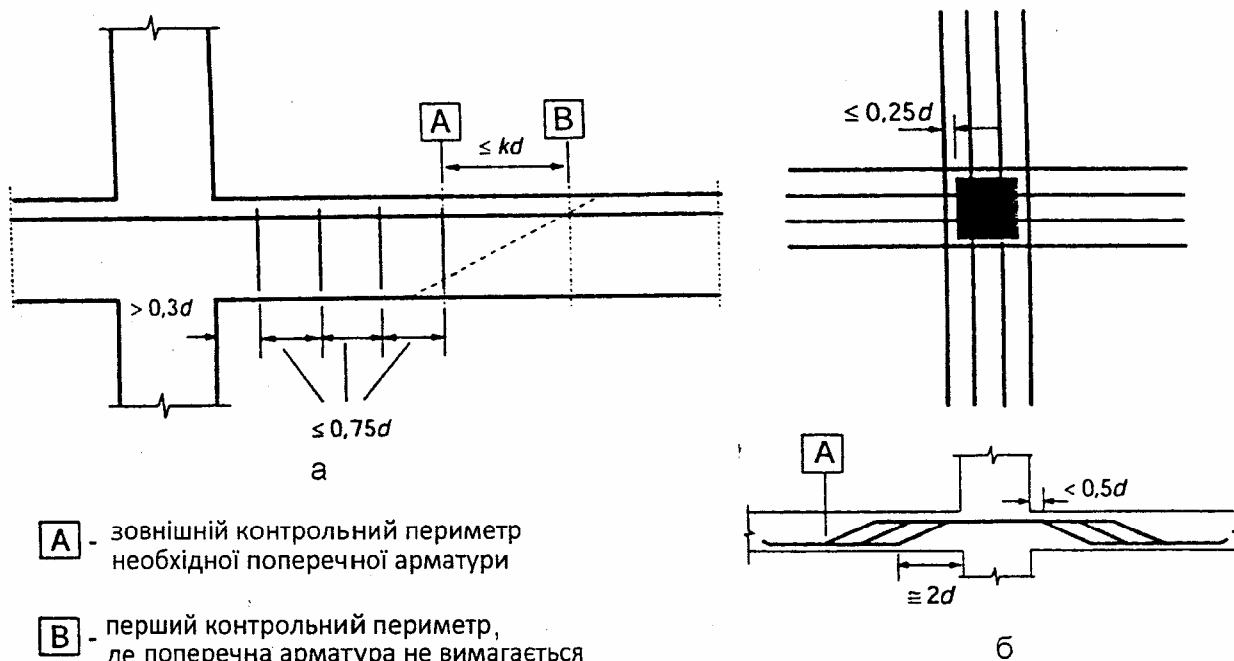
Примітка. У випадку крайньої колони y може бути $> c_y$, а у випадку кутової колони z може бути $> c_z$, а y може бути $> c_y$, де y – відстань від грані плити до найбільш віддаленої внутрішньої грані колони.

8.4.3 Поперечне армування на продавлювання

8.4.3.1 Якщо необхідно встановлювати поперечну арматуру на продавлювання (4.8), вона повинна розміщуватись між площею навантаження колони і kd всередині контрольного периметра, з якого поперечної арматури вже не вимагається. Арматура повинна встановлюватись щонайменш по двох периметрах у вигляді вертикальних елементів (хомутів) (рисунок 8.10). Крок з'єднувальних хомутів між периметрами не повинен перевищувати $0,75d$.

Крок хомутів по периметру не повинен перевищувати $1,5d$ у першому контрольному периметрі ($2d$ від площі навантаження) і $2d$ – для периметрів за межами першого контрольного периметра, якщо допускається, що та частина периметра робить внесок у несучу здатність на зсув (рисунок 4.25).

Для відігнутих вниз стрижнів, як показано на рисунку 8.10, один периметр з'єднувальних елементів (хомутів) може вважатись достатнім.



а – крок з'єднувальних хомутів ; б – крок відігнутих стрижнів

Рисунок 8.10 – Поперечне армування на продавлювання

8.4.3.2 Якщо вимагається поперечне армування, то площа хомутів (або їх еквівалент) $A_{sw,min}$ визначається за виразом:

$$A_{sw,min} = (1,5 \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) / (s_r \cdot s_t) \geq 0,08 \cdot \sqrt{(f_{ck}) / f_{yk}}, \quad (8.11)$$

де α – кут між поперечною арматурою і основною арматурою (наприклад, для вертикальних хомутів $\alpha = 90^\circ$, а $\sin \alpha = 1$);

s_r – крок хомутів у радіальному напрямку;

s_t – крок хомутів у тангенціальному напрямку;

f_{ck} – у МПа.

У розрахунку можуть враховуватись тільки ті вертикальні компоненти попередньо напруженої арматури, які проходять на відстані $0,5d$ від колони.

8.4.3.3 Відігнуті стрижні, які проходять через площу навантаження або на відстані, що не перевищує $0,25d$ від цієї площі, можуть використовуватись як поперечна арматура на продавлювання (рисунок 8.10б, зверху).

8.4.3.4 Відстань між гранню колони, або контуром площі навантаження та найближчою поперечною арматурою, що враховується при розрахунку, не повинна перевищувати $d / 2$. Ця відстань повинна вимірюватись на рівні розтягнутої арматури. Якщо передбачається тільки один контур відігнутих стрижнів, їх нахил можна зменшувати до 30° .

8.5 Колони

8.5.1 Загальні положення

8.5.1.1 Цей розділ відноситься до колон, у яких більший розмір h не перевищує більш ніж у 4 рази менший розмір b .

8.5.1.2 Поздовжні стрижні повинні бути діаметром не менше ніж $\varnothing_{\min} = 8$ мм.

8.5.1.3 Загальна кількість поздовжньої арматури повинна бути не менше ніж $A_{s,\min}$:

$$A_{s,\min} = \frac{0,10N_{Ed}}{f_{yd}} \text{ або } 0,002 A_c \text{ (яка з величин більша),} \quad (8.12)$$

де f_{yd} – границя текучості арматури;
 N_{Ed} – розрахункова осьова сила стиску.

8.5.1.4 Площа поперечного перерізу поздовжньої арматури не повинна перевищувати $A_{s,\max}$.

Величину $A_{s,\max}$ рекомендується приймати $0,04 A_c$ за межами напусків, якщо тільки не показано, що цілісність бетону не порушується, і що повний опір досягається у граничному стані. Ця границя повинна підвищуватись до $0,08 A_c$ в напусках.

8.5.1.5 Для колон полігонального поперечного перерізу як мінімум один стрижень повинен розміщуватись у кожному куті. Кількість поздовжніх стрижнів у круглій колоні повинна бути не менше чотирьох.

8.5.3 Поперечне армування

8.5.3.1 Діаметр поперечної арматури (хомутів, петель або спіральної арматури) повинен бути не менше ніж 6 мм, або чверть від максимального діаметра поздовжніх стрижнів залежно від того, яка з величин більша. Діаметр дротів зварних сіток для поперечного армування повинен бути не менше ніж 5 мм.

8.5.3.2 Поперечна арматура повинна заанкеруватись відповідним чином.

8.5.3.3 Крок поперечної арматури вдовж колони не повинен перевищувати $s_{cl,t,\max}$. Величину $s_{cl,t,\max}$ рекомендується приймати найменшу із наступних трьох відстаней:

- 20-кратний мінімальний діаметр поздовжньої арматури;
- найменший розмір колони;
- 400 мм.

8.5.3.4 Максимальний крок, визначений за 8.5.3.3, необхідно зменшувати застосуванням коефіцієнта 0,6:

- у перерізах, розташованих на відстані, що дорівнює більшому розміру перерізу колони, вище або нижче балки чи плити;
- біля з'єднань напуском, якщо максимальний діаметр поздовжніх стрижнів більший ніж 14 мм, необхідно встановлювати мінімум три рівномірно розміщених стрижні.

8.5.3.5 Якщо напрям поздовжніх стрижнів змінюється (наприклад, при зміні розміру колони), крок поперечної арматури необхідно визначати з урахуванням бокових зусиль, що виникають. Ці впливи можна не враховувати, якщо зміна напрямку менша або дорівнює $1/12$.

8.5.3.6 Кожний поздовжній стрижень або пучок, що розташований у куті, повинен утримуватись поперечною арматурою. Жоден із стрижнів у межах стиснутої зони не повинен бути далі ніж 150 мм від стрижня, який закріплюється.

8.6 Стіни

8.6.1 Загальні положення

Цей розділ поширюється на залізобетонні стіни із співвідношенням довжини до товщини 4 або більше, і в яких арматура враховується при розрахунку несучої здатності. Кількість і належне конструювання арматури можна отримувати за допомогою стиснуто-розтягнутих моделей (4.9). Для стін, що переважно зазнають згину із площини, застосовуються правила, як для плит (8.3).

8.6.2 Вертикальне армування

8.6.2.1 Площу вертикальної арматури необхідно призначати між $A_{s,v\min} = 0,002A_c$ і $A_{s,v\max} = 0,04A_c$.

8.6.2.2 Якщо мінімальна площа арматури $A_{s,v\min}$ є контрольною при розрахунку, то половина цієї площі повинна розміщуватись на кожній грані.

8.6.2.3 Відстань між двома прилеглими вертикальними стрижнями не повинна перевищувати більше ніж у 3 рази товщину стіни або 400 мм у залежності від того, яка з величин менша.

8.6.3 Горизонтальне армування

8.6.3.1 Горизонтальна арматура, що проходить паралельно граням стіни (і вільним граням) повинна встановлюватись на кожній грані. Вона повинна бути не менше ніж $A_{s,h\min}$. Рекомендується приймати величину $A_{s,h\min}$ або 25 % від вертикальної арматури, або $0,001 A_c$, у залежності від того, яка з величин більша.

8.6.3.2 Відстань між двома прилеглими горизонтальними стрижнями не повинна бути більше ніж 400 мм.

8.6.4 Поперечне армування

8.6.4.1 У будь-якій частині стіни, де загальна площа вертикальної арматури на двох гранях перевищує $0,02 A_c$, необхідно передбачати поперечну арматуру у вигляді хомутів відповідно до вимог для колон (8.5.3). Більший розмір, що згадується у 8.5.3.4, не потрібно приймати більшим за чотирикратну товщину стіни.

8.6.4.2 Якщо основна арматура встановлюється близько до грані стіни, поперечну арматуру також необхідно передбачати у вигляді хомутів у кількості щонайменше чотирьох хомутів на 1 м^2 площі стіни.

Примітка. Поперечну арматуру не потрібно передбачати, якщо використовуються зварні сітки із дроту і стрижнів $\varnothing \leq 16$ мм та захисному шарі бетону більше ніж $2\varnothing$.

8.7 Балки-стілки

8.7.1 Балки-стілки (5.3.1.3 ДБН В.2.6-98) необхідно армувати ортогональною арматурною сіткою біля кожної грані при мінімумі армування $A_{s,db\min}$. Величину $A_{s,db\min}$ рекомендується приймати 0,1 % , але не менше ніж $150 \text{ мм}^2/\text{м}$ на кожній грані та в кожному напрямку.

8.7.2 Відстань між двома прилеглими стрижнями сітки не повинна перевищувати менше значення із подвійної товщини балки-стілки або 300 мм.

8.7.3 Арматура, що відповідає умовному розтягнутому елементу у розрахунковій моделі, повинна повністю заанкеруватись для рівноваги у вузлі (4.9.3) загином стрижнів, використанням U-подібних петель або анкерних пристроїв, окрім випадків, коли забезпечується належна довжина між вузлом та кінцем балки, яка дозволяє використати довжину зони анкерування l_{bd} .

8.8 Фундаменти

8.8.1 Пальові ростверки

8.8.1.1 Відстань від зовнішньої грані палі до грані пальового ростверка повинна бути такою, щоб зусилля розтягу умовних елементів належним чином заанкерувались у ростверку. Необхідно враховувати очікуване відхилення паль на майданчику.

8.8.1.2 У відповідних випадках арматуру пальового ростверка необхідно визначати із застосуванням методу стиснуто-розтягнутих елементів або зігнутих елементів.

8.8.1.3 Основна розтягнута арматура, що сприймає впливи, повинна концентруватись у напружених зонах між оголовками паль. Необхідно дотримуватись вимог щодо мінімального діаметра стрижня $\varnothing_{\min} = 8$ мм. Якщо площа цієї арматури дорівнює мінімальній, то рівномірно розподілені стрижні вдовж нижньої грані елемента можна не встановлювати. Також можна не армувати верхні ділянки елемента, якщо немає ризику виникнення розтягу у цих частинах елемента.

8.8.1.4 Для заанкерування розтягнутої арматури можна застосовувати приварені поперечні стрижні. У цьому випадку поперечний стрижень може розглядатись як частина поперечної арматури у зоні заанкерування арматурного стрижня, що розглядається.

8.8.1.5 Допускається приймати, що стиск, спричинений опорною реакцією від палі, розподіляється під кутами 45° від грані палі (рисунок 8.11). При розрахунку довжини зони заанкерування цей стиск можна враховувати.

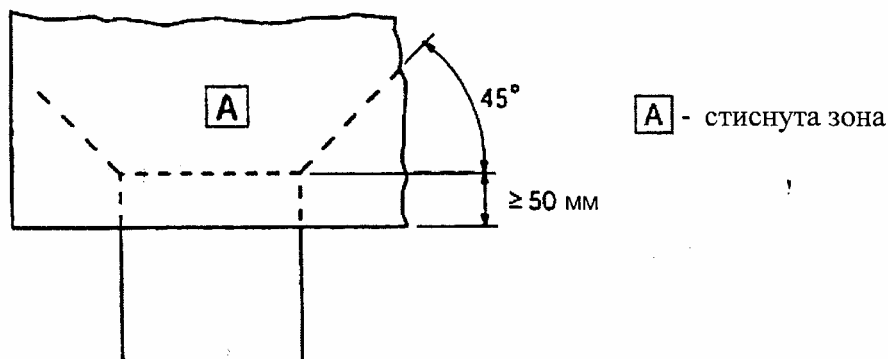


Рисунок 8.11 – Стиснута зона, що підвищує несучу здатність заанкерення

8.8.2 Фундаменти колон і стін

8.8.2.1 Основна арматура повинна заанкеруватись згідно з вимогами 7.2. Необхідно забезпечувати мінімальний діаметр стрижня \varnothing_{\min} . Для фундаментів може застосовуватись розрахункова модель, показана у 8.8.2.4.

8.8.2.2 Основна арматура круглих фундаментів може бути ортогональною і зосереджуватись у середині фундаменту на ширині $50\% \pm 10\%$ діаметра фундаменту (рисунок 8.12). У цьому випадку неармована частина елемента повинна розглядатись як звичайний бетон для цілей проектування.

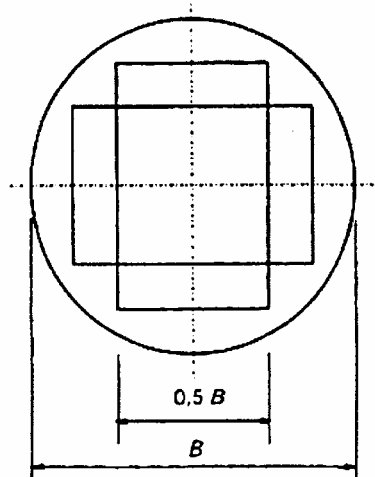


Рисунок 8.12 – Ортогональна арматура у круглому фундаменті на основі

8.8.2.3 Якщо дії викликають розтяг у верхній грані фундаменту, то необхідно перевірити результуючі напруження розтягу та передбачити необхідне армування.

8.8.2.4 Зусилля розтягу в арматурі визначається з умов рівноваги, з урахуванням похилих тріщин (рисунок 8.13). Зусилля розтягу F_s на відстані x повинно заанкеруватись у бетоні в межах такої ж відстані x від грані фундаменту.

8.8.2.5 Сила розтягу, яка повинна заанкеруватись, визначається за виразом:

$$F_s = R \cdot z_e / z_i, \quad (8.13)$$

де R – результуюча тиску ґрунту в межах відстані x ;

z_e – зовнішнє плече пари, тобто відстань між R і вертикальною силою N_{Ed} ;

N_{Ed} – вертикальна сила, що відповідає загальному тиску ґрунту між перерізами А і В;

z_i – плече внутрішньої пари, тобто відстань між арматурою і горизонтальним зусиллям F_c ;

F_c – зусилля стиску, що відповідає максимальному зусиллю розтягу $F_{s,max}$.

8.8.2.6 Плечі пар z_e і z_i можуть визначатись відносно необхідних стиснутих зон для N_{Ed} і F_c відповідно. Для спрощення z_e можна визначати за припущення $e = 0,15b$ (рисунок 8.13), а z_i можна приймати $0,9d$.

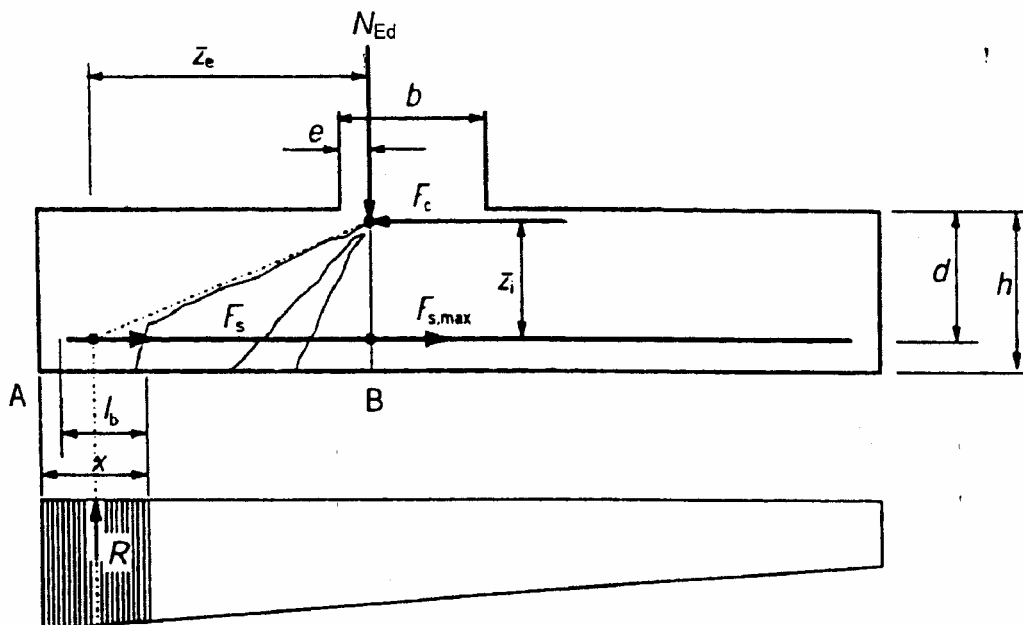


Рисунок 8.13 – Модель сили розтягу з урахуванням похилих тріщин

8.8.2.7 Можлива зона заанкерування для прямих стрижнів на рисунку 8.13 позначена як l_b . Якщо ця довжина недостатня для заанкерування F_c , стрижні можуть загинатись для збільшення довжини або забезпечуватись анкерними пристроями на кінцях.

8.8.2.8 Для прямих стрижнів без анкерування на кінцях мінімальне значення x є найбільш критичним. Для спрощення можна приймати $x_{min} = h/2$. Для інших типів заанкерування вище значення x може бути більш критичним.

8.8.3 Розподільні фундаментні балки

8.8.3.1 Розподільні балки можуть застосовуватись для запобігання навантаженню фундаментів з ексцентриситетом. Балки необхідно розраховувати на сприйняття результуючих згинальних моментів і поперечних сил. Необхідно дотримуватись мінімально допустимого діаметра стрижня $\varnothing_{min} = 8$ мм для арматури, яка сприймає згинальні моменти.

8.8.3.2 Розподільні балки також повинні розраховуватись на мінімальне навантаження q_1 , що діє вниз, якщо дія обладнання для ущільнення може впливати на розподільні балки. Величину q_1 рекомендується приймати 10 кН/м.

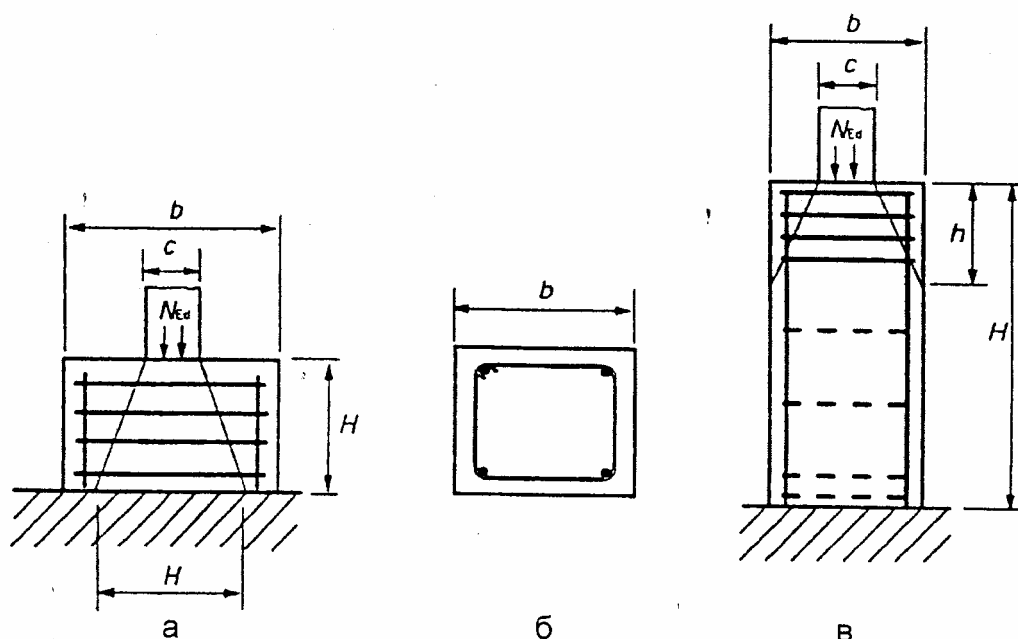
8.8.4 Фундаменти колон на скельних ґрунтах

8.8.4.1 Потрібно забезпечувати відповідне поперечне армування для сприйняття зусиль розколювання у фундаментах, якщо тиск ґрунту у граничному стані перевищує $q_2 = 5$ МПа. Ця арматура може розподілятися рівномірно у напрямку зусилля розколювання на висоту h (рисунок 8.14). Необхідно дотримуватись мінімального діаметра стрижня $\varnothing_{\min} = 8$ мм.

8.8.4.2 Зусилля розколювання F_c можна визначати за наведеною формулою (рисунок 8.14):

$$F_c = 0,25(1 - c/h)N_{Ed} , \tag{8.14}$$

де h – менша з величин b і H .



а – фундамент із $h \geq h$; б – переріз; в – фундамент із $h < h$

Рисунок 8.14 – Арматура для зусилля розколювання для фундаментів на скельних ґрунтах

8.8.5 Буронабивні палі

8.8.5.1 Нижченаведені положення відносяться до армованих буронабивних паль. Для неармованих буронабивних паль див. розділ 9.

8.8.5.2 Для забезпечення вільного протікання бетону навколо арматури, в першу чергу, важливо, щоб арматура, арматурні сітки та будь-які закладні вироби конструювались так, щоб не створювались перешкоди для протікання бетону.

8.8.5.3 Буронабивні палі діаметром, що не перевищує h_1 , повинні забезпечуватись мінімальною поздовжньою арматурою площею $A_{s,bp \min}$ відносно площі поперечного перерізу палі A_s .

Величини h_1 і $A_{s,bp \min}$ рекомендуються приймати: $h_1 = 600$ мм, а $A_{s,bp \min}$ наведено у таблиці 8.6. Ця арматура повинна розподілятися вдовж периметра перерізу.

Таблиця 8.6 – Рекомендована мінімальна площа поздовжньої арматури у буронабивних палях

Поперечний переріз палі A_c , м ²	Мінімальна площа поздовжньої арматури $A_{s, bp \min}$
$A_c \leq 0,5$	$A_s \geq 0,005 \cdot A_c$, м ²
$0,5 < A_c \leq 1,0$	$A_s \geq 0,25$, см ²
$A_c > 1,0$	$A_s \geq 0,0025 \cdot A_c$, м ²

Мінімальний діаметр поздовжніх стрижнів повинен становити не менше ніж 16 мм. Палі повинні мати щонайменше 6 поздовжніх стрижнів. Відстань у чистоті між стрижнями не повинна перевищувати 200 мм вдовж периметра палі.

8.8.5.4 Конструювання поздовжньої і поперечної арматури у буро-набивних палях наводиться у відповідному нормативному документі.

8.9 Системи в'язей

8.9.1 Загальні положення

Вимоги щодо в'язей наведено в 9.3 ДБН В.2.6-98.

8.9.2 Підбір в'язей

8.9.2.1 В'язі призначаються як мінімальне, а не як додаткове армування до необхідного за конструктивним розрахунком.

8.9.2.2 У рівні кожного перекриття і покриття необхідно забезпечувати належним чином нерозривні крайні в'язі в межах 1,2 м від краю. В'язь може включати арматуру, що використовується як частина внутрішньої в'язі.

8.9.2.3 Крайня в'язь повинна бути здатною сприймати зусилля розтягу:

$$F_{tie, per} = l_j \cdot q_1 \geq Q_2, \quad (8.15)$$

де $F_{tie, per}$ – зусилля у в'язі (розтяг);

l_j – довжина крайнього прольоту.

Величини q_1 і Q_2 рекомендуються приймати: $q_1 = 10$ кН/м, а $Q_2 = 70$ кН.

8.9.2.4 Споруди з внутрішніми краями (наприклад, атріуми, внутрішні двори тощо) повинні забезпечуватись крайніми в'язями таким же способом, як і зовнішні краї, які повинні повністю заанкеруватись.

8.9.2.5 Ці в'язі повинні бути у рівні кожного перекриття і покриття у двох напрямках приблизно під прямими кутами. Вони повинні бути фактично нерозривними по всій своїй довжині та заанкеруватись до крайніх в'язей на кожному кінці, за винятком продовження у якості горизонтальних в'язей до колон або стін.

8.9.2.6 Внутрішні в'язі можуть частково або повністю розподілятися рівномірно у плитах або групуватись у балках, стінах або інших відповідних місцях. У стінах вони повинні бути в межах 0,5 м від верху або низу плит перекриттів (рисунок 8.15).

8.9.2.7 У кожному напрямі внутрішні в'язі повинні сприймати розрахункову величину зусилля розтягу $F_{tie, int} = 20$ кН/м (кН на метр довжини).

8.9.2.8 У перекриттях без стяжок, де в'язі не можуть розподілятися у напрямку довжини прольоту, поперечні в'язі можуть групуватись вдовж осей балок. У цьому випадку мінімальне зусилля у напрямку внутрішньої осі балки становить:

$$F_{tie} = q_3(l_1 + l_2) / 2 \geq Q_4, \quad (8.16)$$

де l_1, l_2 – довжини прольотів, м, плит перекриття або у сторону балки (рисунок 8.15).

Величини q_3 і Q_4 рекомендується приймати: $q_3 = 20$ кН/м, а $Q_4 = 70$ кН.

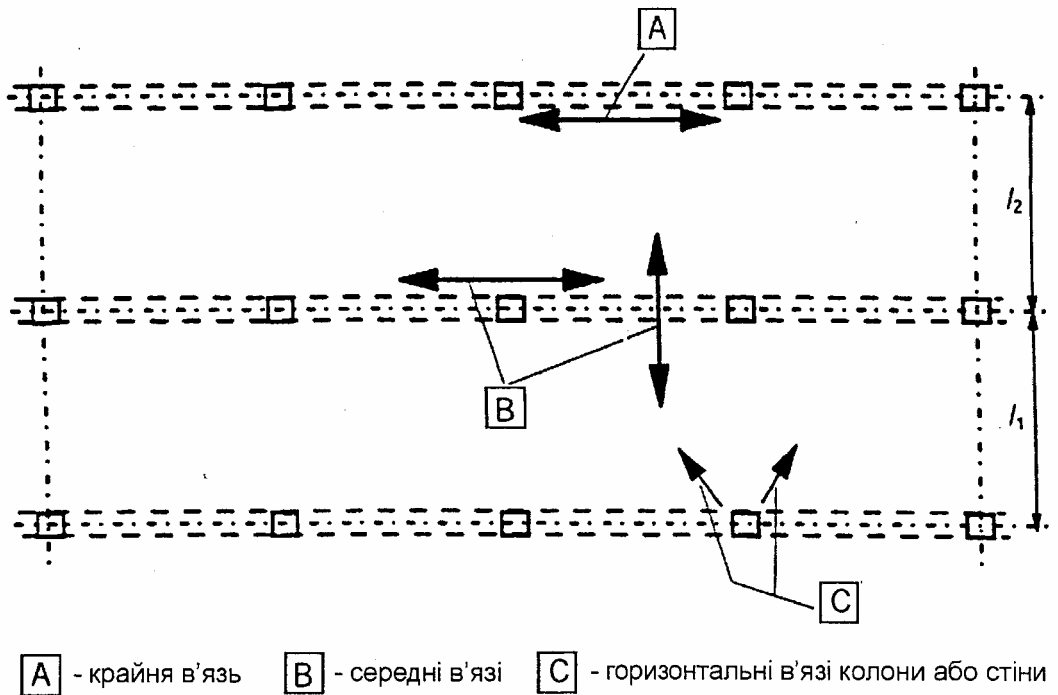


Рисунок 8.15 – В'язі для аварійних дій

8.9.2.9 Внутрішні в'язі повинні з'єднуватись із крайніми в'язями так, щоб забезпечувалась передача зусиль.

8.9.2.10 Крайні колони і стіни повинні розв'язуватись горизонтально до споруди у рівні кожного перекриття і покриття.

8.9.2.11 В'язі повинні сприймати зусилля розтягу $f_{tie, fac}$ на метр фасаду. Для колон достатнє зусилля до $F_{tie, col}$. Величини $f_{tie, fac}$ і $F_{tie, col}$ рекомендується приймати: $f_{tie, fac} = 20$ кН/м, а $F_{tie, col} = 150$ кН.

8.9.2.12 Кутові колони повинні розв'язуватись у двох напрямках. У цьому випадку сталь, що забезпечується для крайніх в'язей, може використовуватись як горизонтальна в'язь.

8.9.2.13 У панельних будівлях заввишки 5 і більше поверхів необхідно забезпечувати вертикальні в'язі у колонах і/або стінах для обмеження пошкоджень перекриття у разі аварійного руйнування розташованої нижче колони або стіни. Ці в'язі повинні формувати частину прольотної системи для перекривання ушкодженої зони.

8.9.2.14 Зазвичай, нерозривні вертикальні в'язі повинні забезпечуватись від найнижчого до найвищого рівня, бути здатними сприймати навантаження від проектної аварії на перекриття над зруйнованою колоною/стіною. Інші рішення, наприклад, на основі роботи діафрагми із уцілілих стін і/або дисків перекриттів, можуть застосовуватись, якщо можна підтвердити статичну рівновагу і відповідну деформативність.

8.9.2.15 Якщо колона або стіна опирається на своїй найнижчій відмітці на елемент, відмінний від фундаменту (наприклад, балку або плиту), аварійну втрату цього елемента необхідно враховувати при розрахунку і забезпечувати прийнятний альтернативний розподіл навантаження.

8.9.3 Нерозривність і заанкерування в'язей

8.9.3.1 В'язі у двох горизонтальних напрямках повинні бути належним чином нерозривні та заанкеровані вдовж периметра споруди.

8.9.3.2 В'язі можуть повністю забезпечуватись у монолітному бетоні або з'єднаннями збірних елементів. Якщо в'язі розриваються в одній площині, то необхідно враховувати впливи згинів, що виникають внаслідок ексцентриситетів.

8.9.3.3 В'язі, зазвичай, не повинні з'єднуватись напуском у вузьких швах між збірними елементами. У таких випадках необхідно застосовувати механічні анкери.

9 КОНСТРУКЦІЇ З НЕАРМОВАНОГО І МАЛОАРМОВАНОГО БЕТОНУ

9.1 Загальні положення

9.1.1 Вимоги стосовно надійності та придатності до експлуатації для неармованого бетону або арматури, яка менше ніж мінімально необхідна для залізобетону, задовольняються дотриманням наведених у цьому розділі правил, разом із загальними правилами, наведеними в інших розділах цих норм та розділу 12 ДБН В.2.6-98.

9.1.2 Положення цього розділу застосовуються до елементів, для яких впливом динамічних дій можна знехтувати. Прикладами таких елементів можуть слугувати:

- елементи, що переважно зазнають впливу стиску, окрім попереднього напруження, наприклад, стіни, колони, арки, склепіння та тунелі;
- стрічкові та окремі фундаменти;
- підпірні стіни;
- палі діаметром ≥ 600 мм та якщо $N_{Ed} / A_c \leq 0,3f_{ck}$.

9.1.3 Елементи з важкого бетону не виключають застосування положень стосовно необхідної сталеві арматури для дотримання вимог як придатності до експлуатації і/або довговічності, так і армування певних частин елементів. Цю арматуру можна враховувати при перевірці локальних граничних станів за першою та другою групами.

9.2 Матеріали

9.2.1 Бетон: додаткові розрахункові передумови

9.2.1.1 Внаслідок нижчих характеристик податливості важкого бетону величини $\alpha_{cc,pl}$ і $\alpha_{ct,pl}$ можна приймати меншими ніж α_{cc} і α_{ct} для залізобетону і такими, що дорівнюють 0,8.

9.2.1.2 У разі врахування напружень розтягу при визначенні розрахункового опору (3.1.5 ДБН В.2.6-98) елементів з важкого бетону, епюру "напруження-деформації" можна продовжити аж до розрахункової міцності на розтяг за допомогою виразу (3.7 ДБН В.2.6-98) або за лінійною залежністю

$$f_{ctd,pl} = \alpha_{ct,pl} f_{ctd,pl} f_{ctk,0,05} / \gamma_C \quad (9.1)$$

9.3 Спрощений метод розрахунку стін та колон

9.3.1 За відсутності більш точного підходу розрахунковий опір відносно критичної поздовжньої сили для гнучкої стіни або колони зі звичайного бетону можна визначати, як:

$$N_{Rd} = b \cdot h_w \cdot f_{cd,pl} \cdot \Phi, \quad (9.2)$$

- де N_{Rd} – несуча здатність за осьовою силою;
- b – загальна ширина поперечного перерізу;
- h_w – загальна висота поперечного перерізу;
- Φ – коефіцієнт, що враховує ексцентриситет, з урахуванням неточностей і дефектів та впливів повзучості.

Для елементів із в'язями коефіцієнт Φ можна приймати, як:

$$\Phi = 1,14 \cdot (1 - 2e_{tot} / h_w) - 0,02 \cdot l_0 / h_w \leq (1 - e_{tot} / h_w), \quad (9.3)$$

$$\text{де } e_{tot} = e_0 + e_j; \quad (9.4)$$

- e_0 – ексцентриситет першого порядку з урахуванням у відповідних випадках впливів перекриттів (наприклад, можливі моменти у закріпленнях, що передаються на стіну від плит) та горизонтальних дій;

- e_j – додатковий ексцентриситет, що враховує впливи геометричних неточностей (5.2. ДБН В.2.6-98).

10 ДОДАТКОВІ ПОЛОЖЕННЯ ДЛЯ ЗБІРНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ І КОНСТРУКЦІЙ

10.1 Конструктивний розрахунок

10.1.1 Загальні положення

10.1.1.1 Сприятливі впливи горизонтальних реакцій, викликаних тертям від власної ваги елемента на опорах, можуть враховуватись тільки у несейсмічних зонах (застосовуючи $\gamma_{G,inf}$) і якщо:

- тертя не є виключним фактором надійності для загальної стійкості конструкції;
- конструкція опор виключає можливість накопичення одностороннього ковзання елементів внаслідок нерівномірного характеру роботи при повторюваних діях (наприклад, циклічних температурних впливів на гранях контакту шарнірно опертих елементів);
- виключена можливість значних ударних навантажень.

10.1.1.2 Впливи горизонтальних зрушень на опір конструкції і цілісність з'єднань повинні враховуватись при розрахунку.

10.1.2 Моменти у плитах від заземлення

10.1.2.1 Моменти від заземлення можуть сприйматись верхньою арматурою, розміщеною у верхній частині або вставленою у відкриті порожнини елементів. У першому випадку горизонтальний зсув у з'єднанні необхідно перевіряти згідно з 4.6.5. У другому випадку передачу зусиль між монолітним бетоном і порожнинами елементів необхідно перевіряти відповідно до 4.6.5. Довжина верхньої арматури повинна прийматись відповідно до 8.2.3.

10.1.2.2 Впливи непередбаченого заземлення шарнірно опертих плит повинні враховуватись спеціальною арматурою і/або конструюванням.

10.1.3 З'єднання стін і перекриттів

10.1.3.1 Для елементів стін, встановлених на плити перекриття, необхідно передбачати армування для сприйняття можливих ексцентриситетів і зосереджених навантажень на кінці стіни. Стосовно плит перекриття – див. 10.1.2.

10.1.3.2 Якщо вертикальне навантаження $\leq 0,5h \cdot f_{cd}$, де h – товщина стіни (рисунок 10.1), то забезпечувати окремого армування не вимагається. За умови армування згідно з рисунком 10.1 та забезпеченні $\varnothing \geq 6$ мм, а кроку не більше ніж менше значення із h і 200 мм, навантаження можна збільшувати до $0,6h \cdot f_{cd}$. Для вищих рівнів навантаження армування слід визначати відповідно до 10.1.3.1. Окрему перевірку необхідно виконувати для нижче розташованої стіни.

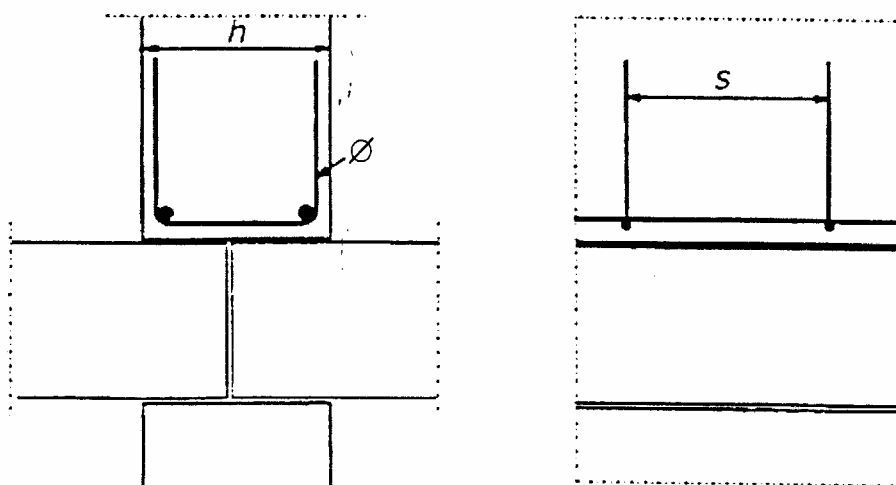


Рисунок 10.1 – Приклади армування стіни над стиком між двома плитами перекриття

10.1.4 З'єднання стін і перекриттів

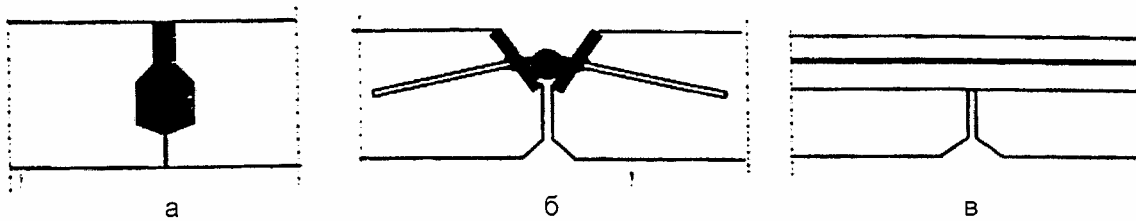
10.1.4.1 Передача зусиль зсуву у з'єднаннях може досягатись різними способами. Три основних типи з'єднань показано на рисунку 10.2.

10.1.4.2 Розподіл поперечних навантажень повинен базуватись на розрахунку або випробуваннях з урахуванням можливої їх зміни між збірними елементами. Сумарні поперечні зусилля між елементами перекриття повинні враховуватись при розрахунку з'єднань і прилеглих частин елементів (наприклад, за межами ребер і стінок).

Для перекриттів із рівномірно розподіленим навантаженням, за відсутності більш точного розрахунку, це поперечне зусилля на одиницю довжини може прийматись, як:

$$V_{Ed} = q_{Ed} \cdot b_e / 3, \quad (10.1)$$

де q_{Ed} – розрахункове значення змінного навантаження, кн./м²;
 b_e – ширина елемента.



а – забетоновані або заповнені розчином з'єднання; б – зварювані або на болтах (як приклад показано один тип зварюваного з'єднання); в – армованою набетонкою (може знадобитись вертикальна арматура для передачі зсуву у граничному стані)

Рисунок 10.2 – Приклади з'єднань для передачі зсуву

10.1.4.3 Якщо передбачається, що збірні перекриття утворюють жорсткі диски для передачі горизонтальних навантажень на системи в'язей, необхідно враховувати наступне:

- диски повинні бути частиною реальної конструктивної моделі з урахуванням сумісності деформацій із системою в'язей;
- повинні враховуватись впливи горизонтальних деформацій всіх частин споруди, на які передаються горизонтальні навантаження;
- диски повинні армуватись для сприйняття зусиль розтягу, які передбачені конструктивною моделлю;
- при конструюванні арматури повинні враховуватись концентрації напружень біля прорізів і у з'єднаннях.

10.1.4.4 Поперечна арматура для передачі зусиль зсуву у з'єднаннях дисків може зосереджуватись вдовж опор, формуючи умовні розтягнуті елементи, що відповідають конструктивній моделі. Ця арматура може розташовуватись у набетонці за її наявності.

10.1.4.5 Збірні елементи з набетонкою щонайменше 40 мм можуть розраховуватись як складені елементи за умови, що їх взаємодія перевірена на зсув згідно з 4.6.5. Збірні елементи необхідно перевіряти на всіх стадіях будівництва до і після досягнення спільного характеру роботи.

10.1.4.6 Поперечна арматура при згинанні та впливах інших дій може повністю розміщуватись у набетонці. Конструювання повинно відповідати моделі конструкції, наприклад, якщо запроєктовано обпирання по контуру.

10.1.4.7 Стінки або ребра у відокремлених елементах плит (тобто елементах, що не передають зсув через з'єднання) повинні забезпечуватись поперечною арматурою як балки.

10.1.4.8 Перекриття із збірних балок і блоків без набетонки можуть розраховуватись як суцільні (монолітні) плити, якщо у монолітних поперечних ребрах передбачено безперервну арматуру, яка проходить через збірні поздовжні ребра із кроком s_T згідно з таблицею 10.1.

Таблиця 10.1 – Максимальний крок поперечних ребер s_T при розрахунку перекриттів із ребрами і блоками як монолітних

Тип прикладеного навантаження	$s_L \leq l_L / 8$	$s_L > l_L / 8$
Корисне, сніг	Не вимагається	$s_T \leq 12h$
Інше	$s_T \leq 10h$	$s_T \leq 8h$

s_L – крок поздовжніх ребер, l_L – довжина (проліт) поздовжніх ребер, h – товщина ребристого перекриття

10.1.4.9 Середні поздовжні напруження зсуву, що діють у дисках плит перекриттів із заповненими бетоном або розчином з'єднаннями, повинні обмежуватись значенням 0,1 МПа для дуже гладких поверхонь і 0,15 МПа – для гладких і шорстких (4.6.5 – для визначення характеру поверхні).

10.1.4.10 Перевірка опору і жорсткості з'єднань може ґрунтуватись на розрахунку з можливим випробуванням (для проектування на базі випробувань). Необхідно враховувати неточності виконання. Розрахункові величини, визначені на основі випробувань, повинні включати несприятливі відхилення фактичних умов роботи від умов випробувань.

10.1.5 З'єднання, що передають зусилля стиску

10.1.5.1 У стиснутих з'єднаннях зусиллями зсуву можна знехтувати, якщо вони становлять менше 10 % від зусилля стиску.

10.1.5.2 Для з'єднань на вирівнювальних та ущільнювальних матеріалах (розчин, бетон або полімери) необхідно виключати можливість відносних зрушень між поверхнями, що з'єднуються під час твердіння матеріалу.

10.1.5.3 З'єднання без вирівнювальних та ущільнювальних матеріалів (сухе з'єднання) повинно використовуватись тільки у випадках, коли можливо досягти необхідної якості виконання. Середні напруження на опорі між плоскими поверхнями не повинні перевищувати $0,3 f_{cd}$. Сухі з'єднання, що включають криві (випуклі) поверхні, повинні розраховуватись при обов'язковому врахуванні геометрії.

10.1.5.4 Необхідно враховувати напруження розтягу у прилеглих елементах. Вони можуть виникати внаслідок зосередженого стиску відповідно до рисунка 10.3а або розширення м'якого вирівнювального матеріалу відповідно до рисунка 10.3б. Арматуру у випадку а) можна розрахувати і розмістити згідно з 4.9, у випадку б) арматуру необхідно розташувати близько до поверхонь прилеглих елементів.

10.1.5.5 За відсутності більш точних моделей арматуру у випадку б) можна визначати за виразом:

$$A_s = 0,25(t/h)F_{Ed} / f_{yd}, \quad (10.2)$$

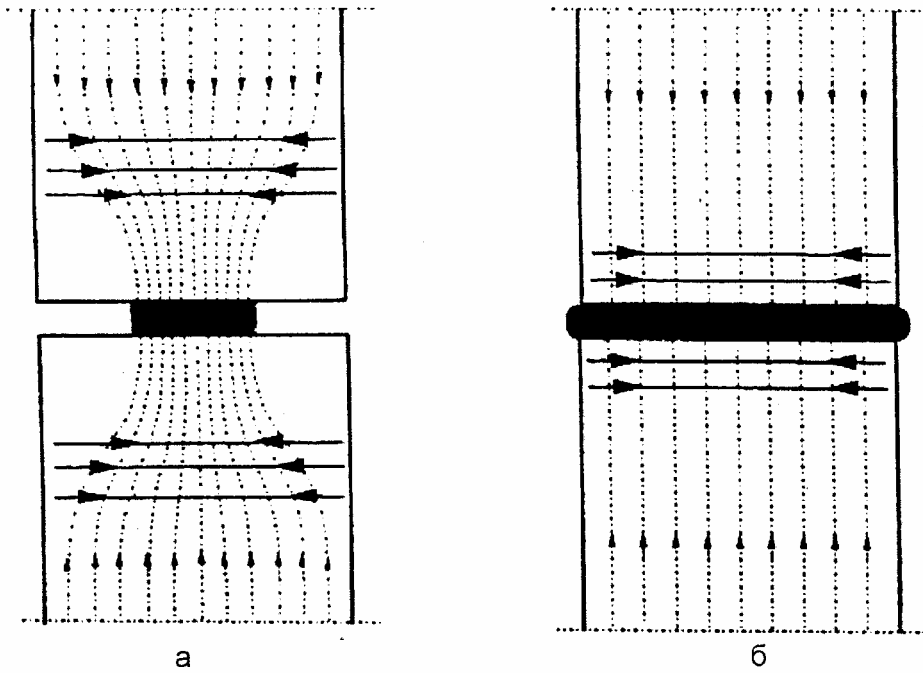
де A_s – площа арматури біля кожної поверхні;

t – товщина вирівнювального шару;

h – розмір вирівнювального шару у напрямі арматури;

F_{Ed} – зусилля стиску у з'єднанні.

10.1.5.6 Максимальну несучу здатність стиснутих з'єднань можна визначити згідно з 7.7 або на основі розрахунку, перевіреному випробуваннями (для проектування на базі випробувань).



а – зосереджене обпирання; б – розширення м'якого шару

Рисунок 10.3 – Поперечні напруження розтягу у стиснутих з'єднаннях

10.1.6 Заанкерування арматури на опорах

10.1.6.1 Арматура в опорних елементах та тих, що обпираються, повинна конструюватись так, щоб забезпечити заанкерування у відповідному вузлі з урахуванням відхилень. Приклад показано на рисунку 10.4.

Фактична довжина обпирання контролюється через відстань d (рисунок 10.4) від грані відповідних елементів, де:

$d_i = c_i + \Delta a_i$ при горизонтальних петлях або іншому заанкеруванні стрижнів.

$d_i = c_i + \Delta a_i + r_i$ при вертикальному загинанні стрижнів;

c_i – захисний шар бетону;

Δa_i – відхилення (10.1.7.1);

r_i – радіус згину.

Для визначення Δa_1 і Δa_2 див. рисунок 10.4 та 10.1.7.1.

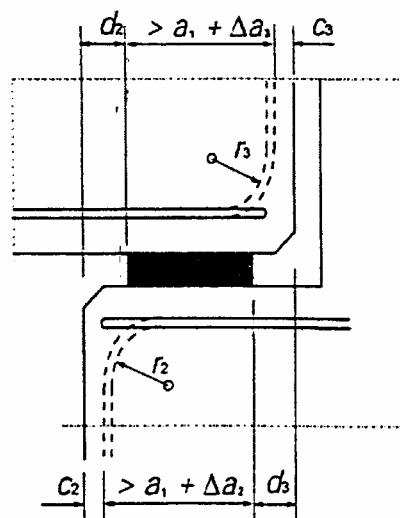


Рисунок 10.4 – Приклад конструювання арматури в опорі

10.1.7 Опори

10.1.7.1 Опори для з'єднаних (неізолюваних) елементів

10.1.7.1.1 Номінальну довжину a шарнірної опори, показаної на рисунку 10.5, можна визначити, як:

$$a = a_1 + a_2 + a_3 + \sqrt{\Delta a_2^2 + \Delta a_3^2}, \tag{10.3}$$

- де a_1 – довжина нетто опори відносно напружень на опорі;
 $a_1 = F_{Ed} / (b_1 f_{Rd})$, але не менше ніж мінімальні величини за таблицею 10.2;
- F_{Ed} – розрахункове значення опорної реакції;
- b_1 – ширина нетто опори (10.1.7.1.2);
- f_{Rd} – розрахункове значення опору опори (10.1.7.1.2);
- a_2 – відстань, що вважається неробочою за межами зовнішнього кінця елемента, який обпирається (рисунок 10.5 і таблиця 10.3);
- a_3 – ця ж відстань для опорного елемента (рисунок 10.5 і таблиця 10.4);
- Δa_2 – допустимі відхилення відстані між опорними елементами (таблиця 10.5);
- Δa_3 – допустимі відхилення довжини елемента, що обпирається, $\Delta a_3 = l_n / 2500$,
 l_n – довжина елемента

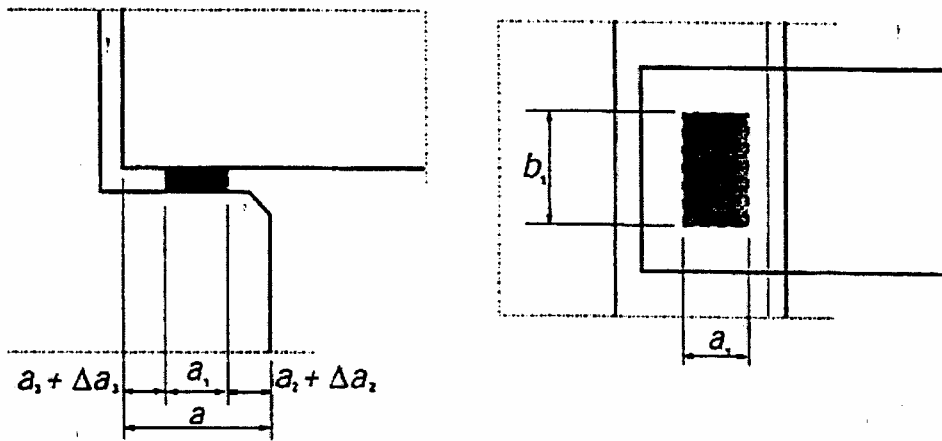


Рисунок 10.5 – Приклади опор з позначками величин

Таблиця 10.2 – Мінімальне значення a_1 , мм

Відносні напруження на опорі σ_{Ed} / f_{cd}	$\leq 0,15$	0,15 ... 0,4	$> 0,4$
Лінійне обпирання (перекриття, покриття)	25	30	40
Рибисті перекриття і прогони	55	70	80
Зосереджене обпирання (балки)	90	110	140

Таблиця 10.3 – Неробоча відстань a_2 , мм, від зовнішнього кінця опорного елемента

Матеріал опори	Вид обпирання	Відносне напруження σ_{Ed} / f_{cd}		
		$\leq 0,15$	$0,15 \dots 0,4$	$> 0,4$
Сталь	лінійне	0	0	10
	зосереджене	5	10	15
Залізобетон \geq C30	лінійне	5	10	15
	зосереджене	10	15	20
Звичайний бетон та залізобетон $<$ C30	лінійне	10	15	25
	зосереджене	20	25	35
Кам'яна кладка	лінійне	10	15	(–)
	зосереджене	20	25	(–)

Примітка. При позначенні (–) необхідно застосовувати бетонну подушку.

Таблиця 10.4 – Відстань a_3 , мм, що вважається неробочою за зовнішнім кінцем елемента, що обпирається

Конструювання арматури	Обпирання	
	Лінійне	Зосереджене
Нерозривні стрижні за опору (защемлені або без защемлення)	0	0
Прямі стрижні, горизонтально загнуті петлі, близько до кінця елемента	5	15, але не менше ніж захисний шар на кінці
Пучки або прямі стрижні, виведені на кінці елемента	5	15
Арматура з вертикально загнутою петлею	15	Захисний шар на кінці + радіус загинання

Таблиця 10.5 – Допуск Δa_2 на відхилення відстані у чистоті між гранями опор (l – довжина прольоту)

Матеріал опори	Δa_2 , мм
Сталь або збірний залізобетон	$10 \leq l / 1200 \leq 30$
Кам'яна кладка або монолітний бетон	$15 \leq l / 1200 + 5 \leq 40$

10.1.7.1.2 За відсутності інших специфікацій можна використовувати наступні величини міцності опор:

$$f_{Rd} = 0,4f_{cd} \text{ при з'єднанні "насухо";}$$

$$f_{Rd} = f_{bed} \leq 0,85f_{cd} \text{ для всіх інших випадків,}$$

де f_{cd} – найменший із розрахункових опорів опорного елемента та елемента, що обпирається;

f_{bed} – розрахунковий опір матеріалу вирівнювального шару.

10.1.7.1.3 Якщо виконуються заходи для отримання рівномірного розподілу опорного тиску, наприклад, розчином, підкладкою із неопрену або схожого матеріалу, розрахункову ширину b_1 можна приймати такою, що дорівнює фактичній ширині обпирання. В іншому разі, за відсутності більш точного визначення, b_1 не повинна перевищувати 600 мм.

10.1.8 Фундаменти стаканного типу

10.1.8.1 Стакани зі з'єднанням на шпонках

10.1.8.1.1 Можна вважати, що стакани з улаштованими нерівними заглибленнями або шпонками працюють із колоною як одне ціле.

10.1.8.1.2 За наявності вертикального розтягу внаслідок передачі моменту необхідно особливо ретельно конструювати напуски арматури колон і фундаментів зі шпонками, враховуючи розділення стрижнів з напуском. Довжину напуску згідно з 7.3.1 необхідно збільшувати, щонайменше, на величину горизонтальної відстані між стрижнями у колоні і фундаменті (рисунок 10.6а). Потрібно передбачати відповідне горизонтальне армування для з'єднання напуском.

10.1.8.1.3 Розрахунок на зсув при продавлюванні необхідно виконувати як для монолітних з'єднань колона/фундамент згідно з 4.8, як показано на рисунку 10.6а, при здійсненні перевірки на передачу зсуву між колоною і фундаментом. В іншому випадку розрахунок на зсув при продавлюванні необхідно виконувати як для стаканів з гладкими поверхнями.

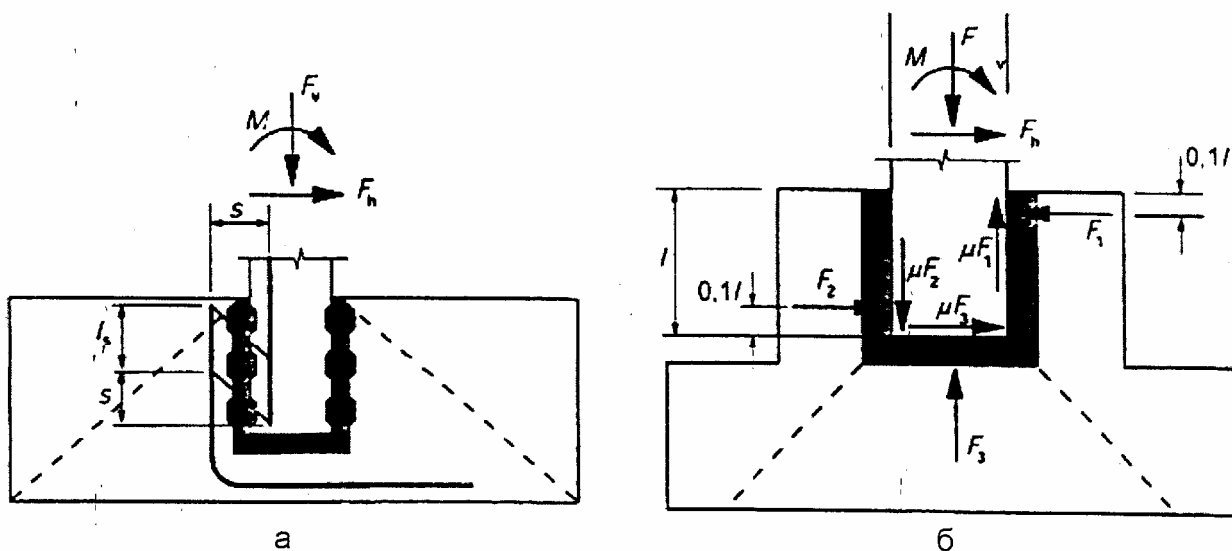
10.1.8.2 Стакани із гладкими поверхнями

10.1.8.2.1 Допускається, що сили і моменти передаються від колони на фундамент через зусилля стиску F_1 , F_2 та F_3 через бетон замонолічування і відповідні сили тертя, як показано на рисунку 10.6б. Для цієї моделі необхідно, щоб $l \geq 1,2h$.

10.1.8.2.2 Коефіцієнт тертя не повинен прийматись більше ніж $\mu = 0,3$.

10.1.8.2.3 Особливу увагу слід звернути на:

- конструювання арматури для F_1 у верхній частині стінок стакану;
- передачу F_1 вдовж бокових стінок на фундаменти;
- анкерування основної арматури у колоні та стінках стакану;
- опір продавлюванню плити фундаменту від дії зусиль у колоні, при розрахунку якого доцільно враховувати фактор наявності монолітного бетону, заповненого під збірним елементом на майданчику.



а – із з'єднувальними поверхнями на шпонках; б – із гладкими поверхнями з'єднання

Рисунок 10.6 – Фундаменти стаканного типу

ДОДАТОК А
(довідковий)

**АЛГОРИТМ РОЗВ'ЯЗАННЯ СИСТЕМИ НЕЛІНІЙНИХ РІВНЯНЬ РІВНОВАГИ
ЗАЛІЗОБЕТОННОГО РОЗРАХУНКОВОГО ПЕРЕРІЗУ ЗА ДЕФОРМАЦІЙНИМ МЕТОДОМ**

З точки зору реалізації деформаційного методу тип нормального перерізу (рисунки 4.1– 4.5) не має значення, але для спрощення викладок розглянемо прямокутний переріз. Як більш загальний випадок алгоритм розрахунку наведено для позacentрово стиснутого елемента, оскільки необхідно розглянути дві форми рівноваги (рисунок 4.1).

Для розв'язання задачі необхідно мати такі вихідні дані: параметри перерізу b , h ; початковий ексцентриситет прикладення навантаження e_0 ; параметри діаграми деформування бетону f_{cd} , E_{cd} , $\sigma_{cu}(\beta)$, ε_{cu1} або ε_{cu3} , ε_{c1} (ці параметри можна взяти безпосередньо з таблиці 3.1 ДБН В.2.6-98; коефіцієнти полінома (3.5 ДБН В.2.6-98) a_k з додатка Д ДБН В.2.6-98; параметри армування (причому кількість шарів армування не обмежується, вона обмежується тільки технологічними вимогами) R_{si} , E_{si} , A_{si} ; відстань від верхньої (найбільш стиснутої) грані перерізу до i -го шару армування (в разі розташування в одному шарі арматури з різними фізико-механічними характеристиками їх розглядають окремо при одній і тій же відстані від грані перерізу) z_{si} ; початкові (викликані попереднім напруженням, усадкою чи іншими чинниками, за необхідності) деформації в i -му стержні арматури $\varepsilon_{si,0}$.

При визначенні напружено-деформованого стану перерізу задача може розв'язуватись у трьох постановках:

- 1) при заданих зусиллях N та M необхідно визначити кривизну в перерізі \varkappa і деформації ε ;
- 2) при заданих величинах кривизни в перерізі і діючого в ньому осьового зусилля N визначити величину згинального моменту M ;
- 3) необхідно побудувати повну криву стану перерізу аж до руйнування бетону.

Перша і третя з названих задач розв'язується за таким алгоритмом.

1. На першому кроці розрахунку задаються величини деформацій $\varepsilon_{c(1)} = \Delta\varepsilon_{c(1)}^{(0)}$ та $\varepsilon_{c(2)}^{(0)} = 0$, причому на перших кроках підрахунків рекомендується $\Delta\varepsilon_{c(1)}^{(0)}$ приймати таким, що дорівнює $0,1 \varepsilon_{cu1}$ або $0,1 \varepsilon_{cu3}$.

2. Підраховують величини $\varkappa = \frac{1}{r} = \frac{(\varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{c(2)})}{h}$; $\gamma = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}}$; $x_1 = \varepsilon_{c(1)} / \varkappa$; σ_{si} . Напруження σ_{si} розраховують за 3.2.1.11 та 3.2.2.12, де $\varepsilon_{si} = \varkappa(x_1 - z_{si}) + \varepsilon_{si,0}$.

3. Визначають зусилля в перерізі за формулою для першої форми рівноваги (4.1).

4. Визначену величину зусилля N та інші параметри підставляють у рівняння рівноваги (4.2). За результатами розв'язання рівняння (4.2) можлива реалізація двох випадків:

- ліва частина більша за нуль. Це свідчить про наявність рівноваги першої форми (рисунок 4.1), тобто весь переріз стиснутий;
- ліва частина менша за нуль. Це свідчить про наявність другої форми рівноваги (рисунок 4.1), тобто частина перерізу розтягнута.

5. При реалізації першої форми рівноваги необхідно:

- а) визначити нову величину деформацій на менш стиснутій грані:

$$\varepsilon_{c(2)}^{(1)} = \varepsilon_{c(2)}^{(0)} + \Delta\varepsilon_{c(2)}.$$

при цьому на першому кроці (циклі) рекомендується приймати

$$\Delta\varepsilon_{c(2)} = 0,01\varepsilon_{cu1};$$

б) перевірити рівняння рівноваги (4.2), виконавши пункти 2, 4 алгоритму, і якщо ліва частина залишилась більшою за нуль, ще раз збільшити деформацію $\varepsilon_{c(2)}$ на величину $\Delta\varepsilon_{c(2)}$, тобто прийняти $\varepsilon_{c(2)}^{(2)} = \varepsilon_{c(2)}^{(1)} + \Delta\varepsilon_{c(2)} = \varepsilon_{c(2)}^{(0)} + 2\Delta\varepsilon_{c(2)}$;

в) покрокове збільшення деформації на менш стиснутій грані перерізу виконувати доти, доки ліва частина рівняння (4.2) не змінить знак.

6. Після зміни знака рівняння рівноваги (4.2) оцінюють точність розв'язку, яку вважають достатньою при значенні

$$\Delta\varepsilon_{c(2)} = 0,02\varepsilon_{cu1}.$$

7. У разі, коли точність розв'язку недостатня, визначають нову величину деформації, повертаючись кроком назад:

$$\varepsilon_{c(2)}^{(k+1)} = \varepsilon_{c(2)}^{(k)} - \Delta\varepsilon_{c(2)}^{(k+1)}$$

і призначають нову величину приросту деформацій:

$$\Delta\varepsilon_{c(2)}^{(k+1)} = 0,01\Delta\varepsilon_{c(2)}^{(k)}.$$

Далі виконують обчислення за а), б), в) доти, доки не буде досягнута достатня (задана) точність виконання умови (4.2) після m ітерацій:

$$\varepsilon_{c(2)}^{(m)} = \varepsilon_{c(2)}^{(m-1)} + \Delta\varepsilon_{c(2)}^{(m)}.$$

Після досягнення заданої точності розв'язку будемо мати першу точку на діаграмі стану перерізу.

8. Для отримання наступних точок діаграми стану перерізу необхідно збільшити деформації на більш стиснутій грані, тобто

$$\varepsilon_{c(1)}^{(k)} = \varepsilon_{c(1)}^{(k-1)} + \Delta\varepsilon_{c(1)},$$

і виконати дії відповідно до 2-7, зберігаючи на першій ітерації величину деформації на менш стиснутій грані, яка отримана на попередньому кроці розрахунку.

Як правило, при значенні $\Delta\varepsilon_{c(1)} = 0,1\varepsilon_{cu1}$ отримують результати з достатньою точністю, але якщо необхідно отримати результати з більшою точністю, можна використати дрібніші значення $\Delta\varepsilon_{c(1)}$. У будь-якому разі, при значеннях $\Delta\varepsilon_{c(1)} < 0,05\varepsilon_{cu1}$ точність розв'язку практично не покращується.

9. При реалізації другої форми рівноваги (рисунок 4.1), тобто коли ліва частина менша за нуль, операції з визначення міцності перерізу виконують у тій же послідовності, що і в 5-8, але починаючи з першого кроку, змінюють напрям пошуку рішення.

10. Зберігаючи значення деформацій $\varepsilon_{c(1)} = \Delta\varepsilon_{c(1)}$, задають деформації на розтягнутій грані перерізу:

$$\varepsilon_{c(2)}^{(1)} = \varepsilon_{c(2)}^{(0)} + \Delta\varepsilon_{c(2)}$$

з величиною зменшення деформації

$$\Delta\varepsilon_{c(2)} = -0,1\varepsilon_{cu1}.$$

11. При заданих деформаціях визначають зусилля, яке може сприймати переріз, за формулою (4.3).

12. Визначені зусилля N , кривизну κ та висоту стиснутої зони x_1 підставляють у рівняння рівноваги (4.4).

13. У рівнянні (4.5) величина $e = \eta(x_1 - y + e_0)$, де y – відстань від найбільш стиснутої грані до центра ваги перерізу; η – коефіцієнт, який враховує гнучкість стиснутого елемента.

Аналогічно рішенням 5-7 розрахунки рівняння (4.4) повторюють доти, доки не буде досягнута достатня точність. Достатньою точністю розв'язку рівняння (4.4) слід вважати значення зменшення деформацій:

$$\Delta \varepsilon_{c(2)} = -0,02 \varepsilon_{cu1}.$$

Таким чином, буде отримана перша точка на діаграмі стану перерізу.

14. Для отримання наступних точок діаграми стану перерізу необхідно збільшити деформації на більш стиснутій грані, тобто

$$\varepsilon_{c(1)}^{(k)} = \varepsilon_{c(1)}^{(k-1)} + \Delta \varepsilon_{c(1)},$$

і виконати дії відповідно до 9-12, зберігаючи на першій ітерації величину деформації на розтягнутій грані, яка отримана на попередньому кроці розрахунку.

Як правило, при значенні $\Delta \varepsilon_{c(1)} = 0,1 \varepsilon_{cu1}$ отримують результати з достатньою точністю, але якщо необхідно отримати результати з більшою точністю, можна використати дрібніші значення $\Delta \varepsilon_{c(1)}$. У будь-якому разі при значеннях $\Delta \varepsilon_{c(1)} < 0,05 \varepsilon_{cu1}$ точність розв'язку практично не покращується.

15. Величина N , яка відповідає максимуму на діаграмі стану перерізу $N - \varepsilon_{c(1)}$ або величині при досягненні деформаціями стиснутої грані своїх граничних деформацій ε_{cu1} , і буде величиною несучої здатності залізобетонного перерізу при даних значеннях параметрів бетону, гнучкості та ексцентриситету прикладення навантаження.

За необхідності величина моменту, який при цьому сприймається перерізом, в загальноприйнятій системі координат може бути отримана за формулою

$$M = N e_0.$$

Тут наведено найпростіший метод розв'язання системи нелінійних рівнянь підбором – метод послідовних наближень, але можна використати й інші методи, наприклад, метод половинного ділення.

Наведений алгоритм та формули для різної форми перерізів реалізовані в прикладних програмах для персонального комп'ютера. Останнє дозволяє не тільки виконувати розрахунки реальних конструкцій, а й досліджувати поведінку залізобетонних елементів при різних впливах.

Код УКНД 91.080.40

Ключові слова: бетонні та залізобетонні конструкції; характеристичні і розрахункові значення міцнісних та деформаційних характеристик бетону; вимоги до арматури; розрахунок бетонних та залізобетонних елементів за несучою здатністю, утворенням тріщин та деформаціями; захист конструкцій від несприятливих дій навколишнього середовища

Редактор – А.О.Луковська
Комп'ютерна верстка – В.Б.Чукашкіна

Формат 60x84¹/₈. Папір офсетний. Гарнітура "Arial".
Друк офсетний.

Державне підприємство "Укрархбудінформ".
вул. М. Кривоноса, 2А, корп. 3, м. Київ-37, 03037, Україна.
Тел. 249-36-62

Свідоцтво про внесення суб'єкта видавничої справи до державного реєстру видавців
ДК № 690 від 27.11.2001 р.