



НАЦІОНАЛЬНИЙ СТАНДАРТ УКРАЇНИ

**РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ
ЗГИНАЛЬНИХ І СТИСНУТИХ ЕЛЕМЕНТІВ
СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ
БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД**

ДСТУ Б В.2.6-
XXX:XXXX

(Проект, перша редакція)

ВСТУП

У цьому стандарті наведені основні правила, методи розрахунку та конструювання згинальних і стиснутих елементів сталезалізобетонних конструкцій будинків, будівель та споруд, які забезпечують виконання основних вимог ДБН В.2.6-160 щодо забезпечення несучої здатності, придатності до експлуатації, надійності та здатності конструкцій зберігати необхідні експлуатаційні якості протягом усього строку служби.

У цьому стандарті використана класифікація міцності бетону на стиск відповідно до ДСТУ Б В.2.7-176; класифікація арматурного прокату відповідно до ДСТУ 3760, ГОСТ 10884.

У цьому стандарті терміни та визначення понять, позначки та одиниці фізичних величин прийняті відповідно до ДБН В.2.6-160.

НАЦІОНАЛЬНИЙ СТАНДАРТ УКРАЇНИ

РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ ЗГИНАЛЬНИХ І СТИСНУТИХ ЕЛЕМЕНТІВ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД

РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ИЗГИБАЕМЫХ И СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

CALCULATION AND DESIGN FLEXING AND COMPRESSION MEMBERS COMPOSITE STRUCTURES OF BUILDINGS AND FACILITIES

1 СФЕРА ЗАСТОСУВАННЯ

1.1 Цей стандарт поширюється на проектування сталезалізобетонних конструкцій будинків, будівель та споруд, виготовлених з важкого конструкційного бетону класів міцності на стиск від C8/10 до C50/60, які експлуатуються в кліматичних умовах України, в неагресивному середовищі.

1.2 Сталезалізобетонні конструкції повинні задовольняти основним вимогам безпеки, які визначені у Технічному регламенті будівельних виробів, будівель і споруд, ДБН В.2.6-163, ДБН В.1.2-14 та ДБН В.1.2-7. Для забезпечення вимог безпеки конструкції повинні мати такі початкові властивості, щоб з необхідним ступенем надійності для різних розрахункових ситуацій у процесі будівництва і експлуатації будівель та споруд була виключена можливість руйнування будь-якого характеру або порушення експлуатаційної придатності, пов'язаного із спричиненням шкоди для життя або здоров'я людини, майна або навколишнього середовища.

1.3 Сталезалізобетонні конструкції повинні бути забезпеченими з необхідною надійністю від виникнення всіх видів граничних станів розрахунками, вибором показників якості матеріалів, призначенням розмірів та конструюванням згідно з вказівками цього стандарту. При цьому повинні бути виконані вимоги щодо вогнестійкості, визначені у ДБН В.1.1-7, ДБН В.1.2-7, та технології виготовлення конструкцій і витримані вимоги щодо експлуатації будинків та споруд, а також вимоги щодо екології, які регламентуються відповідними нормативними документами.

1.4 Цей стандарт не поширюється на розрахунок та проектування вогнестійкості конструкцій. Розрахунок сталезалізобетонних конструкцій на вогнестійкість на відповідність нормативним значенням, регламентованим у ДБН В.1.1-7, ДБН В.2.2-24, ДБН В.1.2-7 тощо, слід виконувати згідно з чинною нормативно-технічною документацією на проектування вогнестійкості сталезалізобетонних будівельних конструкцій.

1.5 Конструкції розглядаються як залізобетонні або сталеві в разі, коли їх несуча здатність забезпечується тільки залізобетонною або сталевією частинами.

1.6 Розрахунок сталезалізобетонних конструкцій необхідно виконувати за граничними станами згідно з 5.3 ДБН В.2.6-160, 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.

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

1.8 Розрахунки зусиль, напружень та деформацій від зовнішніх навантажень та впливів навколишнього середовища в сталезалізобетонних конструкціях слід визначати 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, арматури і конструкційної сталі та процесів тріщиноутворення за граничним станом, що розглядається.

1.9 При проектуванні елементів сталезалізобетонних конструкцій на вплив зусиль, які виникають при їх підйомі, транспортуванні і монтажі, навантаження від всіх елементів слід приймати з коефіцієнтом динамічності, що дорівнює: 1,60 – при транспортуванні, 1,40 – при підйомі та монтажі. В цьому випадку враховується також коефіцієнт надійності за навантаженням.

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

1.10 Вимоги цього стандарту не поширюються на розрахунок та проектування:

- 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);
- віадуків, мостів, дамб, резервуарів під тиском, прибережних платформ та водозахисних споруд;
- сталезалізобетонних конструкцій аеродромів, атомних станцій.
- конструкцій із фібробетону, дрібнозернистих бетонів та пінобетонних складових, а також конструкцій з бетону з надважкими заповнювачами;
- бетонних і залізобетонних конструкцій, збірно-монолітних конструкцій, а також конструкцій, які піддаються циклічним та динамічним впливам, впливу агресивного середовища.

2 НОРМАТИВНІ ПОСИЛАННЯ

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

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

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 будівель і споруд. Пожежна безпека

ДБН В.1.2-14:2008 Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ

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

ДБН В.2.6-160:2010 Конструкції будинків і споруд. Сталезалізобетонні конструкції. Основні положення

ДБН В.2.6-163:2010 Конструкції будинків і споруд. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу

ДСТУ Б В.1.2-3:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних. Прогини і переміщення. Вимоги проектування

ДСТУ Б В.2.7-176:2008 Будівельні матеріали. Суміші бетонні та бетони. Загальні технічні умови (EN 206-1:2000, NEQ)

ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2:2012 Єврокод 4. Проектування сталезалізобетонних конструкцій. Частина 1-2. Загальні положення. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість (EN 1994-1-2:2005, IDT)

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

ГОСТ 10884-94 Сталь арматурная термомеханически упрочненная для железобетонных конструкций. Технические условия (Сталь арматурна термомеханічно зміцнена для залізобетонних конструкцій. Технічні умови)

3 МАТЕРІАЛИ ДЛЯ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

3.1 Бетон і арматура

3.1.1 Показники якості

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

3.1.1.2 Основні показники якості бетону, які встановлюються при проектуванні, повинні відповідати ДБН В.2.6-98.

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 сталезалізобетонних конструкцій не рекомендується використовувати бетон класу за міцністю на стиск нижче С12/15.

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 відпускнуої міцності бетону в елементах збірних конструкцій необхідно призначати згідно з Технічним регламентом будівельних виробів, будівель і споруд та нормативно-технічною документацією на виріб.

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

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

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

3.1.1.7 Для армування сталезалізобетонних конструкцій слід використовувати арматуру відповідно до ДБН В.2.6-98.

3.1.1.8 Для армування сталезалізобетонних конструкцій слід використовувати:

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

3.1.1.9 Для виготовлення сталезалізобетонних конструкцій, що проектується у відповідності з цим стандартом, використовуються сталеві конструкції з фасонного, сортового, листового, широкополічкового і універсального прокату і холодногнутих профілів.

3.1.1.10 Положення цього стандарту застосовуються для конструкційної сталі з номінальним опором на границі текучості не більше ніж 430 Н/мм^2 .

3.1.2 Міцнісні характеристики бетону і арматури

3.1.2.1 Згідно з ДБН В.2.6-98 базовими міцнісними характеристиками бетону для розрахунку конструкцій є їх характеристичне значення:

- опір бетону на осьовий стиск $f_{ck,prism}$
- 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 таблицею 3.1 ДБН В.2.6-98.

3.1.2.2 Розрахункове значення міцності бетону на стиск згідно з ДБН В.2.6-98 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 ураховує 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 з погодженням з замовником. Рекомендованим є значення $\alpha_{cc} = 1,0$.

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

3.1.2.4 Розрахункове значення міцності бетону на розтяг згідно з ДБН В.2.6-98 визначається як

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

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

α_{ct} – коефіцієнт, що ураховує 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 Основною характеристикою міцності арматури є її характеристичне значення на межі фізичної або умовної текучості (f_{sk} або $f_{0,2k}$), яке, як правило, наводиться у відповідній нормативно-технічній документації на арматуру. При цьому, характеристичні значення опору арматури розтягу f_{sk} для граничних станів першої групи необхідно приймати такими, що дорівнюють найменшим значенням, які регламентовані чинною нормативно-технічною документацією відповідних нормативних документів на арматуру.

3.1.2.6 Розрахункове значення опору арматури розтягу f_{sd} визначається за формулою

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s}, \quad (3.3)$$

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_{sd} , 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.

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

3.1.3 Деформаційні характеристики бетону і арматури

3.1.3.1 Згідно з ДБН В.2.6-98 основними деформаційними характеристиками бетону є:

- граничні відносні деформації бетону при осьовому стиску і розтягу (при однорідному напруженому стані бетону) ε_{cu1} , ε_{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 таблиці 3.1 ДБН В.2.6-98. Значення коефіцієнта поперечної деформації бетону (коефіцієнт Пуассона – коефіцієнт поперечної деформації бетону при рівні напружень в 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:

$$E_c(t, t_0) = \frac{E_{cd}}{1 + \varphi(\infty, t_0)}, \quad (3.4)$$

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 сталезалізобетонних конструкціях, а також може призвести до появи надмірних тріщин, необхідно урахувати вплив усадки та повзучості. Повзучість і усадка бетону залежить 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:

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \times \sigma_c / E_c. \quad (3.5)$$

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 наступним чином:

$$\varphi_k(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \exp[1,5(k_\sigma - 0,45)], \quad (3.6)$$

де $\varphi_k(\infty, t_0)$ – коефіцієнт умовної нелінійної повзучості, що заміняє $\varphi(\infty, t_0)$;

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

σ_c – напруження стиску, а $f_{cm}(t_0)$ – середня міцність бетону на стиск у момент навантаження.

3.1.3.7 У випадку, коли немає більш точних даних, величину граничного коефіцієнта повзучості можна приймати згідно з таблицею 3.1 ДБН В.2.6-98.

3.1.3.8 Згідно з ДБН В.2.6-98 повна деформація усадки складається з двох компонентів: деформація усадки при висиханні та деформація 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 у перші дні після укладки. Внутрішня усадка лінійно залежить від міцності бетону.

Кінцеве значення деформації усадки може бути прийняте за таблицею 3.2 ДБН В.2.6-98 з урахуванням масштабного коефіцієнта згідно з таблицею 3.3.

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 $\gamma_{SH} = 1$.

3.1.3.10 Основними деформаційними характеристикам звичайної арматури, яка використовується в сталезалізобетонних елементах, згідно з ДБН В.2.6-98 є значення:

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

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

$$\varepsilon_{s0} = f_{sd} (f_{sk}) / E_s. \quad (3.7)$$

3.1.3.12 Характеристичні значення опору та деформаційних характеристик арматури наведено в таблиці 3.4 ДБН В.2.6-98.

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

3.1.4 Діаграми механічного стану бетону і арматури

3.1.4.1 Для розрахунку сталезалізобетонних конструкцій використовуються криволінійна і дволінійна діаграми стану бетону, які визначають зв'язок між напруженнями і відносними деформаціями бетону, як це показано на рисунках 3.1 і 3.2 ДБН В.2.6-98.

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

Як правило, для розрахунків статично невизначених конструкцій використовується криволінійна 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 таблиці 3.1 та додатка Д (ДБН В.2.6-98).

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

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

$$\sigma_c = E_{(cd\text{ або }ок)} \times \varepsilon_{c3}; \quad (3.8)$$

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

$$\sigma_c = f_{(cd\text{ або }ок)}.$$

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

- при короткочасній дії навантаження згідно з таблицею 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 $0 \geq -\varepsilon_{ct} > -\varepsilon_{ct3}$

$$\sigma_{ct} = E_{cd} \times -\varepsilon_{ct}; \quad (3.9)$$

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

$$\sigma_{ct} = -f_{ctd}; \quad (3.10)$$

де $-\varepsilon_{ct3} = -f_{ctd} / E_{cd}$, $-\varepsilon_{ctu3} = -2f_{ctd} / E_{cd}$.

3.1.4.5 При розрахунку несучої здатності сталезалізобетонних 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 короточасній дії навантаження.

3.1.4.6 При розрахунку на тріщиноутворення в сталезалізобетонних 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 короточасній дії навантаження.

3.1.4.7 При розрахунку прогинів та переміщень сталезалізобетонних 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 короточасній і тривалій дії навантаження.

3.1.4.8 При розрахунку ширини розкриття тріщин сталезалізобетонних 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 короточасній дії навантаження.

3.1.4.9 При розрахунку сталезалізобетонних елементів в 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 B500 для забезпечення необхідної надійності конструкцій умовно віднесена до арматури, що має фізичну границю текучості.

Діаграми стану арматури при розтягу і стиску приймають однаковими.

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

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

$$\sigma_s = \varepsilon_s \times E_s; \quad (3.11)$$

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

$$\sigma_s = f_{syd} \cdot \quad (3.12)$$

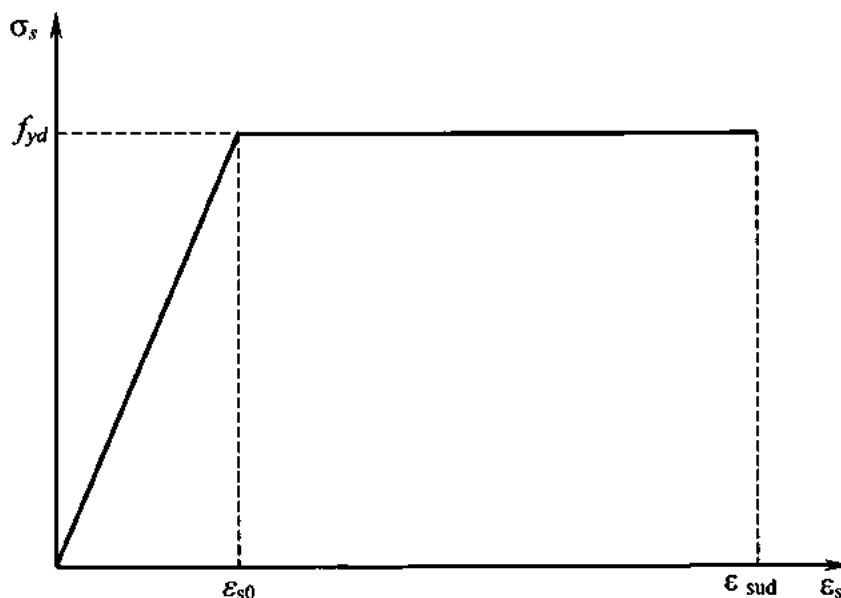


Рисунок 3.1 – Діаграма стану арматури

3.2 Конструкційна сталь

3.2.1 Міцнісні характеристики конструкційної сталі приймаються за ДБН В.2.6-163.

3.2.2 При виборі конструкційної сталі для сталезалізобетонних конструкцій слід враховувати:

- клас відповідальності будівель і споруд згідно з ДБН В.1.2-14;
- призначення конструкцій та елементів;
- можливі наслідки досягнення граничних станів;
- вид напруженого стану (одноосьовий, плоский чи об'ємний, згин, розтяг або стиск).

3.2.3 Вибір сталей для конструкцій слід виконувати згідно з ДБН В.2.6-163.

3.2.4 Пластичні властивості конструкційної сталі залежать від наступних параметрів:

– співвідношення граничного опору на розтяг до номінального опору конструктивної сталі на границі текучості $f_y (f_u/f_y)$;

– видовження при розриві на довжині вимірювання $5,65\sqrt{A_0}$ 5,65 (де A_0 – початкова площа поперечного перерізу);

– граничною деформацією ε_{cu} , яка відповідає граничному опору на розтяг f_u .

3.2.5 Для розрахунку поперечних перерізів сталезалізобетонних конструкцій може використовуватись спрощена діаграма залежності "напруження-деформації" конструкційної сталі (рисунок 3.2).

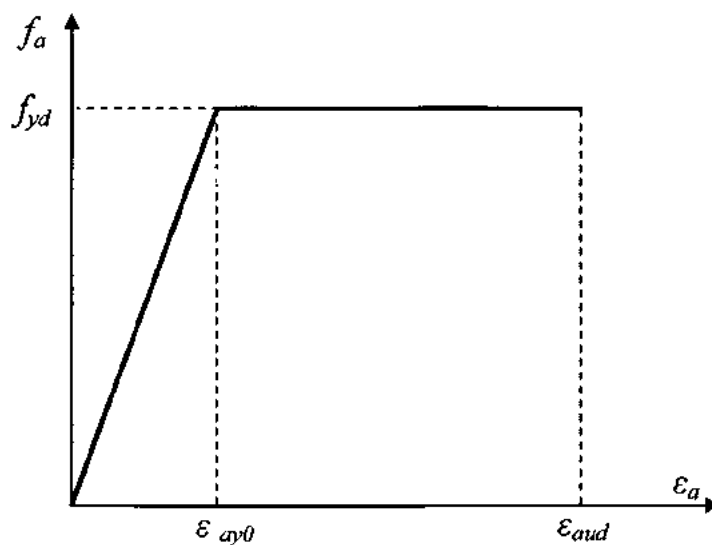


Рисунок 3.2 – Діаграма стану конструкційної арматури

3.2.6 Напруження в конструкційній сталі σ_a визначають в залежності від відносних деформацій ε_a згідно з діаграмою стану за формулами:

при $0 \leq \varepsilon_a < \varepsilon_{a0}$

$$\sigma_a = \varepsilon_a \times E_a; \quad (3.13)$$

при $\varepsilon_{a0} \leq \varepsilon_a \leq \varepsilon_{aud}$

$$\sigma_a = f_{ayd} . \quad (3.14)$$

4 ЗАГАЛЬНІ ПОЛОЖЕННЯ РОЗРАХУНКУ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ЗА ГРАНИЧНИМ СТАНОМ ПЕРШОЇ ГРУПИ

4.1 Класифікація сталезалізобетонних конструкцій

4.1.1 До згинальних сталезалізобетонних конструкцій відносяться, в основному, елементи балкового типу. Визначення сталезалізобетонних балок наведено у 3.4 ДБН В.2.6-160. Характерні типи перерізів показані на рисунку 4.1 для суцільної або комбінованої плити.

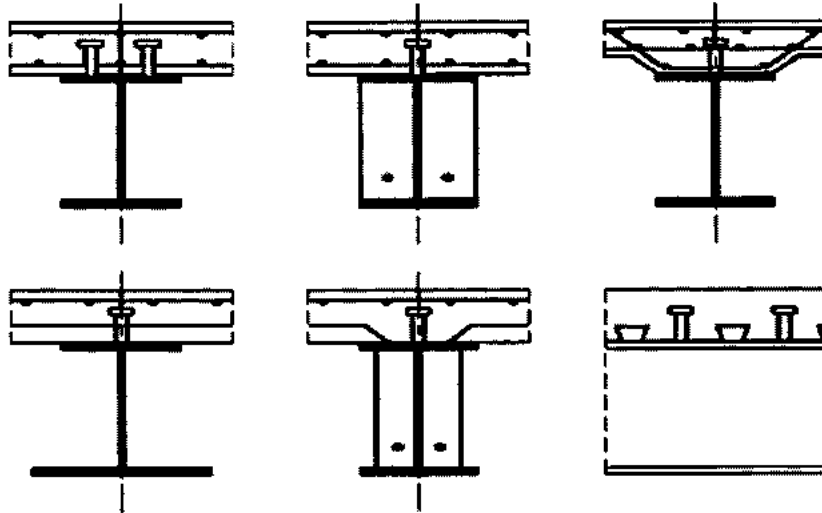


Рисунок 4.1 – Типові поперечні перерізи сталезалізобетонних балок

4.1.2 До стиснутих сталезалізобетонних конструкцій відносяться комбіновані колони з перерізами із монолітного бетону, частково забетонуваних перерізів та заповнених бетоном квадратних, прямокутних і круглих труб. Типові поперечні перерізи стиснутих сталезалізобетонних конструкцій (колон) показані на рисунку 4.2

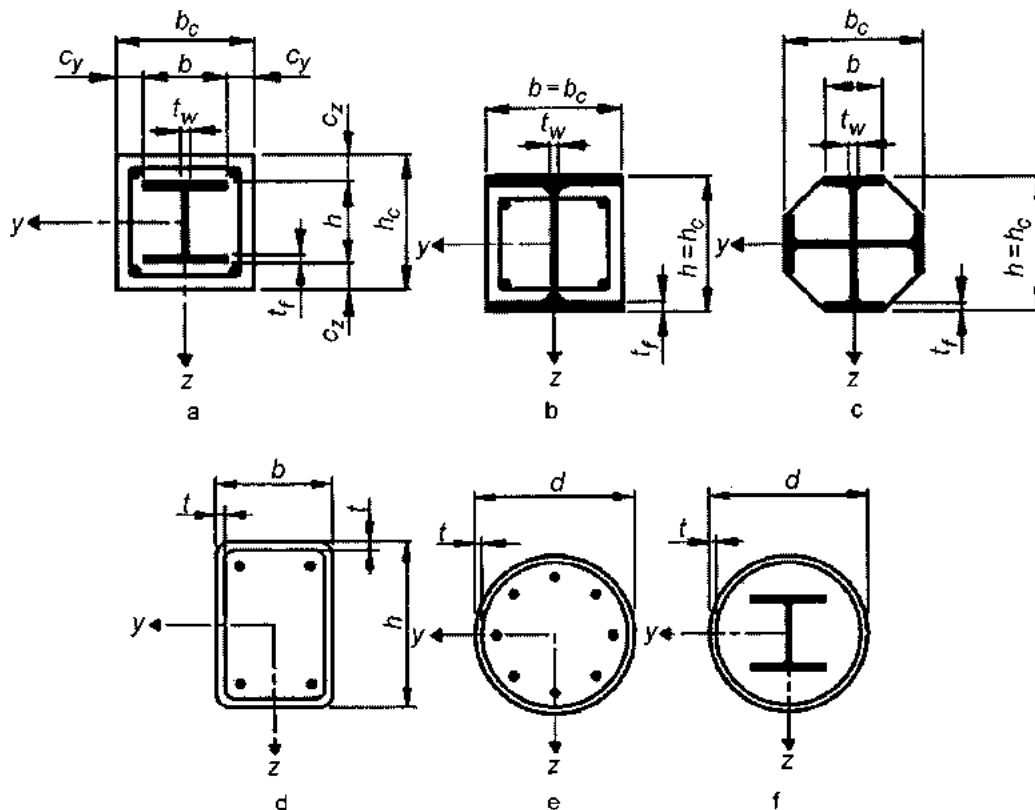


Рисунок 4.2 – Типові перерізи комбінованих колон

4.1.4 Класифікація поперечних перерізів сталевих елементів сталезалізобетонних конструкцій залежить від відношення ширини до товщини частин перерізу, розташованих у його стиснутій зоні.

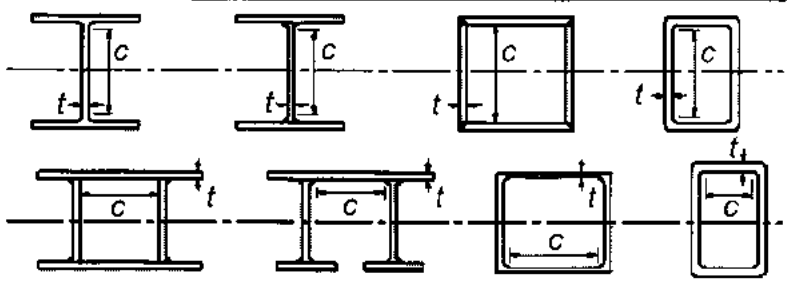
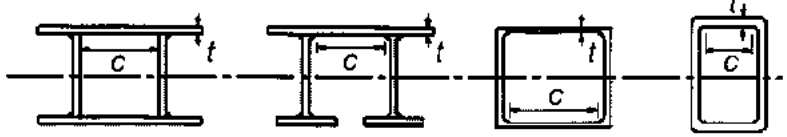
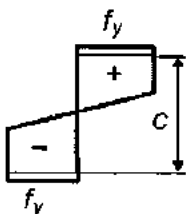
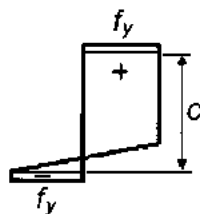
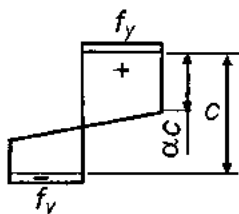
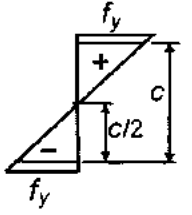
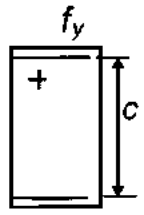
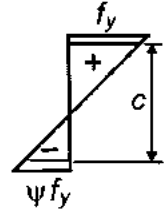
Стиснуті зони включають всі частини поперечного перерізу, які повністю або частково стиснуті під дією розглянутого сполучення навантажень.

Різні стиснуті частини в поперечному перерізі (такі як стінка або полиця) можуть відноситися до різних класів.

Поперечний переріз класифікується за найвищим (найменш сприятливим) класом його стиснутих частин.

4.1.5 Граничні відношення c/t для перерізів класів 1, 2 і 3 слід приймати за таблицею 4.1. Частина перерізу, яка не відповідає граничним відношенням для перерізу класу 3, повинна бути віднесена до перерізу класу 4.

Таблиця 4.1 – Максимальні відносини ширини до товщини для стиснутих частин перерізу

Стиснуті внутрішні частини			
			Вісь згину
			Вісь згину
Клас	Частина, яка знаходиться під дією згину	Частина, яка знаходиться під дією стиску	Частина, яка знаходиться під дією згину та стиску
Розподіл напружень в частинах (стиск додатний)			
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	При $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ При $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	При $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ При $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$
Розподіл напружень в частинах (стиск додатний)			
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	При $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ При $\psi \leq -1^*$: $c/t \leq 62\epsilon \cdot (1 - \psi) \sqrt{-\psi}$

Кінець таблиці 4.1

$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
* $\psi \leq -1$ для тих випадків, коли або стискальне напруження, або деформація розтягу становлять $\varepsilon_y > f_y/E$.						
Звиси полиць						
Прокатні профілі			Зварні профілі			
Клас	Частина, яка знаходиться під дією згину	Частина, яка знаходиться під дією згину та стиску				
		стиск на кінець		розтяг на кінець		
Розподіл напружень в частинах (стиск додатний)						
1	$c/t \leq 9\varepsilon$	$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{a}}$	$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{a}}$	$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{a}}$	$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{a}}$
2	$c/t \leq 10\varepsilon$	$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{a}}$	$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{a}}$	$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{a}}$	$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{a}}$
Розподіл напружень в частинах (стиск додатний)						
3	$c/t \leq 14\varepsilon$	$c/t \leq 21\varepsilon \sqrt{k_\sigma}$ k_σ – коефіцієнт стійкості				
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
Трубчастий переріз						
Клас	Переріз, який знаходиться під дією згину та/або стиску					
1	$d/t \leq 50\varepsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\varepsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\varepsilon^2$					
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ε^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

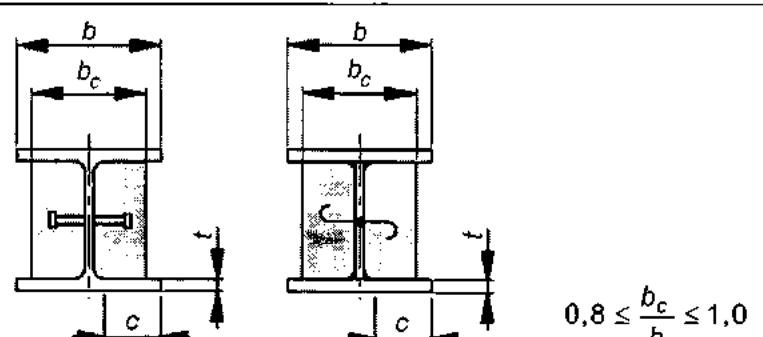

4.2 Класифікація сталезалізобетонних перерізів з забетонуванням сталеві стінки

4.2.1 Виступні сталеві полки комбінованого перерізу з бетонною оболонкою відповідно до 4.1.4 можна кваліфікувати згідно з таблицею 4.2.

4.2.2 Бетонна оболонка стінки перерізу повинна армуватись, механічно з'єднуватись із сталевим перерізом, запобігати втраті стійкості стінки та будь-якої частини стиснутої полиці в напрямку стінки. Можна вважати, що вищенаведені вимоги задовольняються, якщо:

- бетонна оболонка стінки армувана поздовжніми арматурними стрижнями та хомутами і/або зварними сітками;
- виконується умова стосовно відношення b_c/b , наведеного у таблиці 4.2.

Таблиця 4.2 – Класифікація стиснутих сталевих полиць для частково омоноличених перерізів сталеві частини

		
Клас	Тип	Границі
1	(1) прокатна або (2) зварена	$c/t \leq 9\epsilon$
2		$c/t \leq 14\epsilon$
3		$c/t \leq 20\epsilon$

4.3 Передумови розрахунку несучої здатності

4.3.1 В загальному випадку несучу здатність сталезалізобетонних елементів на дію згинальних моментів та поздовжніх сил визначають, виходячи з наступних передумов:

- для розрахункового перерізу вважається справедливою гіпотеза про лінійний розподіл деформацій по його висоті;
- для розрахункового перерізу вважається, що зсувні з'єднання та поперечна арматура бетонної плити забезпечують сумісну роботу плити і сталевому профілю;
- 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 діаграми, яка наведена на рисунку 3.1. При цьому:

а) для арматури при $\epsilon_s \geq \epsilon_{cu}$ напруження $\sigma_s = 0$, тобто вважається, що стався розрив арматури;

б) роботу бетону розтягнутої зони допускається не враховувати, приймаючи при $\epsilon_{ct} \leq 0$ напруження $\sigma_{ct} = 0$; для конструкцій, у яких не допускається утворення тріщин, розрахунок несучої здатності виконують з урахуванням того, що деформації бетону найбільш розтягнутого волокна не повинні перевищувати $\epsilon_{ctu} = -2f_{ctm}/E_{ck}$.

4.3.2 За критерій вичерпання несучої здатності поперечного перерізу приймається:

- втрата рівноваги між внутрішніми та зовнішніми зусиллями (досягнення максимуму на діаграмах "момент-кривизна (прогин)" або "стискальна сила – прогин") – екстремальний критерій;
- руйнування стиснутого бетону при досягненні крайніми стиснутими деформаціями граничних значень (ϵ_{cu1} , ϵ_{cu3} , див. таблицю 3.1 ДБН В.2.6-98) або розрив усіх розтягнутих стрижнів арматури внаслідок досягнення в них граничних деформацій (ϵ_{cu} , див. 3.2.6 ДБН В.2.6-98);

– досягнення крайніми стиснутими/розтягнутими деформаціями сталеві частини поперечного перерізу граничних значень (ϵ_{su} , див 3.2.4).

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

Приймається таке правило знаків: для стиску як бетону, арматури, так і сталеві частини поперечного перерізу знак додатний, для розтягу – від’ємний.

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

5 РОЗРАХУНОК ЗГИНАЛЬНИХ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ ЗА НЕСУЧОЮ ЗДАТНІСТЮ

5.1 Загальний метод розрахунку

5.1.1 Для виконання розрахунку сталеві частини розрахункового перерізу розбивається на m шарів, в межах висоти яких напруження вважаються постійними, а розподіл деформацій по висоті сталеві елемента за лінійним законом.

5.1.2 Відповідно до прийнятих передумов напружено-деформований стан розрахункового перерізу при згині має вигляд, наведений на рисунку 5.1, і описується системою рівнянь:

$$F(N\epsilon_1) = 0; \quad (5.1)$$

$$\Phi(N\epsilon_1) - M = 0. \quad (5.2)$$

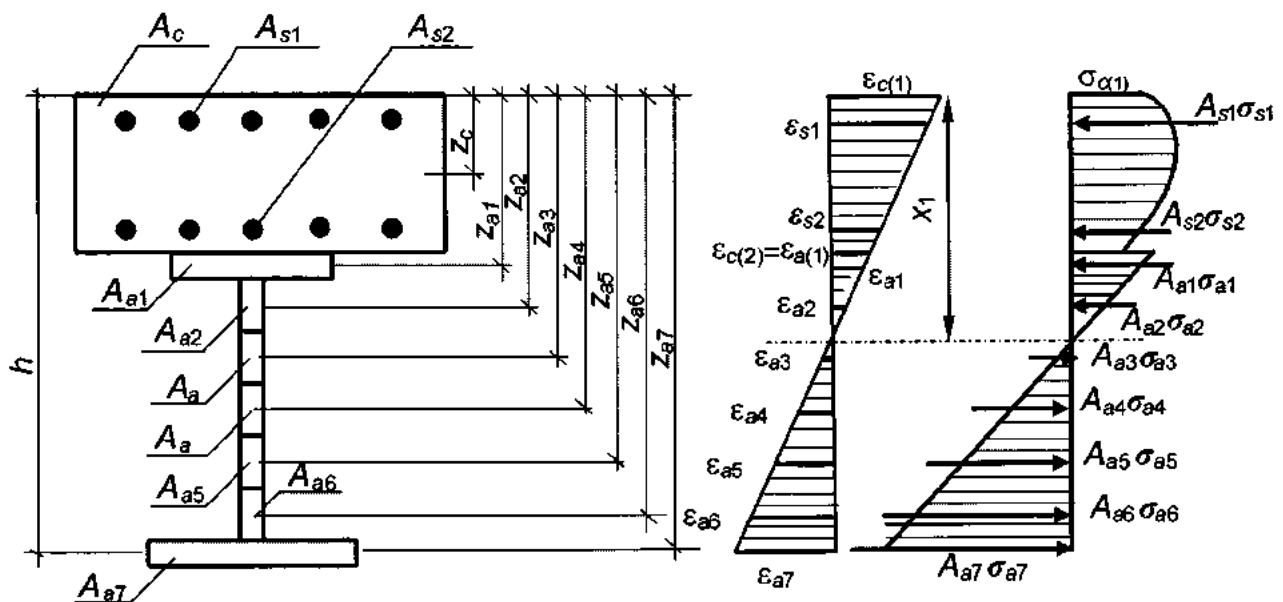


Рисунок 5.1 – Напружено-деформований стан розрахункового перерізу при використанні криволінійної діаграми стану бетону

5.1.3 В загальному вигляді функції $F(N\epsilon_1)$ і $\Phi(N\epsilon_1)$ записуються наступним чином:

$$F(N\epsilon_1) = \int_F \sigma_c(x) dF + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} + \sum_{m=1}^m \sigma_{am} A_{am}; \quad (5.3)$$

$$\Phi(N\epsilon_1) = \int_F \sigma_c(x) x dF + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} z_{si} + \sum_{m=1}^m \sigma_{am} A_{am} z_{am}. \quad (5.4)$$

Після інтегрування і підстановки границь інтегрування одержимо систему нелінійних алгебраїчних рівнянь з невідомими – $\epsilon_{c(1)}$ і N (або $\epsilon_{a(2)}$).

5.1.4 Нелінійна залежність між σ_c і ε_c у бетоні згідно з ДБН В.2.6-98 описується рівняннями:

$$\frac{\sigma_c}{f_{(ck),(cd)}} = \frac{k \eta - \eta^2}{1 + (k-2) \eta}, \quad (5.5)$$

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

ε_{c1} – деформації при максимальних напруженнях згідно з таблицею 3.1 ДБН В.2.6-98, при розрахунку за першою групою граничних станів приймається $\varepsilon_{c1,cd}$ за другою групою граничних станів $\varepsilon_{c1,ck}$.

$k = 1,05 E_{ck} \times \varepsilon_{c1,ck} / f_{ck,prism}$ ($f_{ck,prism}$ – згідно з таблицею 3.1 ДБН В.2.6-98) при розрахунку за другою групою граничних станів і $k = 1,05 E_{cd} \times \varepsilon_{c1,cd} / f_{cd}$ (f_{cd} – згідно з таблицею 3.1 ДБН В.2.6-98) при розрахунку за першою групою граничних станів;

та

$$\sigma_c = f_{(ck),(cd)} \sum_{k=1}^5 a_k \eta^k, \quad (5.6)$$

де a_k – коефіцієнти полінома, які визначаються з використанням параметрів, наведених в таблиці 3.1 ДБН В.2.6-98.

Вирази (5.5) і (5.6) справедливі при $0 < |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{cu1}|$, де ε_{cu1} – номінальні граничні деформації бетону.

5.1.5 Після підстановки формули (5.6) в рівняння (5.3) і (5.4) і інтегрування отримаємо рівняння рівноваги в наступному вигляді:

$$\frac{f_{cd} b_c}{N} \times \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^{k+1} - \varepsilon_{c(2)}^{k+1}}{\varepsilon_{c(1)}^{k+1}} \right) + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} + \sum_{m=1}^l \sigma_{am} A_{am} = 0; \quad (5.7)$$

$$\frac{f_{cd} b_c}{N^2} \times \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^{k+2} - \varepsilon_{c(2)}^{k+2}}{\varepsilon_{c(1)}^{k+2}} \right) + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} (x_1 - z_{si}) + \sum_{m=1}^l \sigma_{am} A_{am} (x_1 - z_{am}) - M_{Ed} = 0. \quad (5.8)$$

У формулах (5.5) – (5.8):

$N = \frac{1}{\rho} = \frac{(\varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{c(2)})}{h}$ – кривизна вигнутої осі в перерізі;

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

$\varepsilon_{a(7)}$ – деформації розтягнутої фібри сталевого профілю;

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

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

$N = N / \varepsilon_{c1}$ – відносна кривизна;

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

z_{am} – відстань m -го шару сталевого профілю від найбільш стиснутої грані перерізу;

M_{Ed} – розрахункове значення зовнішнього згинального моменту.

5.1.6 Напруження в довільному шарі армування і сталевого профілю визначаються за діаграмами деформування арматури і конструкційної сталі згідно з рекомендаціями, які викладені в 3.1.4.10 та 3.2.6, виходячи з того, що деформації визначаються за формулами:

$$- \text{для арматури } \varepsilon_{si} = N(x_1 - z_{si}) + \varepsilon_{si,0}; \quad (5.9)$$

$$- \text{для конструкційної сталі } \varepsilon_{am} = N(x_1 - z_{am}) + \varepsilon_{am,0}, \quad (5.10)$$

де $\varepsilon_{si,0}$ і $\varepsilon_{am,0}$ – початкові (до прикладення зовнішніх зусиль) деформації i -го арматурного стрижня та m -го шару перерізу сталеві частини (обумовлені, наприклад, усадкою бетону).

5.1.7 Системи нелінійних алгебраїчних рівнянь (5.7) і (5.8) з двома невідомими розв'язуються підбором з контролем критеріїв вичерпання несучої здатності на кожному кроці розрахунків. Для оцінки напружено-деформованого стану розрахункового перерізу використовується деформаційний метод.

5.1.8 За результатами розв'язання систем рівнянь (5.7) і (5.8) будуються діаграми "момент – кривизна" для елементів, які зазнають дію згину. Найбільші величини зафіксовані на цих діаграмах і приймаються за несучу здатність. В 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 відрізнятися більше ніж на 5 %.

5.1.9 При використанні спрощеної діаграми деформування бетону (рисунок 3.2 ДБН В.2.6-98) всього може реалізуватися двадцять чотири форми рівноваги перерізу. Однак на практиці найбільш часто зустрічаються дві форми рівноваги (рисунок 5.2).

Для обох форм рівноваги межею існування є умови: $x_1 > h_c$, $\varepsilon_{c3,cd} \leq \varepsilon_{c(1)} \leq \varepsilon_{cu3,cd}$ і $\varepsilon_a \leq \varepsilon_{ay}$ ($\sigma_a = E_a \varepsilon_a$).

5.1.10 Для першої форми рівноваги рівняння рівноваги в розгорнутому вигляді записуються наступним чином:

$$\frac{b_c f_{cd}}{2N} \left(2\varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{c3,cd} - \frac{\varepsilon_{c(2)}^2 E_{cd}}{f_{cd}} \right) + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} + \sum_{m=1}^l \sigma_{am} A_{am} = 0; \quad (5.11)$$

$$\frac{b_c f_{cd}}{N^2} \left(3\varepsilon_{c(1)} \varepsilon_{c3,cd} - 2\varepsilon_{c3,cd}^2 - \frac{\varepsilon_{c(2)}^2 E_{cd}}{f_{cd}} \right) + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} (x_1 - z_{si}) + \sum_{m=1}^l \sigma_{am} A_{am} (x_1 - z_{am}) - M_{Ed} = 0. \quad (5.12)$$

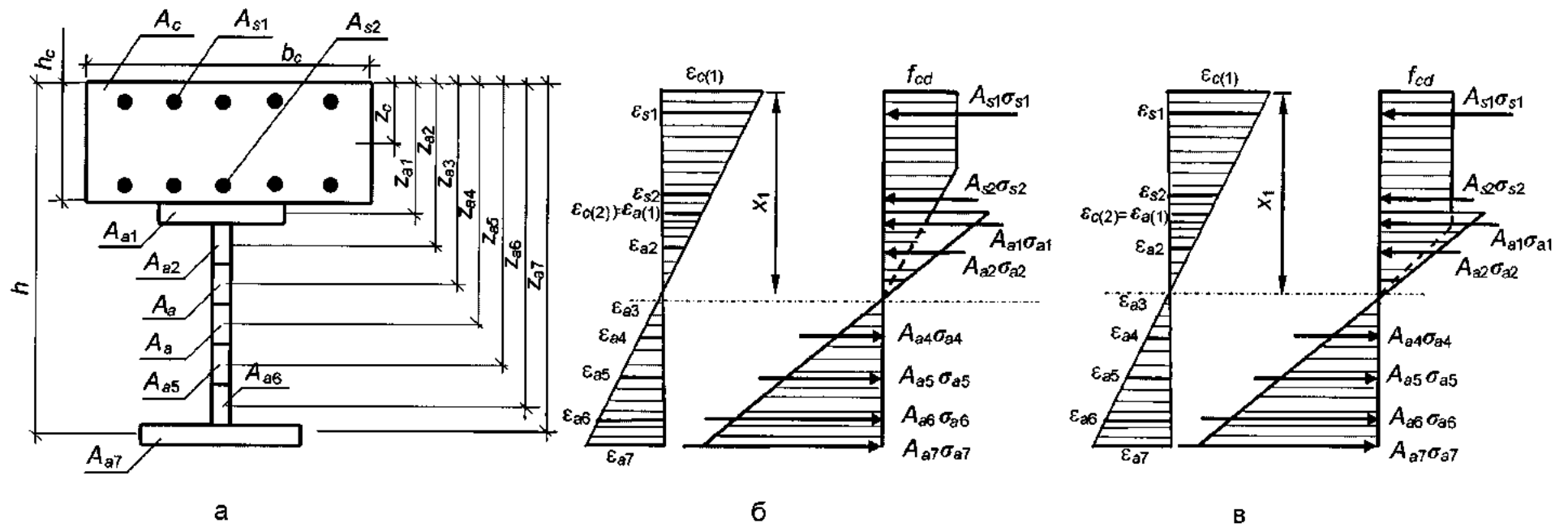
5.1.11 Рівняння рівноваги для другої форми в розгорнутому вигляді записуються наступним чином:

$$b_c h_c f_{aud} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} + \sum_{m=1}^l \sigma_{am} A_{am} = 0; \quad (5.13)$$

$$b_c h_c f_{aud} \left(x_1 - \frac{h_c}{2} \right) + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} (x_1 - z_{si}) + \sum_{m=1}^l \sigma_{am} A_{am} (x_1 - z_{am}) - M_{Ed} = 0. \quad (5.14)$$

5.1.12 Розрахунок за формулами (5.11 – 5.14) виконується аналогічним чином, що і за формулами (5.7 – 5.8) з врахуванням рекомендацій і вимог 5.1.6 – 5.1.8.

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



а – поперечний переріз елемента; б – епюра деформацій і напружень для першої форми рівноваги; в – епюра деформацій і напружень для другої форми рівноваги.

Рисунок 5.2 – Напружено-деформований стан розрахункового перерізу при використанні спрощеної діаграми стану бетону

5.2 Несуча здатність на дію поперечної сили

5.2.1 Підрозділ 5.2 застосовується для сталезалізобетонних балок з прокатними або зварними сталевими профілями з жорсткою стінкою, яка може мати елементи жорсткості.

5.2.2 Несуча здатність на поперечну силу (опір вертикальному зсуву) $V_{pl,Rd}$ повинна прийматись як опір конструктивного сталевих профілю $V_{pl,a,Rd}$, якщо не була визначена величина внеску залізобетонної частини балки.

5.2.3 Розрахункове значення поперечної сили, що діє на переріз сталезалізобетонного елемента V_{Ed} повинно задовольняти наступній умові

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,a,Rd}} \leq 1,0, \quad (5.15)$$

де $V_{pl,a,Rd}$ – розрахункова несуча здатність перерізу сталевих профілю на поперечну силу.

5.2.4 Розрахункова несуча здатність перерізу сталевих профілю сталезалізобетонного елемента на поперечну силу $V_{pl,a,Rd}$ при розрахунку за 3-м типом НДС в сталевій частині перерізу (9.1.1.3 ДБН В.2.6-160) визначається за 4.3.5. При розрахунку за 1-м типом НДС в сталевій частині перерізу (9.1.1.3 ДБН В.2.6-160) $V_{pl,a,Rd}$ визначається за 5.2.7 і 5.2.8.

5.2.5 Розрахункова несуча здатність перерізу сталевих профілю на поперечну силу $V_{pl,a,Rd}$ визначається за формулою

$$V_{pl,a,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{ay}}{\gamma_{M0} \sqrt{3}}, \quad (5.16)$$

де A_v – площа зсуву;

γ_{M0} – коефіцієнт надійності матеріалу сталі (рекомендується приймати $\gamma_{M0} = 1,0$).

5.2.6 Площа зсуву може прийматися наступним чином:

а) для прокатних двотаврових перерізів коли навантаження є паралельним стінці

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r) \times t_f, \text{ але не менше } \eta h_w t_w;$$

б) для прокатних швелерних перерізів, коли навантаження є паралельним стінці

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + r) \times t_f;$$

в) для прокатних таврових перерізів, коли навантаження є паралельним стінці

$$A_v = 0,9 \times (A - bt_f);$$

г) для зварених двотаврових і коробчастих перерізів, коли навантаження є паралельним стінці

$$A_v = \eta \sum (h_w t_w);$$

д) для зварених двотаврових і коробчастих перерізів, коли навантаження є паралельним полицям

$$A_v = A - \sum (h_w t_w);$$

е) для прямокутних замкнутих перерізів з листового прокату постійної товщини:

– навантаження є паралельним висоті перерізу

$$A_v = Ah/(b + h);$$

– навантаження є паралельним ширині перерізу

$$A_v = Ab/(b + h);$$

ж) для круглих замкнутих перерізів з листового прокату і труб постійної товщини

$$A_v = 2A/\pi,$$

де A – площа поперечного перерізу;

- b – ширина перерізу;
- h – висота перерізу;
- h_w – висота стінки;
- r – радіус спряження полиці зі стінкою;
- t_f – товщина полиць;
- t_w – товщина стінки (якщо товщина стінки не постійна, то t_w слід приймати таким, що дорівнює мінімальній товщині)
- η – коефіцієнт площини зсуву (значення можна приймати 1,0)

5.2.7 Для перевірки міцності на поперечну силу в пружній стадії (коли НДС в сталевій частині перерізу відповідає типу 1 п. 9.1.1.3 ДБН В.2.6-160) можна застосовувати наступну умову для критичної точки поперечного перерізу:

$$\frac{\tau_{Ed} \times \gamma_{M0} \sum 3}{f_{ay}} \leq 1,0, \quad (4.17)$$

де τ_{Ed} можна визначати за формулою

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed} \times S}{I t} \leq 1,0, \quad (4.18)$$

- тут V_{Ed} – розрахункове значення поперечної сили;
- S – статичний момент частини перерізу, якій знаходиться під дією поперечної сили відносно центральної осі;
- I – момент інерції поперечного перерізу;
- t – товщина перерізу в розглянутій точці.

5.2.8 Для двотаврових перерізів дотичні напруження в стінці можна приймати

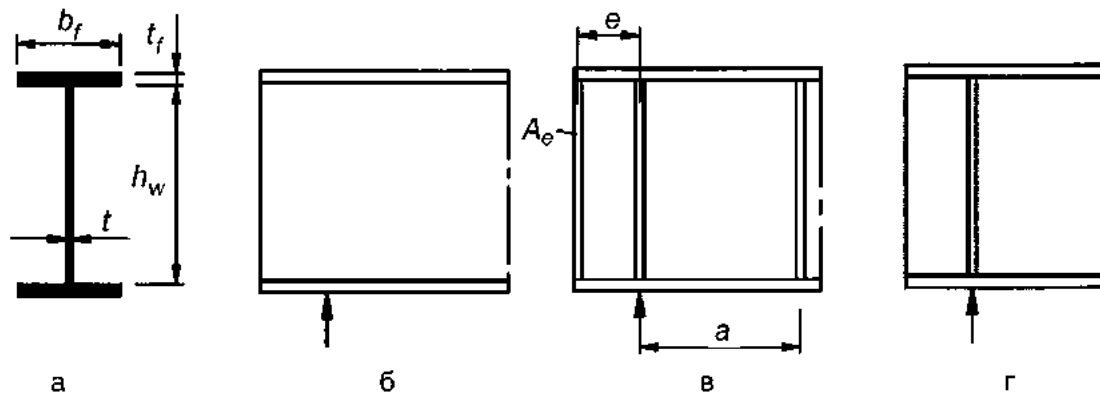
$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w} \text{ якщо } A_f/A_w \geq 0,6, \quad (4.19)$$

- де A_f – площа перерізу однієї полиці;
- A_w – площа поперечного перерізу стінки: $A_w = h_w t_w$.

5.2.9 Несуча здатність на поперечну силу при згині $V_{b,Rd}$ незамоноліченої сталеві стінки визначається за формулою

$$V_{b,Rd} \leq \frac{\eta \times f_{yw} \times h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}}, \quad (4.20)$$

- де γ_{M1} – коефіцієнт надійності матеріалу сталі при розрахунках на стійкість при дії поперечної сили (рекомендоване значення $\gamma_{M1} = 1,0$);
- h_w і t – відповідно висота і товщина стінки (рисунок 5.3);
- η – коефіцієнт, який залежить від міцності сталі. Значення $\eta = 1,20$ рекомендується для сталі міцністю до S460. Для сталі з більшою міцністю рекомендується застосовувати $\eta = 1,0$.



а – параметри поперечного перерізу; б – без елементів жорсткості на опорах; в – з жорсткою опорною частиною; г – з гнучкою опорною частиною

Рисунок 5.3 – Конструктивні рішення опорних частин балок

5.2.10 Якщо поперечна сила V_{Ed} перевищує половину опору вертикальному зсуву V_{Rd} , що дорівнює меншому з $V_{pl,Rd}$ (за формулою (5.15)), або $V_{b,Rd}$ згідно з 5.2.9, то необхідно враховувати її вплив на несучу здатність за моментом.

5.2.11 Для поперечних перерізів класів 1 або 2 вплив вертикального зсуву на опір згину можна враховувати шляхом зниження розрахункового опору сталі $(1-\rho)f_{yd}$ у зоні зсуву, де:

$$\rho = (2V_{Ed}/V_{Rd} - 1)^2, \quad (5.21)$$

де V_{Rd} – відповідний опір вертикальному зсуву, визначений згідно з 5.2.5 або 5.2.8.

5.3 Несуча здатність поперечних перерізів балок будівель при частковому замоноличуванні

5.3.1 Частково замоноличені балки – це балки, у яких сталевий профіль замоноличено залізобетоном і забезпечено зсувні в'язі між бетоном та сталевими компонентами. Типові поперечні перерізи частково замоноличених балок показані на рисунку 5.4.

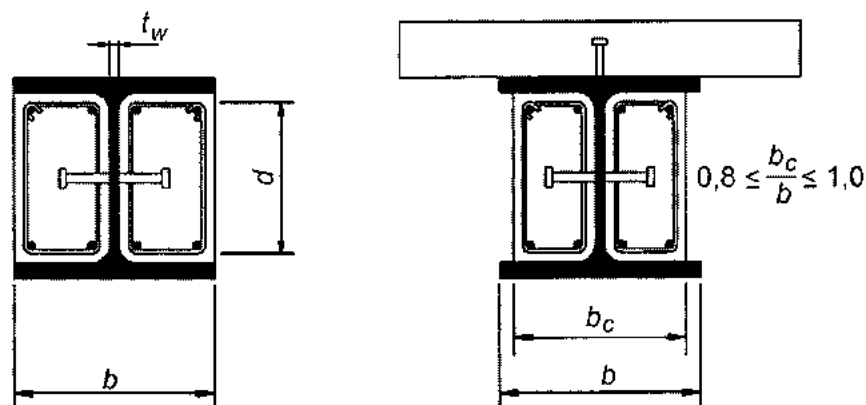


Рисунок 5.4 – Характерні поперечні перерізи частково замоноличених балок

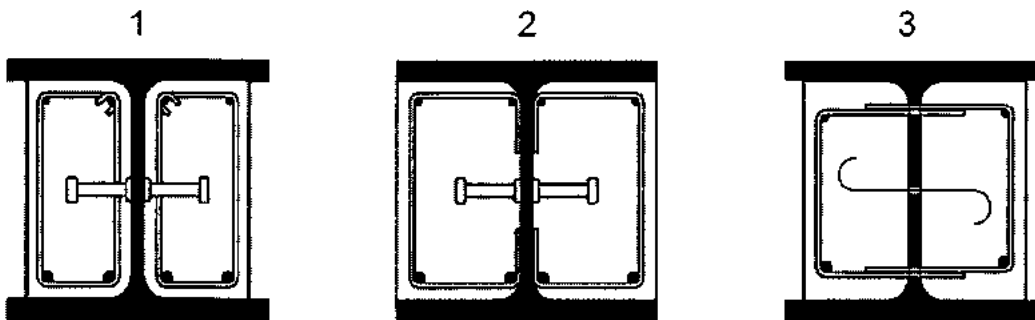
5.3.2 Даний розділ застосовується для частково замоноличених перерізів класів 1 або 2 при забезпеченні умови, що d/t_w більше ніж 124ε.

5.3.3 Повинно бути забезпечено повне з'єднання на зсув між конструктивним сталевим профілем і стінкою заповнення.

5.3.4 Несуча здатність поперечного перерізу при згині визначається за 5.1 з урахуванням в розрахункових залежностях бетону замоноличування. Стиснутою арматурою у бетоні заповнення можна знехтувати.

5.3.5 Визначення розрахункової несучої здатності на зсув $V_{pl,a,Rd}$ конструкційного сталевго профілю повинно здійснюватись згідно з 5.2.

5.3.6 Внесок бетону замоличування у несучу здатність на зсув можна враховувати при визначенні розрахункової несучої здатності поперечних перерізів на зсув, якщо хомути застосовуються згідно з рисунком 5.5. Між залізобетоном та конструктивним сталевим профілем повинно забезпечуватись необхідне з'єднання на зсув. Якщо поперечні хомути залізобетонного наповнення відкриті, то вони повинні приварюватись до стінки рівномічним швом.



1 – замкнуті хомути; 2 – відкриті хомути, приварені до стінки; 3 – хомути, пропущені через стінку

Рисунок 5.5 – Улаштування хомутів

5.3.7 Якщо не застосовується більш точний розрахунок, то вважається, що складові $V_{a,Ed}$ і $V_{c,Ed}$ загального зусилля зсуву V_{Ed} , які діють відповідно на сталевий профіль і залізобетонну стінку замоличування, розподіляються в такому ж співвідношенні, що і внески сталевго профілю і залізобетону замоличування при опорі на згин $M_{pl,Rd}$.

5.3.8 Якщо розрахункове зусилля зсуву $V_{a,Ed}$ перевищує половину розрахункової несучої здатності $V_{pl,a,Rd}$ конструкційного сталевго профілю на вертикальний зсув, то необхідно враховувати його вплив на опір за моментом.

5.4 Втрата стійкості сталезалізобетонних балок при крученні із площини

5.4.1 Загальні положення

Можна вважати, що у з'єднаних з бетоном сталевих полкицях або комбінованих плитах із зсувним з'єднанням згідно з 9.5 ДБН В.2.6-160 поперечна стійкість забезпечується за умови запобігання можливості втрати бетонною плитою поперечної стійкості.

Всі інші стиснуті сталеві полиці повинні перевірятись на поперечну стійкість.

Для сталевих профілів можуть застосовуватись методи на основі зусиль, що діють у поперечному сталезалізобетонному перерізі, з урахуванням впливів від послідовності зведення згідно з 8.4.5.4 ДБН В.2.6-160. Закріплення у рівні з'єднань на зсув бетонної плити можна враховувати як поперечні і пружно-крутні в'язі.

Для комбінованих балок будівель з поперечними перерізами 1, 2 або 3 класу та рівномірним перерізом сталевго профілю можна застосовувати 5.4.2.

5.4.2 Перевірка стійкості на поперечне кручення нерозрізних сталезалізобетонних балок будівель з перерізами 1, 2 і 3 класів

Несучу здатність за стійкістю плоскої форми згину нерозрізних сталезалізобетонних балок, не розкріплених із площини (або сталезалізобетонних по всій довжині ригелів рам), з поперечними перерізами класів 1, 2 або 3 та рівномірним перерізом сталевго профілю необхідно визначати як:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} M_{Rd} , \quad (5.22)$$

де χ_{LT} – коефіцієнт зниження поздовжнього згину від поперечного кручення у залежності від відносної гнучкості $\bar{\lambda}_{LT}$;

M_{Rd} – розрахункова несуча здатність при негативному згинальному моменті, що діє на відповідній проміжній опорі (або у вузлі сполучення балки з колоною).

Значення коефіцієнта зменшення χ_{LT} можна приймати за 5.5.

Для перерізів класів 1 або 2 M_{Rd} необхідно визначати згідно з 5.1. або 5.3 як для частково замонолічених балок, при визначенні f_{yd} з використанням коефіцієнта γ_{M1} (рекомендоване значення $\gamma_{M1} = 1,0$).

Для перерізів класу 3 M_{Rd} необхідно визначати як розрахунковий згинальний момент, що викликає або напруження розтягу f_{sd} в арматурі, або напруження стиску f_{yd} у крайній нижній фібрі сталевого профілю, в залежності, яке менше; f_{yd} необхідно визначати з використанням коефіцієнта γ_{M1} (рекомендоване значення $\gamma_{M1} = 1,0$).

Відносну гнучкість $\bar{\lambda}_{LT}$ можна визначити за виразом:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{Rk}}{M_{cr}}}, \quad (5.23)$$

де M_{Rk} – момент внутрішньої пари комбінованого перерізу з використанням нормативних характеристик матеріалів;

M_{cr} – пружний критичний момент при поздовжньому згині від поперечного кручення, визначений на проміжній опорі відповідного прольоту, в якому діє найбільший позитивний згинальний момент.

Якщо залізобетонна плита також з'єднана з одним або декількома опорними сталевими елементами, приблизно паралельними комбінованій балці, що розглядається і дотримуються умови 5.5 (с), (е) і (f), то визначення пружного критичного моменту може ґрунтуватись на моделі "нерозрізної оберненої U-подібної рами". Як показано на рисунку 9.10 ДБН В.2.6-160, цей метод враховує поперечне переміщення нижньої полиці, спричинене згином сталеві полиці, та поворот верхньої полиці, яка сприймає згин плити.

Для представлення моделі U-подібної рами однією балкою крутна жорсткість k_s на одиницю довжини сталеві балки на рівні верхньої сталеві полиці може прийматись як:

$$k_s = \frac{k_1 k_2}{k_1 + k_2}, \quad (5.24)$$

де k_1 – згинальна жорсткість бетону з тріщинами або комбінованої плити у напрямі, перпендикулярному до сталеві балки, яку можна визначити як:

$$k_1 = \frac{\alpha (EI)_2}{a}, \quad (5.25)$$

де $\alpha = 2$ для k_1 крайньої балки з консоллю або без неї і $\alpha = 3$ для проміжної балки. Для проміжних балок перекриття з чотирма або більше однаковими прольотами можна застосовувати $\alpha = 4$;

a – крок паралельних балок;

$(EI)_2$ – згинальна жорсткість на одиницю довжини бетону з тріщинами або комбінованої плити, яка приймається як найменше значення у середині прольоту з "додатним" згином та значення над опорним сталевим профілем при "від'ємному" згині;

k_2 – згинальна жорсткість сталеві стінки для неомоноліченої сталеві балки, що приймається як:

$$k_2 = \frac{E_a t_w^3}{4 h_s (1 - \nu_a^2)}, \quad (5.26)$$

де ν_a – коефіцієнт Пуассона конструкційної сталі;

h_s і t_w – визначаються за рисунком 9.10 ДБН В.2.6-160.

Для сталевих балок з частковим замонолічуванням згідно з 4.2.2 згинальна жорсткість може враховувати бетон і визначатись як:

$$k_2 = \frac{E_a t_w b_c^2}{16h_s \left(1 + 4 \frac{nt_w}{b_c}\right)}, \quad (5.27)$$

де n – відношення модулів для довготривалих впливів згідно з ДБН В.2.6-98;

b_c – ширина бетонного заповнення, див. рисунок 5.4.

При визначенні M_{cr} у моделі "U-подібної" рами можна враховувати сприятливий вплив крутної жорсткості $G_a I_{af}$ сталевого профілю.

Для частково замоноличених сталевих балок, у яких армування виконано у вигляді відкритих хомутиків, приварених до стінки, або замкненими хомутами, крутну жорсткість бетонного заповнення можна додавати до $G_a I_{af}$ сталевого профілю. Ця додаткова крутна жорсткість повинна визначатись як $G_c I_{cf}/10$, де G_c – модуль зсуву бетону, який можна приймати $0,3E_s/n$ (де n – відношення модулів при довготривалих впливах), а I_{cf} – крутна постійна для бетонного заповнення за припущення, що воно без тріщин, і шириною, яка дорівнює загальній ширині бетонного заповнення.

5.5 Спрощена перевірка балок будівель без прямого розрахунку

Нерозрізні балки (або ригелі каркаса, комбіновані по всій довжині) з перерізами класів 1, 2 або 3 можна проектувати без додаткових поперечних в'язей при виконанні наступних умов:

а) прилеглі прольоти не повинні відрізнятись по довжині більш ніж на 20 % від найменшого прольоту. Виліт консолі не повинен перевищувати прилеглий прольот більш ніж на 15 %;

б) навантаження у кожному прольоті рівномірно розподілене, а розрахункове постійне навантаження перевищує 40 % загального розрахункового навантаження;

в) верхня полиця сталевго елемента з'єднана з залізобетоном або комбінованою плитою зсувними в'язями;

г) та ж плита з'єднана з іншим опорним елементом, приблизно паралельним комбінованій балці, що розглядається, для утворення оберненої U-подібної рами, як показано на рисунку 9.10 ДБН В.2.6-160;

д) якщо плита комбінована, то розглядається її прольот між двома опорними елементами оберненої U-подібної рами;

е) на кожній опорі сталевго елемента його нижня полиця розкріплена у поперечному напрямі, а у стінки забезпечена місцева стійкість. В інших місцях стінка може не мати ребра жорсткості для місцевої стійкості;

ж) якщо в сталезалізобетонному перерізі застосовується сталевий елемент з нормального (IPE) або широкополичного (HE) двотавра з паралельними гранями полиць з незабетонованою стінкою, то його висота h не повинна перевищувати значень, встановлених у таблиці 5.1;

Таблиця 5.1 – Максимальна висота h (мм) незамоноличених сталевих елементів, для яких можна застосовувати 4.4

Сталевий елемент	Номінальний клас сталі			
	S235	S275	S355	S420 і S460
IPE	600	550	400	270
HE	800	700	650	500

к) якщо в сталевому елементі забетонувана тільки стінка згідно з 4.1.4, його висота h не повинна перевищувати значень, встановлених у таблиці 4.3 більше ніж на 200 мм для класів сталі до S355 і на 150 мм – для класів S420 і S460.

5.6 Несуча здатність за стійкістю при згині

Елемент, який згинається щодо головної осі і не розкріплений з площини дії згинального моменту, слід перевіряти на стійкість плоскої форми згину за формулою

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0, \quad (5.28)$$

де M_{Ed} – розрахункове значення моменту при згині;

$M_{b,Rd}$ – розрахункове значення несучої здатності згинального елемента за стійкістю при плоскій формі згину.

Балки з достатнім розкріпленням стислої полиці не втрачають стійкості плоскої форми згину. Крім того, балки певного типу поперечного перерізу, такого як квадратні або круглі замкнутого перерізу з листового прокату постійної товщини, зварні круглі труби або прямокутні коробчасті перерізи, також не схильні до втрати стійкості плоскої форми згину.

Розрахункове значення несучої здатності за стійкістю плоскої форми згину для балок, не розкріплених з площини дії згинального моменту, слід приймати:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}}, \quad (5.29)$$

де W_y – відповідний момент опору перерізу, що приймається наступним чином:

- $W_y = W_{pl,y}$ – для поперечних перерізів класів 1 і 2;
- $W_y = W_{el,y}$ – для поперечних перерізів класу 3;
- $W_y = W_{eff,y}$ – для поперечних перерізів класу 4;

χ_{LT} – понижувальний коефіцієнт при втраті стійкості плоскої форми згину.

В загальному випадку для згинальних елементів постійного поперечного перерізу значення χ_{LT} за відповідної умовної гнучкості $\bar{\lambda}_{LT}$ слід визначати за формулою

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad \text{але } \chi_{LT} \leq 1,0, \quad (5.30)$$

де $\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$,

тут α_{LT} – коефіцієнт, що враховує початкові недосконалості;

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}}; \quad (5.31)$$

M_{cr} – критичний момент втрати стійкості плоскої форми згину в пружній стадії.

При визначенні M_{cr} приймаються геометричні характеристики поперечного перерізу бруто і враховуються умови завантаження, дійсний розподіл моменту і розкріплення з площини дії згинального моменту.

Рекомендовані значення $\bar{\lambda}_{LT}$ наведені в таблиці 5.2.

Таблиця 5.2 – Рекомендовані значення коефіцієнтів, які враховують початкові недосконалості для кривих втрати стійкості плоскої форми згину

Крива втрати стійкості	a	b	c	d
Коефіцієнт α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

Криві втрати стійкості наведені на рисунку 5.6.

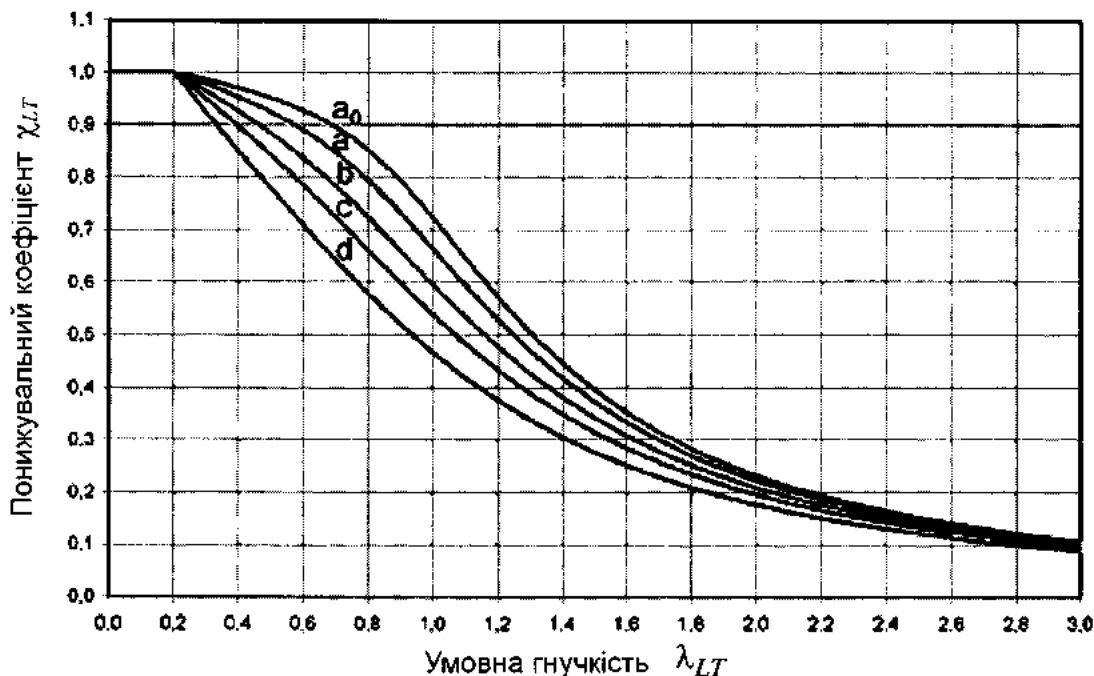


Рисунок 5.6 – Криві втрати стійкості

Рекомендації щодо вибору кривої втрати стійкості наведені в таблиці 5.3.

Таблиця 5.3 – Рекомендовані криві втрати стійкості плоскої форми згину в розрахунках з використанням формули (5.30)

Поперечний переріз	Межі	Крива втрати стійкості
Прокатні двотаврові перерізи	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Зварні двотаврові перерізи	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Інші поперечні перерізи	–	d

Значення понижувального коефіцієнта χ_{LT} за відповідної умовної гнучкості можна визначити за графіком на рисунку 5.6.

За умовної гнучкості $\bar{\lambda}_{LT} \leq \bar{\lambda}_{LT,0}$ або при $\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq \bar{\lambda}_{LT,0}^2$ перевіркою стійкості плоскої форми

вигину можна знехтувати.

Для згинальних прокатних або еквівалентних зварних перерізів значення χ_{LT} для відповідної умовної гнучкості можна визначити за формулою

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}}, \text{ але } \chi_{LT} \leq 1,0, \text{ } \chi_{LT} \leq \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2}, \quad (5.32)$$

де $\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \lambda_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$.

Примітки. Рекомендоване наступне: $\bar{\lambda}_{LT} = 0,4$ (максимальне значення); $\beta = 0,75$ (мінімальне значення).

Рекомендації щодо вибору кривої втрати стійкості наведені в таблиці 5.4.

Таблиця 5.4 – Рекомендації щодо вибору кривої втрати стійкості плоскої форми згину в розрахунках з використанням формули (5.32)

Поперечний переріз	Межі	Крива втрати стійкості
Прокатні двотаврові перерізи	$h/b \leq 2$	<i>b</i>
	$h/b > 2$	<i>c</i>
Зварні двотаврові перерізи	$h/b \leq 2$	<i>c</i>
	$h/b > 2$	<i>d</i>

6 РОЗРАХУНОК СТИСНУТИХ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ ЗА НЕСУЧОЮ ЗДАТНІСТІЮ

6.1 Загальні вказівки

6.1.1 Даний розділ застосовується для проектування сталезалізобетонних колон і комбінованих стиснутих елементів з забетонованими монолітним бетоном перерізами (рисунок 4.2, а), частково забетонованих перерізів (рисунок 4.2, б і с) та заповнених бетоном прямокутних і круглих труб (рисунок 4.2, д–ф).

6.1.2 Даний розділ застосовується для колон і комбінованих стиснутих елементів зі сталі класів S235...S460 та звичайного важкого бетону класів C20/25...C50/60.

6.1.3 Даний розділ застосовується також для окремих колон і сталезалізобетонних стиснутих елементів у каркасах будівель, інші елементи яких є або сталезалізобетонними, або сталевими.

6.1.4 Коефіцієнт внеску сталі повинен задовольняти наступну умову:

$$0,2 \leq \delta \leq 0,9 . \quad (6.1)$$

6.1.5 Коефіцієнт внеску сталі визначається як

$$\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}} , \quad (6.2)$$

де $N_{pl,Rd}$ – несуча здатність на стиск, визначена у 6.2 або 6.3.

A_a – площа поперечного перерізу сталеві частини;

f_{yd} – розрахунковий опір конструктивної сталі на границі текучості.

6.1.6 Сталезалізобетонні колони або стиснуті елементи будь-якого поперечного перерізу повинні перевірятись на:

- несучу здатність елемента;
- місцеву втрату стійкості;
- прикладання навантажень;
- опір на зсув між сталевими та бетонними складовими.

6.1.7 Для комбінованих стиснутих елементів, на які діють згинальні моменти і нормальні зусилля, спричинені незалежними діями, які приводять до збільшення опору, коефіцієнт надійності для цих зовнішніх сил повинен знижуватись на 20 %.

6.1.8 Вплив можливої локальної втрати стійкості сталевого профілю на опір повинен враховуватись у розрахунку

6.1.9 Впливами можливої локальної втрати стійкості можна знехтувати для сталевих профілю, повністю заповненого бетоном згідно з 10.6.2, а для інших типів поперечних перерізів – при забезпеченні умови, що максимальні значення в таблиці 6.1 не перевищуються.

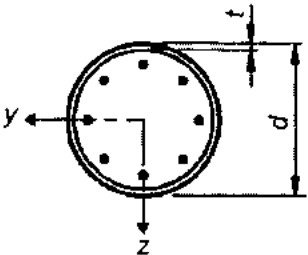
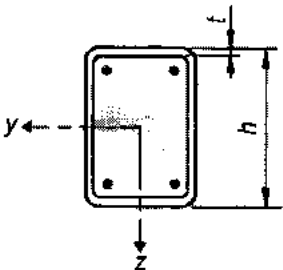
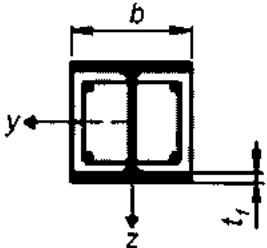
6.1.10 Розрахунок загальної стійкості конструкції повинен враховувати впливи другого порядку включно з початковими напруженнями, геометричними неточностями, місцевою втратою стійкості, тріщинами у бетоні, повзучістю і усадкою бетону і текучістю конструкційної сталі та арматури.

Розрахунок повинен гарантувати, що втрата стійкості не буде мати місце при найбільш несприятливому сполученні дій у граничному стані, і що не буде перевищена міцність окремого поперечного перерізу при дії згину, поздовжньої сили і зсуву.

6.1.11 Впливи другого порядку повинні враховуватись у будь-якому напрямі, де можливе настання руйнування, якщо вони суттєво впливають на стійкість конструкції.

6.1.12 Внутрішні зусилля повинні визначатись із застосуванням деформаційного методу.

Таблиця 6.1 – Максимальні значення (d/t) , (h/t) і (b/t_f) при f_y , Н/мм²

Поперечний переріз	$\max(d/t)$, $\max(h/t)$ і $\max(b/t_f)$
<p>Кругла труба</p> 	$\max(d/t) = 90 \frac{235}{f_y}$
<p>Прямокутна труба</p> 	$\max(h/t) = 52 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
<p>Двотавр з частковим забетонуванням</p> 	$\max(b/t_f) = 44 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

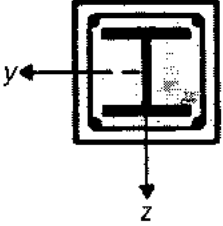
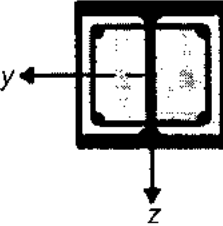
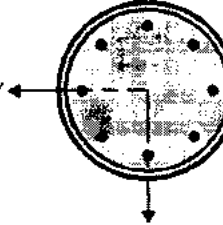
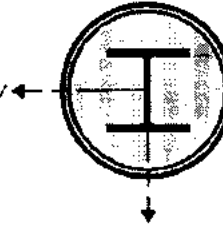
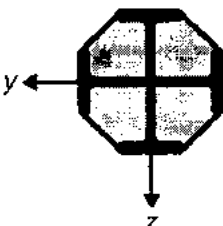
6.1.13 Міцністю бетону на розтяг слід нехтувати. Вплив підвищення жорсткості бетону між тріщинами при розтягу на згинальну жорсткість можна враховувати.

6.1.14 Впливи усадки і повзучості необхідно враховувати, якщо вони можуть суттєво знизити стійкість конструкції.

6.1.15 Для спрощення впливи усадки і повзучості можна не враховувати, якщо зростання згинальних моментів за недеформованою схемою (першого порядку) внаслідок деформацій повзучості та поздовжнього зусилля, викликаного постійними навантаженнями, не перевищують 10 %.

6.1.16 Для спрощення замість впливу початкових напружень і геометричних неточностей можуть використовуватись еквівалентні вигини від неточностей (неточності елемента) згідно з таблицею 6.2 (ρ – коефіцієнт армування A_s/A_c).

Таблиця 6.2 – Криві втрати стійкості і неточності елементів для сталезалізобетонних колон

Поперечний переріз	Обмеження	Напрямок втрати стійкості (осі)	Крива втрати стійкості	Неточності елемента, (L – довжина колони, м)
Повністю забетонований переріз 		$y-y$	b	$L/200$
		$z-z$	c	$L/150$
Частково забетонований переріз 		$y-y$	b	$L/200$
		$z-z$	c	$L/150$
Круглий і прямокутний переріз, заповнений бетоном 	$\rho_s \leq 3\%$	будь-які	a	$L/300$
	$3\% < \rho_s \leq 6\%$	будь-які	b	$L/200$
Круглий і прямокутний переріз із порожнистого сталевого профілю з додатковим двотавром 		$y-y$	b	$L/200$
		$z-z$	b	$L/200$
Переріз, частково заповнений бетоном з перехресних двотаврів 		будь-які	b	$L/200$

6.1.17 Для повністю забетонованого сталевого профілю (рисунок 4.2, а) обмеження максимальної товщини захисного шару бетону, яка може використовуватись у розрахунках, становить:

$$\max c_z = 0,3h, \quad \max c_y = 0,4b$$

6.1.18 Поздовжня арматура, яка може використовуватись у розрахунках, не повинна перевищувати 6 % площі бетону.

6.1.19 Співвідношення висоти до ширини комбінованого перерізу повинно бути в межах 0,2 і 5,0.

6.2 Розрахунок стиснутих сталезалізобетонних елементів прямокутного перерізу за несучою здатністю

6.2.1 Розрахунок несучої здатності виконується згідно з передумовами, які викладені в 4.1.

6.2.2 Розрахунок несучої здатності рекомендується виконувати за допомогою процедури числового інтегрування нормального перерізу по площині з використанням деформаційного методу.

6.2.3 Як і при розрахунку згинальних елементів для виконання розрахунку стиснутих сталезалізобетонних конструкцій сталева частина розрахункового перерізу розбивається на m шарів, в межах висоти яких напруження вважаються постійними, а розподіл деформацій по висоті сталєвого елемента за лінійним законом.

6.2.4 В загальному випадку відповідно до прийнятих передумов при використанні формули (3.5) ДБН 2.6-98 напружено-деформований стан сталезалізобетонного елемента прямокутного перерізу при позацентровому стиску має вигляд, наведений на рисунках 6.1 і 6.2. Положення нейтральної осі і розподіл деформацій визначають з рівнянь рівноваги зовнішніх і внутрішніх зусиль. При цьому може реалізуватись два випадки (дві форми рівноваги перерізу): нейтральна вісь знаходиться за межами (рисунок 6.1) і в межах перерізу (рисунок 6.2).

6.2.5 Для першої форми рівняння рівноваги мають вигляд:

$$\frac{f_{cd} b_c}{\bar{N}} \times \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^{k+1} - \varepsilon_{c(2)}^{k+1}}{\varepsilon_{c(1)}^{k+1}} \right) + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} + \sum_{m=1}^l \sigma_{am} A_{am} - N_{Ed} = 0; \quad (6.3)$$

$$\frac{f_{cd} b_c}{\bar{N}^2} \times \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^{k+2} - \varepsilon_{c(2)}^{k+2}}{\varepsilon_{c(1)}^{k+2}} \right) + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} (x_1 - z_{si}) + \sum_{m=1}^l \sigma_{am} A_{am} (x_1 - z_{am}) - M_{Ed} = 0. \quad (6.4)$$

6.2.6 Для другої форми рівняння рівноваги мають вигляд:

$$\frac{f_{cd} b_c}{\bar{N}} \times \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \gamma^{k+1} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} + \sum_{m=1}^l \sigma_{am} A_{am} - N_{Ed} = 0; \quad (6.5)$$

$$\frac{f_{cd} b_c}{\bar{N}^2} \times \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \gamma^{k+2} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} (x_1 - z_{si}) + \sum_{m=1}^l \sigma_{am} A_{am} (x_1 - z_{am}) - M_{Ed} = 0. \quad (6.6)$$

У формулах (6.3) – (6.6):

$$\bar{N} = \frac{1}{\rho} = \frac{(\varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{c(2)})}{h} - \text{кривизна вигнутої осі в перерізі};$$

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

$\varepsilon_{a(1)}$ – деформації розтягнутої фібри бетону;

$$\gamma = \varepsilon_{c(1)} / \varepsilon_{c(2)};$$

$$x_1 = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\bar{N}} - \text{висота стиснутої зони};$$

$$\bar{N} = \frac{N}{\varepsilon_{c1}} - \text{відносна кривизна};$$

z_{si} – відстань i -го стрижня або прошарку арматури від найбільш стиснутої грані перерізу;
 z_{am} – відстань m -го шару сталевго профілю від найбільш стиснутої грані перерізу;
 N_{Ed} – розрахункове значення зовнішньої нормальної сили;

$$M_{Ed} = N_{Ed} (x_1 - y + e), \quad (6.7)$$

де y – відстань від найбільш стиснутої фібри до центра ваги перерізу;
 e – ексцентриситет прикладення зовнішньої сили щодо центра ваги перерізу, інші позначки наведені на рисунках 6.1 і 6.2.

6.2.7 Напруження в довільному шарі армування і сталевго профілю визначаються згідно з 5.1.6.

6.2.8 Порядок розв'язання рівнянь (6.3) – (6.6) приймається згідно з додатком А.

6.3 Розрахунок стиснутих трубобетонних елементів за несучою здатністю

6.3.1 Відповідно до прийнятих передумов для розрахунку стиснутих трубобетонних елементів прямокутного (прямокутна труба – рисунок 4.2, d) і кругового (рисунок 4.2, e і f) перерізу можуть бути використані як повна, так і спрощена діаграма деформування бетону (рисунки 3.1 і 3.2 ДБН В.2.6-98). Перехід від елюр в бетоні і арматурі до узагальнених зусиль в перерізі виконується за допомогою процедури числового інтегрування нормального перерізу з використанням деформційного методу.

6.3.2 В загальному випадку положення нейтральної осі і розподіл деформацій (рисунки 6.3 і 6.4) елементів кругового перерізу визначають з рівнянь рівноваги зовнішніх і внутрішніх зусиль. При цьому може реалізуватись два випадки (дві форми рівноваги), коли нейтральна вісь знаходиться в межах (рисунок 6.3) і за межами (рисунок 6.4) перерізу.

6.3.3 При використанні діаграми деформування бетону за рисунком 3.1 ДБН В.2.6-98 для кругового перерізу при чисельному інтегруванні розв'язання рівнянь рівноваги виконується в наступній послідовності:

а) стиснута зона залізобетонної частини трубобетонного елемента кругового перерізу розбивається на l шарів (рисунок 6.3), перпендикулярних до осі дії моменту;

б) сталева труба розбивається на m шарів (рисунок 6.3), перпендикулярних до осі дії моменту;

в) відстань від найбільш стиснутої точки перерізу до середини довільного шару z_{cn} для першої форми рівноваги (рисунок 6.3), оскільки весь переріз є стиснутим, то на l шарів розділяється весь переріз, і тому величини z_{cn} визначаються за наступною залежністю:

$$z_{cn} = \frac{2r_1[(n-1)+0,5]}{l}, \quad (6.8)$$

де l – кількість шарів поділу стиснутої зони;

n – порядковий номер шару, який розглядається;

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

$$b_{cn} = 2\sqrt{2r_1 \times z_{cn} - z_{cn}^2}; \quad (6.9)$$

д) висота шару стиснутого бетону визначається за формулою:

$$h_{cn} = \frac{2r_1}{l}; \quad (6.10)$$

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

$$\sigma_{cn} = f_{cd} \sum_{k=1}^5 \left(\frac{\varepsilon_{cn}}{\varepsilon_{cr}} \right)^k, \quad (6.11)$$

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

ж) з урахуванням залежностей (6.8) – (6.11) рівняння рівноваги для першої форми рівноваги набувають вигляду:

$$\sum_{n=1}^v \frac{4f_{cd} r_1}{v} \sqrt{2r_1 z_{cn} - z_{cn}^2} \times \sum_{k=1}^5 a_k \left(\frac{\varepsilon_{cn}}{\varepsilon_{c(1)}} \right)^k + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} - N_{Ed} = 0, \quad (6.12)$$

$$\sum_{n=1}^v \frac{4f_{cd} r_1 (x_1 - z_{cn})}{v} \sqrt{2r_1 z_{cn} - z_{cn}^2} \times \sum_{k=1}^5 a_k \left(\frac{\varepsilon_{cn}}{\varepsilon_{c(1)}} \right)^k + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} (x_1 - z_{ci}) - M_{Ed} = 0; \quad (6.13)$$

з) для другої форми рівноваги (рисунок 6.4), оскільки стиснута зона складає частину перерізу, відстань від найбільш стиснутої точки перерізу до середини довільного шару z_{cn} визначається за формулою:

$$z_{cn} = \frac{x_1 [(n-1) + 0,5]}{v}; \quad (6.14)$$

и) ширину і висоту будь-якого шару стиснутого бетону визначають за формулами (6.9) та (6.10), напруження в середині кожного шару бетону – за формулою (6.11);

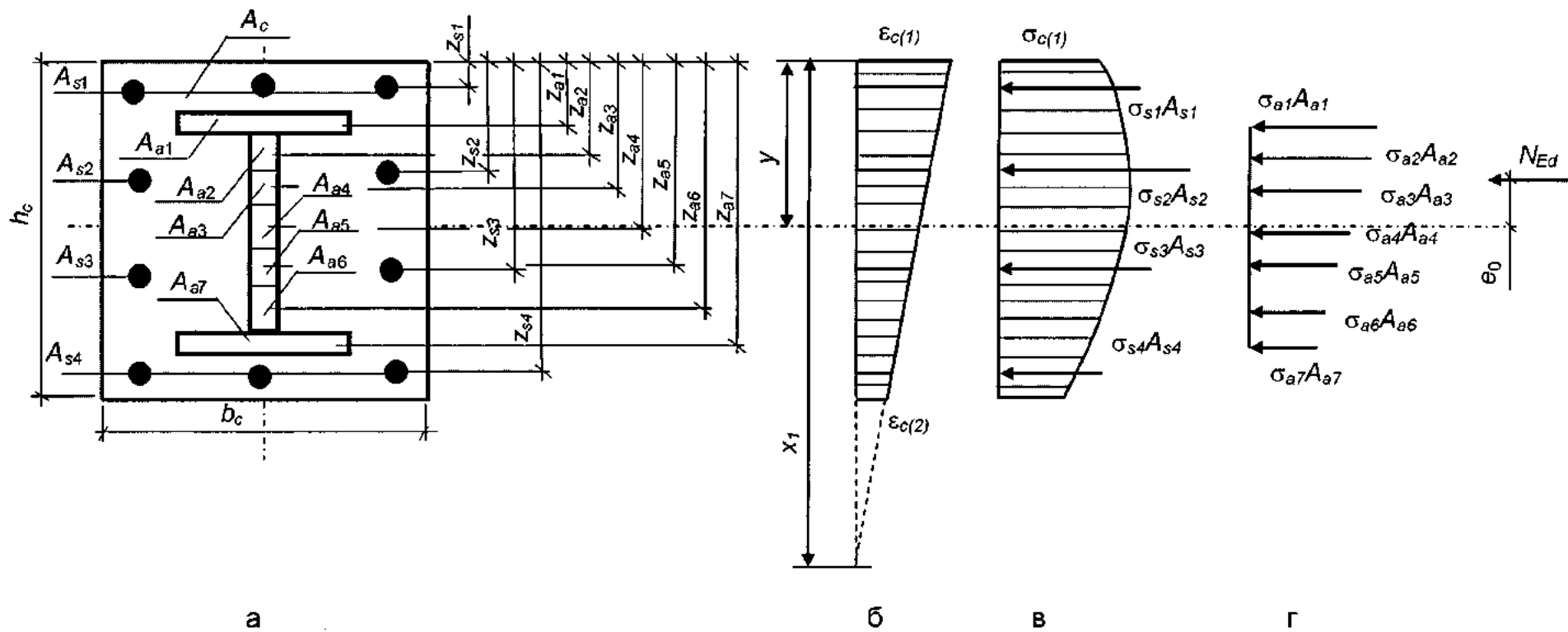
к) з урахуванням залежностей (6.9) – (6.11) та (6.14) рівняння рівноваги для другої форми рівноваги, без урахування роботи бетону на розтяг набувають вигляду:

$$\sum_{n=1}^v \frac{2f_{cd} x_1}{v} \sqrt{2r_1 z_{cn} - z_{cn}^2} \times \sum_{k=1}^5 a_k \left(\frac{\varepsilon_{cn}}{\varepsilon_{c(1)}} \right)^k + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} - N_{Ed} = 0, \quad (6.15)$$

$$\sum_{n=1}^v \frac{2f_{cd} x_1 (x_1 - z_{cn})}{v} \sqrt{2r_1 z_{cn} - z_{cn}^2} \times \sum_{k=1}^5 a_k \left(\frac{\varepsilon_{cn}}{\varepsilon_{c(1)}} \right)^k + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} (x_1 - z_{ci}) - M_{Ed} = 0; \quad (6.16)$$

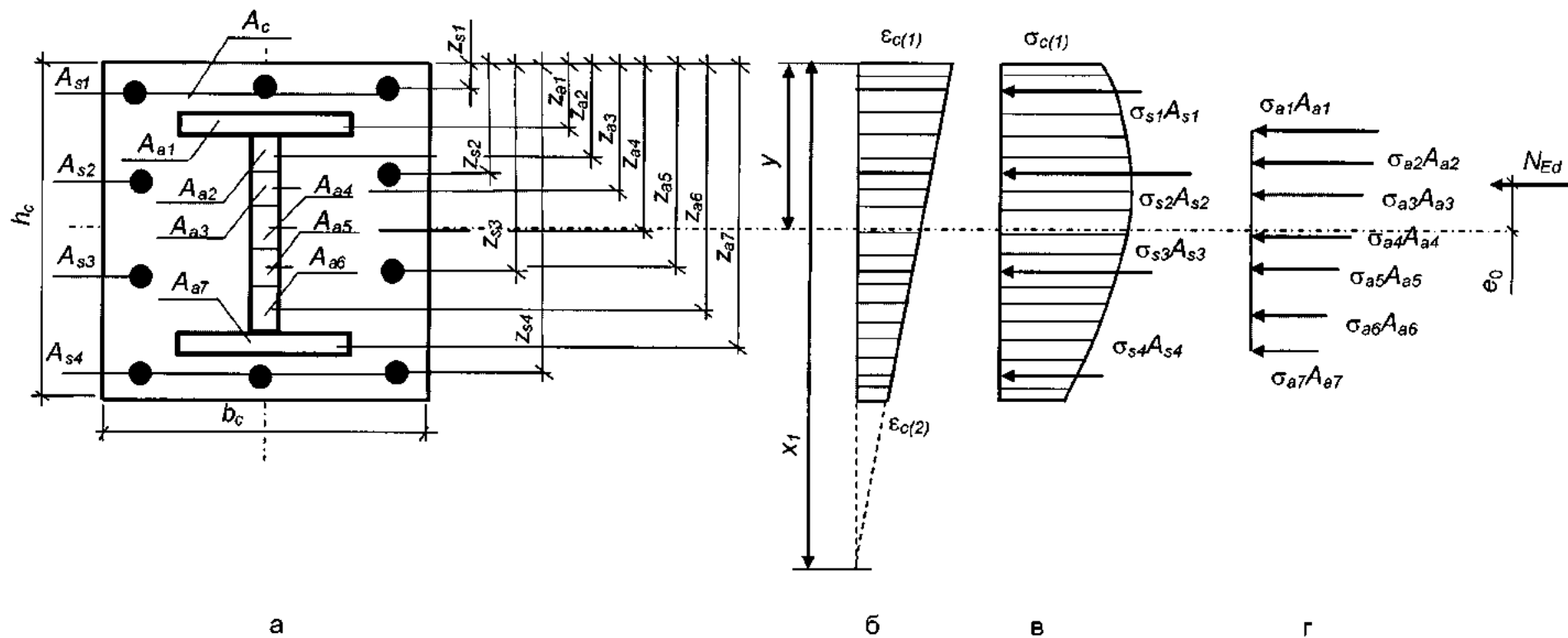
6.3.4 Напруження в довільному шарі армування і сталевого профілю визначаються згідно з 4.2.6.

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



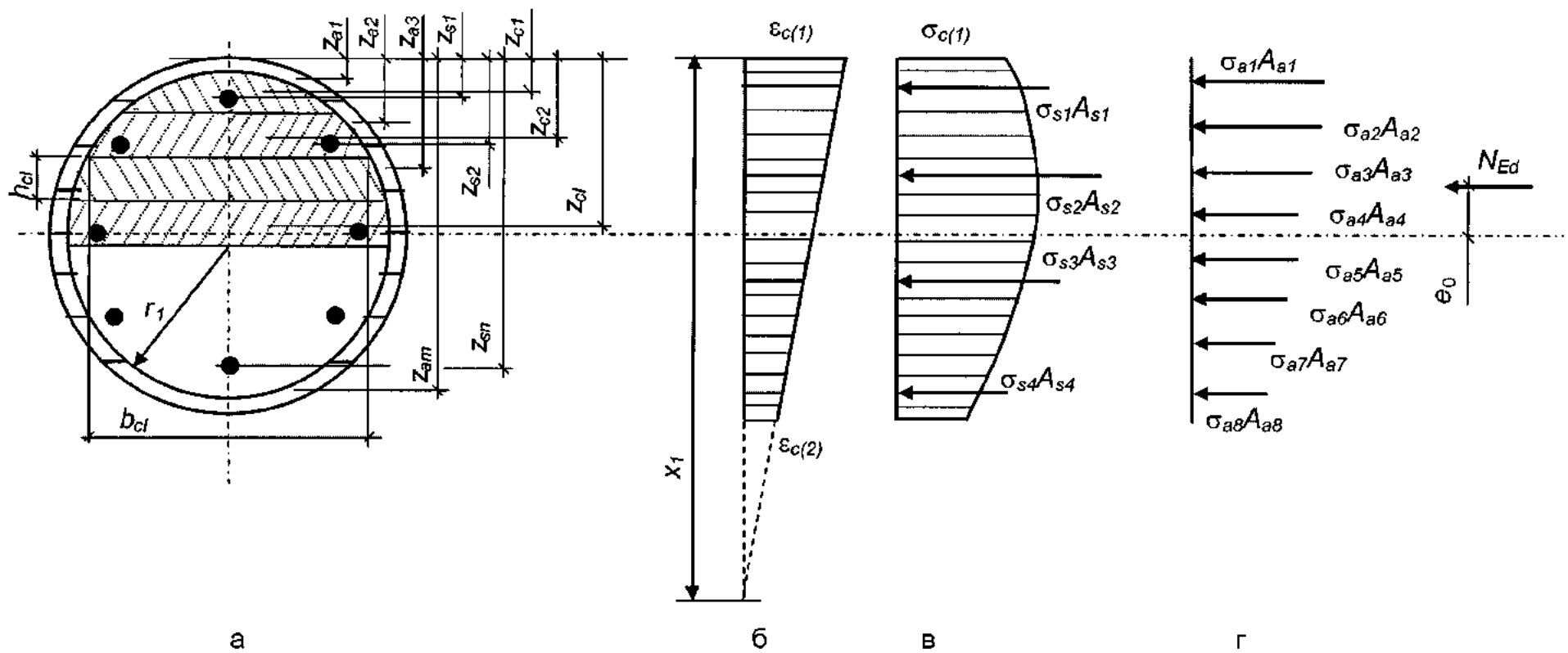
а – поперечний переріз елемента; б – епюра деформацій; в – епюра напружень в бетоні і арматурі; г – епюра напружень у сталевій частині перерізу.

Рисунок 6.1 – Напружено-деформований стан стиснутого сталезалізобетонного елемента прямокутного перерізу для першої форми рівноваги



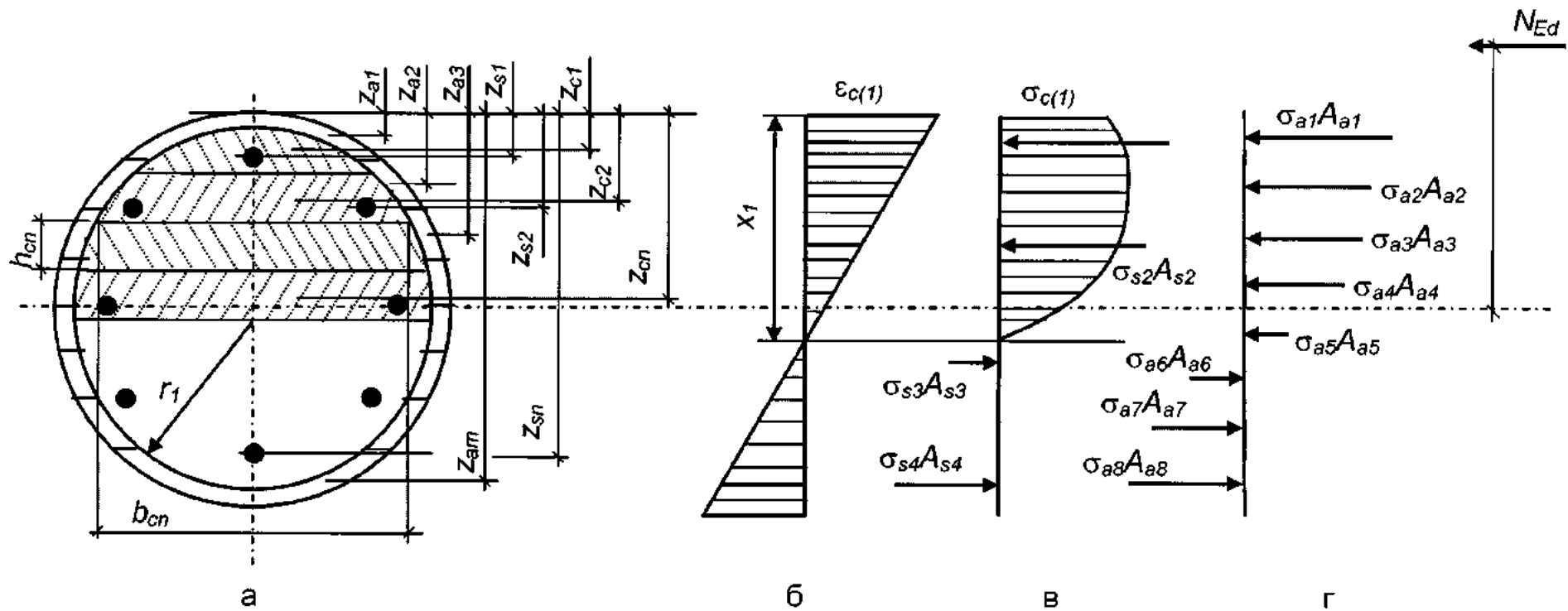
а – поперечний переріз елемента; б – епюра деформацій; в – епюра напружень в бетоні і арматурі; епюра напружень у сталевій частині перерізу.

Рисунок 6.2 – Напружено-деформований стан стиснутого сталезалізобетонного елемента прямокутного перерізу для другої форми рівноваги



а – поперечний переріз трубобетонного елемента; б – епюра деформацій; в – епюра напружень в бетоні і арматурі; г – напруження у сталевій трубі

Рисунок 6.3 – Напружено-деформований стан стиснутого трубобетонного елемента кругового перерізу для першої форми рівноваги



а – поперечний переріз трубобетонного елемента; б – еюра деформацій; в – еюра напружень в бетоні і арматурі; г – напруження у сталевій трубі

Рисунок 6.4 – Напружено-деформований стан стиснутого трубобетонного елемента кругового перерізу для другої форми рівноваги

6.4 Опір поперечних перерізів з урахуванням дії поперечних сил

6.4.1 Опір поперечних перерізів при спільній дії стиску та згину і відповідна крива взаємодії можуть обчислюватись з урахуванням розрахункового зусилля зсуву V_{Ed} згідно з 6.4.2. Міцність бетону на розтяг не враховується.

6.4.2 При визначенні кривої взаємодії (рисунок 6.5) необхідно враховувати вплив поперечних зусиль зсуву на опір згину і нормальній силі, якщо зусилля зсуву $V_{a,Ed}$ у сталевому профілі перевищує 50 % розрахункового опору зсуву $V_{pl,a,Rd}$ сталевому профілю, див. 5.2.

Якщо $V_{a,Ed} > 0,5V_{pl,a,Rd}$, то вплив поперечного зсуву на опір спільній дії згину та стиску повинен враховуватись шляхом зниження розрахункового опору сталі $(1 - \rho)f_{yd}$ у зоні зсуву A_v згідно з 5.2.11 та рисунком 6.5.

Зусилля зсуву $V_{a,Ed}$ не повинно перевищувати опір зсуву сталевому профілю, визначений згідно з 6.2.2. Опір зсуву $V_{c,Ed}$ залізобетонної частини повинен перевірятись згідно з ДБН В.2.6-98.

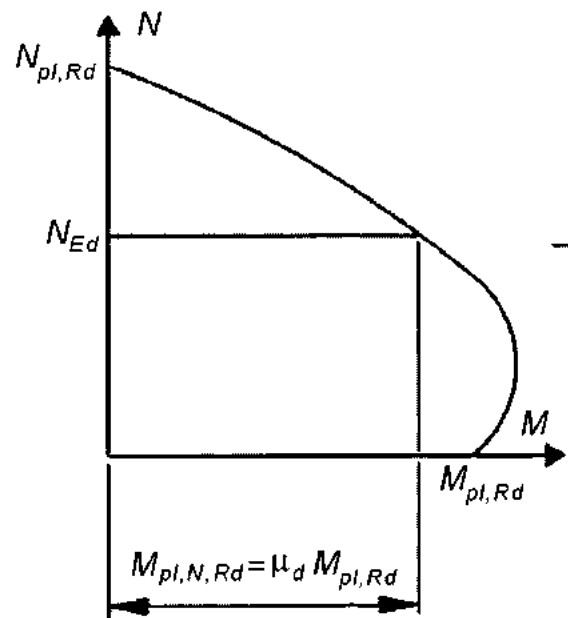


Рисунок 6.5 – Крива взаємодії при спільній дії стиску та одновісного згину

6.4.3 За відсутності більш точного розрахунку V_{Ed} можна розподіляти на $V_{a,Ed}$, що діє на конструкційний сталевий профіль, та $V_{c,Ed}$, що діє на залізобетонний переріз:

$$V_{a,Ed} = V_{Ed} \frac{M_{pl,a,Rd}}{M_{pl,Rd}}, \quad (6.17)$$

$$V_{c,Ed} = V_{Ed} - V_{a,Ed}, \quad (6.18)$$

де $M_{pl,a,Rd}$ – момент внутрішньої пари сталевому профілю;

$M_{pl,Rd}$ – момент внутрішньої пари комбінованого перерізу.

Для спрощення можна приймати, що V_{Ed} діє тільки на сталевий конструкційний профіль.

6.4.4 Для спрощення криву взаємодії можна замінити полігональною діаграмою (пунктирна лінія на рисунку 6.6). Сила $N_{pm,Rd}$ (розрахункова міцність бетону замоноличування за нормальним зусиллям стиску) повинна прийматись як $0,85f_{cd} A_c$ для повністю та частково замоноличених бетонних перерізів (рисунок 4.2, а-с) і як $f_{cd} A_c$ для повністю заповнених бетоном перерізів (рисунок 4.2, d-f).

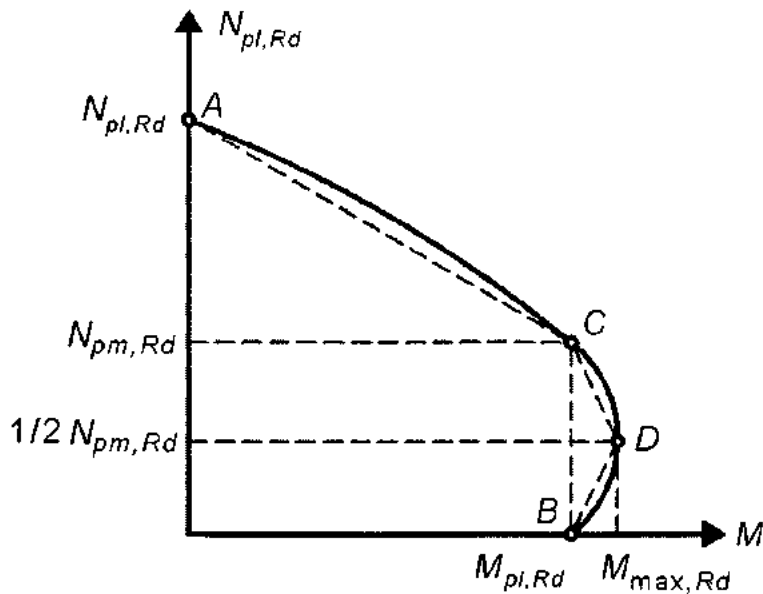


Рисунок 6.6 – Спрощена крива взаємодії

6.4.5 Для перерізів із круглих труб, заповнених бетоном, можна враховувати підвищення міцності бетону, спричинене ефектом обійми при забезпеченні умови, що відносна гнучкість $\bar{\lambda}$, визначена у 6.5, не перевищує 0,5, а $e/d < 0,1$, де e – ексцентриситет прикладання навантаження, визначений як M_{Ed}/N_{Ed} , а d – зовнішній діаметр колони. Несучу здатність при стиску можна визначити за виразом:

$$N_{pl,Rd} = \eta_a A_a f_{yd} + A_c f_{cd} \left(1 + \eta_c \frac{t f_y}{d f_{ck}} \right) + A_s f_{sd}, \quad (6.19)$$

де t – товщина стінки сталевोї труби.

Для елементів з $e = 0$ значення $\eta_a = \eta_{a0}$ та $\eta_c = \eta_{c0}$ визначаються за наступними виразами:

$$\eta_{a0} = 0,25(3 + 2\bar{\lambda}) \quad (\text{але} \leq 1,0); \quad (6.20)$$

$$\eta_{c0} = 4,9 - 18,5\bar{\lambda} + 17\bar{\lambda}^2 \quad (\text{але} \geq 0). \quad (6.21)$$

Для елементів при спільній дії стиску та згину з $0 < e/d \leq 0,1$ значення η_a і η_c повинні визначатись за (6.22) та (6.23), де η_a і η_c – визначаються за (6.20) та (6.21):

$$\eta_a = \eta_{a0} + (1 - \eta_{a0}) \frac{10e}{d}; \quad (6.22)$$

$$\eta_c = \eta_{c0} + \left(1 - \frac{10e}{d} \right). \quad (6.23)$$

При $e/d > 0,1$ $\eta_a = 1,0$ та $\eta_c = 0$

6.5 Відносна гнучкість та ефективна згинальна жорсткість

6.5.1 Відносна гнучкість для площини згину, яка розглядається, визначається як:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}}, \quad (6.24)$$

де $N_{pl,Rk}$ – характеристичне значення несучої здатності на стиск з використанням характеристичних значень міцності і деформативності матеріалів конструкції;

N_{cr} – пружна критична нормальна сила для відповідної форми втрати стійкості, визначена при фактичній згинальній жорсткості $(EI)_{eff}$, обчисленій згідно з 6.5.2 і 6.5.3.

6.5.2 Для визначення відносної гнучкості та пружної критичної сили N_{cr} характеристичне значення фактичної згинальної жорсткості $(EI)_{eff}$ поперечного перерізу комбінованої колони повинно визначатись за виразом:

$$(EI)_{eff} = E_a I_a + E_s I_s + K_e E_{cm} I_c , \quad (6.25)$$

де K_c – поправочний коефіцієнт, що приймається 0,6;

I_a , I_c та I_s – відповідно моменти інерції площі конструкційного сталевого профілю, бетонного перерізу без тріщин та арматури для площини згину, яка розглядається.

6.5.3 Необхідно враховувати впливи довготривалих ефектів на ефективну пружну згинальну жорсткість. Модуль пружності бетону E_{cm} (середнє значення початкового модуля пружності бетону – таблиця 3.1 ДБН В.2.6-98) необхідно знижувати на величину $E_{c,eff}$ відповідно до наступного виразу:

$$E_{c,eff} = E_{cm} \frac{1}{1 + (N_{G,Ed} / N_{Ed}) \varphi_t} , \quad (6.26)$$

де φ_t – коефіцієнт повзучості, згідно з ДБН В.2.6-98;

N_{Ed} – загальна розрахункова нормальна сила;

$N_{G,Ed}$ – постійна частина нормальної сили.

6.6 Урахування неточностей елементів

6.6.1 При перевірці елементів розрахунок повинен ґрунтуватись на лінійно-пружному підході з урахуванням впливів другого порядку (за деформованою схемою).

6.6.2 При визначенні внутрішніх зусиль розрахункові значення ефективної згинальної жорсткості $(EI)_{eff, II}$ слід визначати за наступним виразом:

$$(EI)_{eff, II} = K_o (E_a I_a + E_s I_s + K_{e, II} E_{cm} I_c) , \quad (6.27)$$

де $K_{e, II}$ – поправочний коефіцієнт, який приймається 0,5;

K_o – калібровочний коефіцієнт, що приймається 0,9.

Довготривалі впливи повинні враховуватись згідно з 6.5.3.

6.6.3 Впливи другого порядку можна не враховувати, якщо застосовується 8.2.1.3 ДБН В.2.6-160 і пружна критична сила визначається при згинальній жорсткості $(EI)_{eff, II}$ згідно з 6.6.2.

6.6.4 Вплив геометричних і конструктивних неточностей може враховуватись через еквівалентні геометричні неточності. Еквівалентні неточності елементів для комбінованих колон наведено у таблиці 6.2, де L – довжина колони.

6.6.5 В межах довжини колони впливи другого порядку можуть враховуватись шляхом множення найбільшого розрахункового моменту першого порядку M_{Ed} на коефіцієнт k , що визначається за виразом:

$$k = \frac{\beta}{1 - N_{Ed} / N_{cr, eff}} \geq 1,0 , \quad (6.28)$$

де $N_{cr, eff}$ – критична нормальна сила для відповідної осі та відповідно до згинальної жорсткості, визначеної за 6.6.2, при приведеній довжині, прийнятій як довжина колони;

β – коефіцієнт еквівалентного моменту за таблицею 6.3.

6.7 Несуча здатність при осьовому стиску

6.7.1 Елементи можуть перевірятись із застосуванням розрахунку другого порядку згідно з 6.6 з урахуванням неточностей елемента.

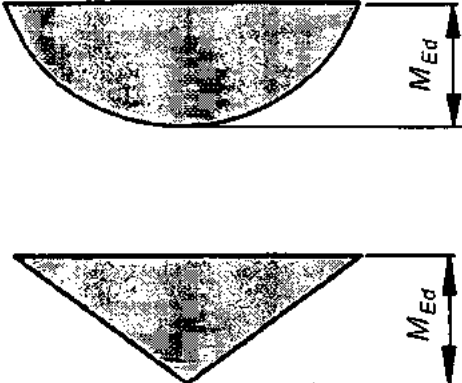
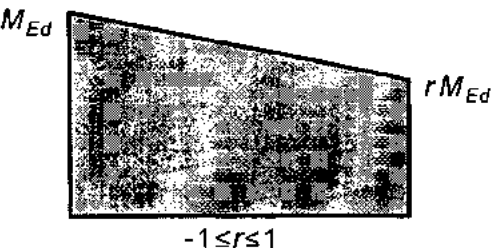
6.7.2 Для елементів під дією осьового стиску розрахункове значення нормальної сили N_{Ed} повинно задовольняти умову:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi N_{pl,Rd}} \leq 1,0, \quad (6.29)$$

де $N_{pl,Rd}$ – несуча здатність комбінованого перерізу згідно з 6.2 або 6.3, але при f_{yd} , визначеного із застосуванням коефіцієнта надійності γ_{M1} (рекомендоване значення $\gamma_{M1} = 1,0$);
 χ – понижувальний коефіцієнт для відповідної форми втрати стійкості згідно з 5.6 на основі відповідної відносної гнучкості $\bar{\lambda}$.

Відповідні криві втрати стійкості для поперечних перерізів комбінованих колон наведено у таблиці 6.2, де ρ – коефіцієнт армування A_s/A_c .

Таблиця 6.3 – Коефіцієнт β для визначення моментів урахуванням ефектів другого порядку

Розподіл моменту	Коефіцієнт β для епюри моментів	Примітки
	Згинальні моменти першого порядку, які обумовлені неточностями елемента або навантаженням із площини $\beta = 1,0$	M_{Ed} – максимальний згинальний момент в межах довжини колони без урахування впливів другого порядку
	Кінцеві моменти: $\beta = 0,66 + 0,44 r$, але $\beta \leq 0,44$	M_{Ed} і rM_{Ed} – кінцеві моменти від загального розрахунку першого або другого порядку

6.8 Несуча здатність елементів при сумісній дії стиску та одновісного згину

6.8.1 Нижченаведений вираз, що ґрунтується на кривій взаємодії, визначеній згідно з 6.4.1 – 6.4.4, повинен задовольнятися:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,N,Rd}} = \frac{M_{Ed}}{\mu_d M_{pl,Rd}} \leq \alpha_M, \quad (6.23)$$

де M_{Ed} – найбільший із кінцевих моментів та максимальний розрахунковий згинальний момент в межах довжини колони, визначений з урахуванням неточностей і впливів другого порядку, за необхідності:

$M_{pl,N,Rd}$ – момент внутрішньої пари з урахуванням нормальної сили, N_{Ed} , що виражена через $\mu_d M_{pl,Rd}$ (рисунок 6.5);

$M_{pl,Rd}$ – момент внутрішньої пари, визначений точкою В на рисунку 6.6.

Для класів сталі між S235...S355 включно коефіцієнт α_M повинен прийматись 0,9, а для класів сталі S420 і S460 – 0,8.

6.8.2 Значення $\mu_d = \mu_{dy}$ або μ_{dz} (рисунок 6.7) базуються на розрахунковому моменті внутрішньої пари $M_{pl,Rd}$ у площині згину, яка розглядається. Значення μ_d , більші 1,0, повинні застосовуватись тільки якщо згинальний момент M_{Ed} залежить безпосередньо від дії нормальної сили N_{Ed} , наприклад, коли момент M_{Ed} виникає внаслідок ексцентриситету нормальної сили N_{Ed} .

У іншому випадку необхідно виконувати додаткову перевірку зі зменшенням коефіцієнта надійності γ_F для внутрішніх зусиль, які приводять до збільшення опору перерізу, який повинен знижуватись на 20 %.

6.9 Спільна дія стиску та двовісного згину

6.9.1 Для комбінованих колон та стиснутих елементів з двовісним згином значення μ_{dy} і μ_{dz} на рисунку 6.7 можуть обчислюватись згідно з 6.8 окремо для кожної осі. Неточності повинні враховуватись тільки для площини, у якій передбачається можливість руйнування. Якщо не очевидно, яка з площин є більш критичною, то перевірку необхідно виконувати для обох площин.

6.9.2 При спільній дії стиску та двовісного згину, при перевірці стійкості в межах довжини колони та перевірки на краях повинні задовольнятися наступні умови:

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} M_{pl,y,Rd}} \leq \alpha_{M,y}; \quad \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} M_{pl,z,Rd}} \leq \alpha_{M,z}; \quad (6.24)$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} M_{pl,z,Rd}} \leq 1,0, \quad (6.25)$$

де $M_{pl,y,Rd}$ і $M_{pl,z,Rd}$ – моменти внутрішніх пар у відповідній площині згину;

$M_{y,Ed}$ і $M_{z,Ed}$ – розрахункові згинальні моменти з урахування впливів другого порядку та неточностей згідно з 6.8;

μ_{dy} і μ_{dz} – визначаються за 6.8;

$\alpha_M = \alpha_{M,y}$ і $\alpha_M = \alpha_{M,z}$ – наведено у 6.8.1.

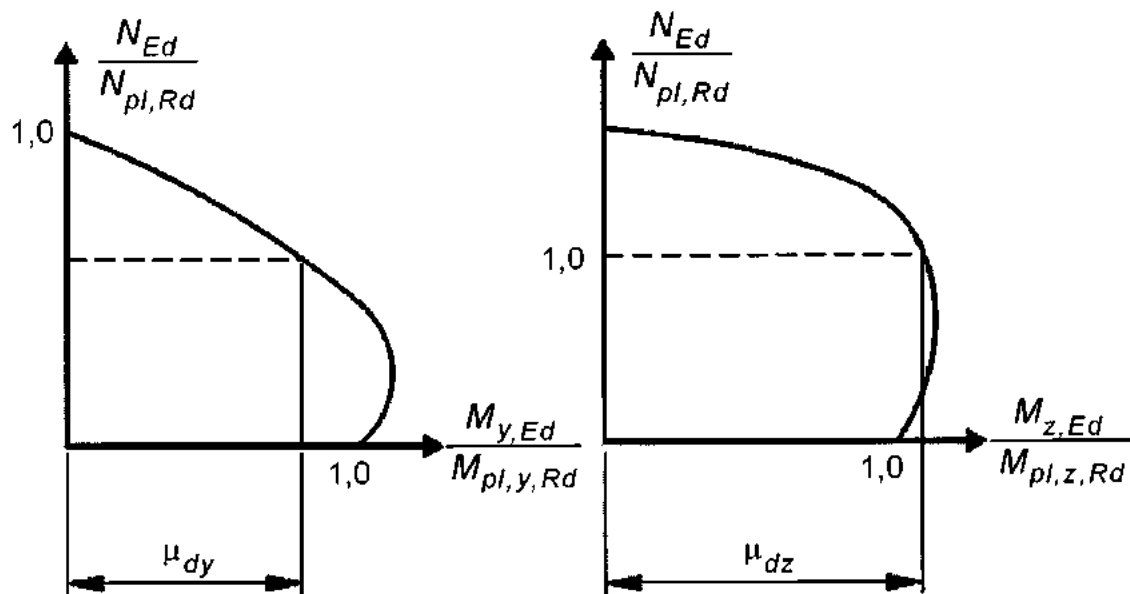


Рисунок 6.7 – Криві взаємодії при сумісній дії стиску та двовісного згину

6.10 З'єднання на зсув та прикладання навантаження

6.10.1 Загальні положення

6.10.1.1 У зонах прикладання навантаження повинні передбачатись відповідні заходи для внутрішніх сил і моментів, що виникають від елементів, приєднаних до кінців, та навантажень, що прикладені в межах довжини, і повинні розподілятися між сталеву і залізобетонною складовими з урахуванням опору зсуву в місці з'єднання сталі та бетону. Необхідно забезпечувати точне моделювання схеми навантаження, яка не призводить до виникнення значного ковзання у місці з'єднання, котре може зробити недійсними зроблені у розрахунку припущення.

6.10.1.2 Якщо комбіновані колони і стиснуті елементи зазнають значного поперечного зсуву, наприклад, при локальних поперечних навантаженнях та моментах на кінцях, повинні передбачатись відповідні заходи для передачі відповідних поздовжніх напружень зсуву в місці з'єднання сталі та бетону.

6.10.1.3 Для центрально навантажених колон і стиснутих елементів поздовжній зсув за межами зони прикладання навантаження можна не розглядати.

6.10.2 Прикладання навантаження

6.10.2.1 Зсувні з'єднання необхідно забезпечувати у зонах прикладання навантаження та зміни поперечного перерізу, якщо розрахункова міцність на зсув τ_{Rd} , див 6.7.4.3, перевищується у місці з'єднання сталі та бетону. Зусилля зсуву повинні визначатись за зміною зусиль у перерізі сталевому або бетонному поперечного перерізу на довжині прикладання навантаження. Якщо навантаження прикладаються тільки до бетонного поперечного перерізу, то отримані із пружного розрахунку загальні значення повинні враховувати повзучість та усадку. В іншому випадку зусилля у місці з'єднання повинні визначатись за теорією пружності або пластичності для визначення більш несприятливого випадку.

6.10.2.2 За відсутності більш точного методу довжина зони прикладання не повинна перевищувати $2d$ або $L/3$, де d – мінімальний поперечний розмір колони, а L – довжина колони.

6.10.2.3 З'єднання на зсув у зонах прикладання навантаження через пластини на кінцях комбінованих колон і стиснутих елементів не вимагається, якщо з'єднання між бетоном та торцевою пластиною знаходиться постійно при стиску, з урахуванням повзучості та усадки. В іншому випадку, прикладання навантаження повинно перевірятись згідно з 6.10.2.5. Для заповнених бетоном труб круглого перерізу можна враховувати ефект обойми, якщо задовольняються умови 6.4.5, при використанні значень η_a і η_c , коли $\bar{\lambda}$ дорівнює нулю.

6.10.2.4 Якщо зсувні стрижні присднуються до стінки частково або повністю забетонованого сталевому профілю двотаврового або подібного перерізу, можна враховувати сили тертя, що розвиваються при поперечному розширенні бетону вдовж прилеглих сталевих полок. Цей опір можна додавати до обчисленого опору зсувних з'єднань. Можна припускати, що додатковий опір становить $\mu \cdot P_{Rd} / 2$ на кожній полиці і кожному горизонтальному ряді зсувних стрижнів, як показано на рисунку 6.8, де μ – відповідний передбачуваний коефіцієнт тертя. Для сталевих нефарбованих профілів μ можна приймати 0,5, а P_{Rd} – як опір одиночного стрижня. За відсутності точнішої інформації із випробувань відстань у чистоті між полицями не повинна перевищувати значень, які наведені на рисунку 6.8.

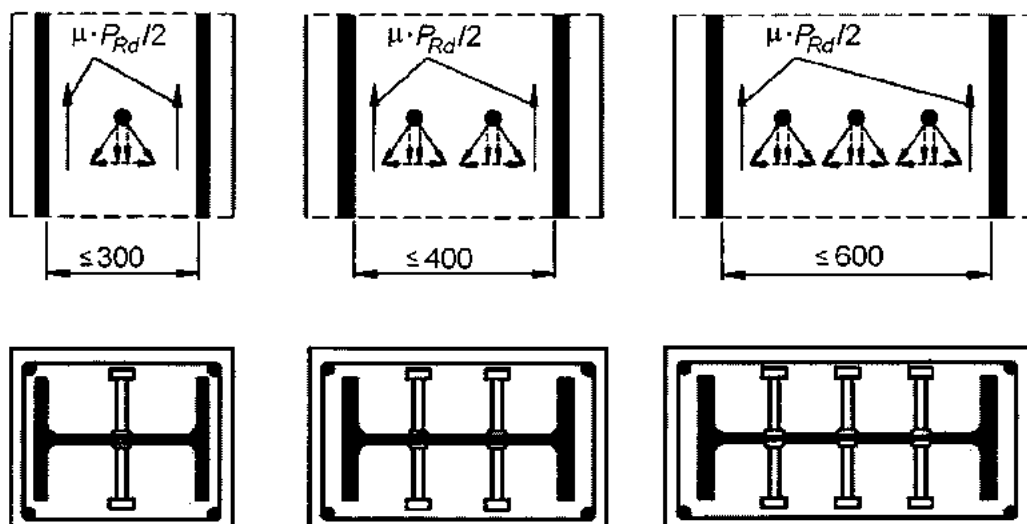


Рисунок 6.8 – Додаткові сили тертя у комбінованих колонах при застосуванні стрижнів з головками

6.10.2.5 Якщо переріз навантажений частково (наприклад, як показано на рисунку 6.22а 6.9,а), то навантаження можуть розподілятися з коефіцієнтом 1,25 по товщині t_c торцевої пластини. А напруження у бетоні повинні обмежуватись фактичною площею прикладання навантаження; для порожнистих профілів згідно з 6.10.2.6 (6), а для всіх інших типів перерізів – згідно з 4.10 ДСТУ Б.В.2.6-156.

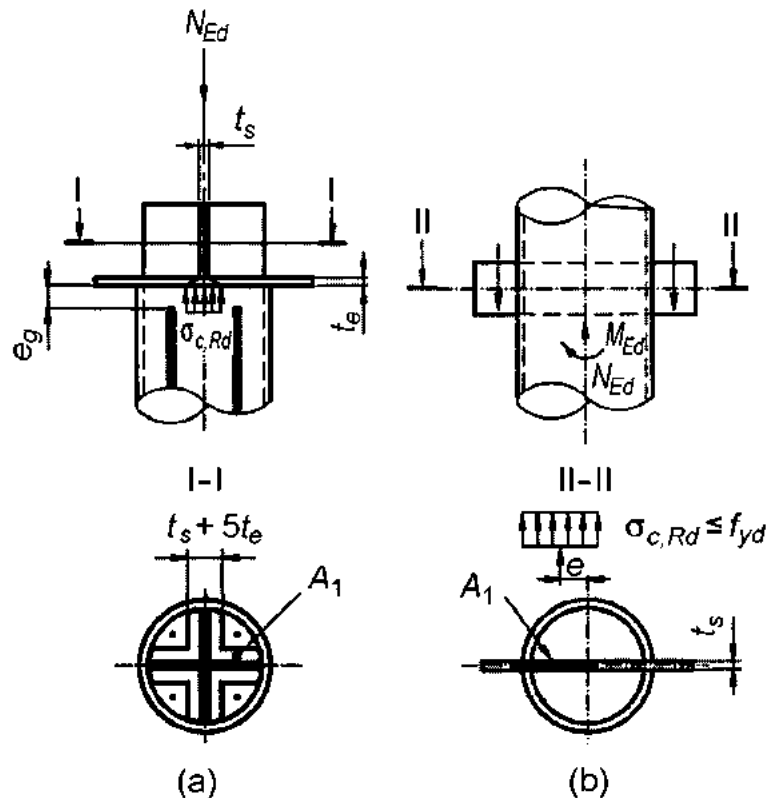


Рисунок 6.9 – Частково навантажені та заповнені бетоном кільцеві порожнисті перерізи

6.10.2.6 Якщо бетон у круглому або квадратному полуму перерізі навантажений тільки частково, наприклад, фасонками через профіль або ребрами жорсткості, як показано на рисунку 6.9, розрахункова міцність бетону на зминання $\sigma_{c,Rd}$ під фасонкою або ребром жорсткості, що виникає від зусиль у перерізі, повинна визначатись за виразом:

$$\sigma_{c,Rd} = f_{cd} \left(1 + \eta_{cL} \frac{t f_y}{a f_{ck}} \right) \sqrt{\frac{A_c}{A_l}} \leq \frac{A_c f_{cd}}{A_l} \leq f_{yd}, \quad (6.26)$$

- де t – товщина стінки сталевий труби;
 a – діаметр труби або сторона квадратного перерізу;
 A_c – площа поперечного перерізу бетону колони;
 A_l – площа навантаження під фасонкою, див рисунок 6.9;
 $\eta_{cL} = 4,9$ для круглих сталевих труб і $\eta_{cL} = 3,5$ для прямокутних перерізів.

Значення відношення A_c/A_l не повинно перевищувати 20. Зварні шви між фасонкою та порожнистим профілем повинні розраховуватись згідно з 2.8 ДБН В.2.6-163.

6.10.2.7 Для заповнених бетоном порожнистих сталевих профілів для розрахунку міцності колони може враховуватись поздовжня арматура, навіть у випадку, якщо вона не приварена до торцевих пластин або не контактує безпосередньо з пластинами за умови, що:

- не вимагається перевірки на втому;
- зазор між арматурою і торцевою пластинкою не перевищує 30 мм (рисунок 6.9,а).

6.10.2.8 Поперечна арматура повинна відповідати ДБН В.2.6-98, 4.6.2 або 4.6.3. У разі часткового бетонування сталевих профілів бетон повинен утримуватись поперечною арматурою, встановленою згідно з рисунком 5.5.

6.10.2.9 Якщо навантаження прикладається тільки через сталевий профіль або бетонний переріз, то при повністю заповненому сталевому перерізі поперечна арматура повинна розраховуватись для поздовжнього зсуву, що виникає при передачі нормального зусилля (N_{c1} на рисунку 6.23 6.10) від частин бетону, яка безпосередньо з'єднана за допомогою зсувних з'єднань у частини бетону без прямого з'єднання на зсув (рисунок 6.9, переріз А-А; заштрихована зона за межами полиць на рисунку 6.9 повинна розглядатись як без прямого з'єднання). Розрахунок та розташування поперечної арматури повинні ґрунтуватись на моделі ферми, припускаючи кут 45° між умовним бетонним стиснутим елементом і віссю елемента згідно з 4.6.3 ДБН В.2.6-98.

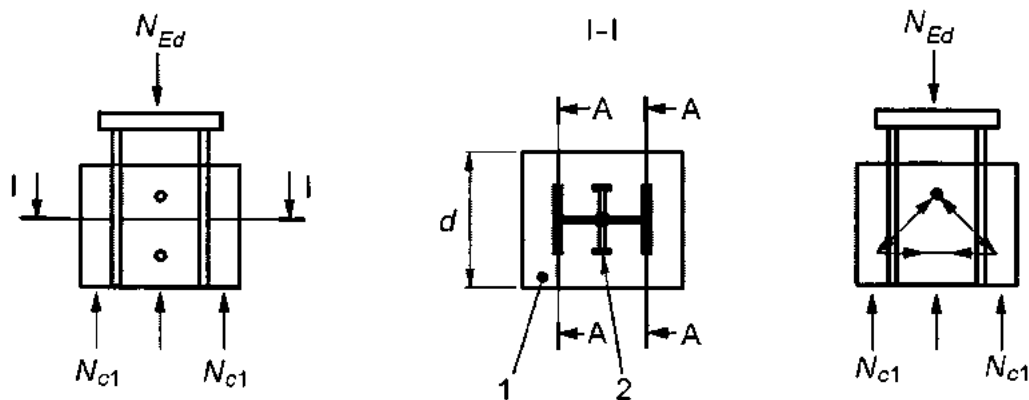


Рисунок 6.9 – Частково навантажені та заповнені бетоном кільцеві порожнисті перерізи

6.10.3 Поздовжній зсув за межами зони прикладання навантаження

6.10.3.1 Поздовжній зсув за межами зони прикладання навантаження у місці з'єднання бетону і сталі необхідно перевіряти, якщо він спричинений поперечними навантаженнями і/або моментами на торцях. Зсувні з'єднання необхідно встановлювати на основі розподілу розрахункової величини поздовжнього зсуву, якщо він перевищує розрахунковий опір зсуву τ_{Rd} .

6.10.3.2 За відсутності більш точного методу, для визначення поздовжнього зсуву у місці з'єднання можна застосовувати пружний розрахунок з урахуванням довготривалих впливів і утворення тріщин у бетоні.

6.10.3.3 При забезпеченні умов щодо відсутності у сталевому профілі на поверхні контакту фарбування, олії, жирів та пухкої окалини або іржі, для τ_{Rd} можна приймати значення, наведені у таблиці 6.4.

Таблиця 6.4 – Розрахунковий опір зсуву τ_{Rd}

Тип поперечного перерізу	τ_{Rd} , Н/мм ²
Повністю забетоновані поперечні перерізи	0,30
Заповнені бетоном круглі труби	0,55
Заповнені бетоном прямокутні труби	0,40
Полиці частково забетонованих перерізів	0,20
Стінки частково забетонованих перерізів	0,00

6.10.3.4 Значення τ_{Rd} , наведене у таблиці 6.4 для повністю замоноличених сталевих профілів, застосовується, якщо мінімальний захисний шар бетону становить 40 мм, а поперечна і поздовжня арматура відповідає 10.7. При більшому захисному шарі і відповідному армуванні

можна застосовувати вищі значення τ_{Rd} . Якщо інше не визначено за випробуваннями, для повністю замоноличених сталевих профілів може застосовуватись підвищене значення $\beta_c \tau_{Rd}$, де β_c визначається за виразом:

$$\beta_c = 1 + 0,02 c_z \left(1 - \frac{c_{z,\min}}{c_z} \right) \leq 2,2, \quad (6.27)$$

де c_z – номінальне значення захисного шару бетону, мм (рисунок 4.2,а);

$c_{z,\min} = 40$ мм – мінімальний захисний шар бетону.

6.10.3.5 Якщо інше не визначено, то для частково замоноличених профілів під дією поперечного зсуву, викликаного згином відносно слабшої осі внаслідок бокового навантаження або кінцевих моментів, зсувні з'єднання повинні завжди забезпечуватись. Якщо за опір зсуву не приймається тільки опір конструкційної сталі, то передбачену поперечну арматуру для зусилля зсуву згідно з 6.4.3 необхідно приварювати до стінки сталевого профілю або вона повинна проходити через стінку сталевого профілю.

7 ВТОМА

7.1 Загальні положення

7.1.1 Опір сталезалізобетонних конструкцій втомі необхідно перевіряти, якщо конструкція зазнає повторюване коливання (зміну) напружень.

7.1.2 Розрахунок за граничним станом на втому повинен забезпечити на прийнятному рівні вірогідності, що протягом всього проектного строку експлуатації малоімовірно настання відмови у роботі внаслідок втоми або необхідність ремонту внаслідок пошкодження, спричиненого втомою.

7.1.3 Для навантажених стрижнів зсувних з'єднань конструкцій у будівлях при характеристичному сполученні дій максимальне поздовжнє зусилля зсуву не повинно перевищувати $0,75P_{Rd}$, де P_{Rd} – опір одиночного стрижня.

7.1.4 У будівлях не вимагається перевірка на втому конструкційної сталі, арматури, бетону та зсувних з'єднань якщо для конструкційної сталі забезпечені вимоги ДБН В.2.6-163, а для бетону – ДБН В.2.6-98.

7.2 Коефіцієнти надійності для оцінки втоми у будівлях

7.2.1 Коефіцієнт надійності γ_{Mf} для опору втомі для сталевих елементів сталезалізобетонних конструкцій визначається наступним чином.

Оцінка опору втомі повинна проводитися із застосуванням:

- методу працездатності з ушкодженнями;
- методу безпечного ресурсу.

Метод працездатності з ушкодженнями повинен гарантувати достовірність того, що конструкція буде задовільно працювати протягом її проектної довговічності за умови, що запланований огляд і режим обслуговування для виявлення та виправлення втомних пошкоджень виконуються протягом терміну проектної довговічності конструкції.

Примітка 1. Метод працездатності з ушкодженнями може застосовуватися, коли в момент втомного руйнування можливий перерозподіл зусиль між складовими елементами конструкції.

Примітка 2. В завданні на проектування конкретних конструкцій можуть міститися передбачені програми контролю.

Примітка 3. Конструкції, оцінювані в даній частині, вважаються працездатними з ушкодженнями, якщо матеріал конструкцій обраний згідно з ДБН В.2.6-163 та проводиться їх регулярне обслуговування.

Метод безпечного ресурсу повинен забезпечувати достовірний рівень того, що конструкція буде задовільно працювати за час її проектної довговічності без необхідності регулярних обстежень в процесі експлуатації на предмет втомного пошкодження. Метод безпечного ресурсу повинен застосовуватися у випадках, коли утворення локальної тріщини в одній деталі швидко призводить до руйнування елемента або всієї конструкції.

Для оцінки втоми необхідна надійність може бути досягнута коригуванням коефіцієнта надійності для опору втомі γ_{Mf} , що враховує наслідки руйнування і прийняті вимоги проекту.

Рекомендовані коефіцієнти надійності в залежності від застосованого методу наведені в таблиці 7.1.

Таблиця 7.1 – Рекомендовані значення коефіцієнтів надійності для опору втомі сталевих елементів

Метод оцінки	Наслідки руйнування	
	малі	великі
Працездатності при ушкодженнях	1,00	1,15
Безпечного ресурсу	1,15	1,35

Для бетону арматури залізобетонних елементів сталезалізобетонних конструкцій для сталі і перехідної розрахункових ситуацій рекомендовані значення коефіцієнтів надійності для опору втомі становлять:

- для бетону $\gamma_{Mf,c} = 1,5$;
- для арматури $\gamma_{Mf,s} = 1,15$

Для стрижнів з головками при зсуві рекомендується застосовувати коефіцієнт надійності $\gamma_{Mf,s} = 1,0$.

7.2.2 Для навантаження необхідно застосовувати коефіцієнт надійності γ_{Ff} якій встановлюється в завданні на проектування.

7.3 Опір втомі

7.3.1 Опір втомі для конструкційної сталі необхідно приймати за 1.11 ДБН В.2.6-163.

7.3.2 Опір втомі арматурної сталі та попередньо напруженої сталі необхідно приймати за 4.11 ДСТУ Б.В.2.6-156. Для бетону застосовується 4.11 ДСТУ Б.В.2.6-156.

7.3.3 Крива опору втомі при автоматичному зварюванні стрижнів з головками згідно з 6.6.3.1 показана на рисунку 7.1 і визначається для звичайного важкого бетону як:

$$(\Delta\tau_R)^m N_R = (\Delta\tau_c)^m N_c, \quad (7.1)$$

- де $\Delta\tau_R$ – опір зсуву втомі, що пов'язаний з поперечним перерізом тіла стрижня з використанням номінального діаметра d тіла стрижня;
- $\Delta\tau_c$ – рекомендоване (контрольне) значення при двох мільйонах циклів, при $\Delta\tau_c = 90 \text{ Н/мм}^2$;
- m – кутовий коефіцієнт кривої опору втомі, який приймається $m = 8$;
- N_R – кількість циклів навантажень.

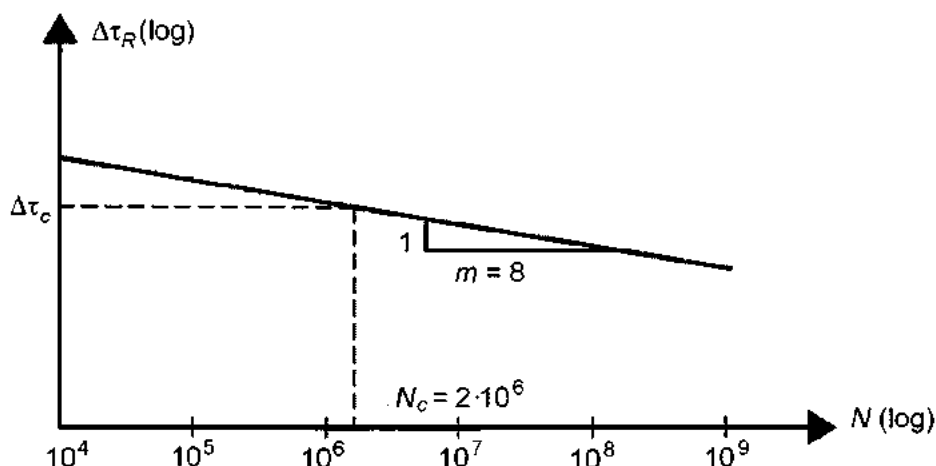


Рисунок 7.1 – Крива опору втомі для стрижнів з головками у суцільних плитах

7.3.4 Для зсувних стрижнів у легкому бетоні з класом густини відповідно до ДСТУ Б В.2.7-170 опір втомі повинен визначатись згідно з 7.3.3, але з заміною $\Delta\tau_R$ на $\eta_E \Delta\tau_R$, а $\Delta\tau_c$ на $\eta_E \Delta\tau_c$, де $\eta_E = \left(\frac{\rho}{2200}\right)^2$; ρ – щільність бетону згідно з ДСТУ Б В.2.7-170.

7.4 Внутрішні сили та навантаження втомі

7.4.1 Внутрішні сили та моменти повинні визначатись загальним пружним розрахунком конструкції і при сполученні дій, визначеному за 4.11 ДБН В.2.6-98.

7.4.2 Максимальні та мінімальні внутрішні згинальні моменти та внутрішні сили, що виникають при сполученні навантажень згідно з 7.4.1, визначаються як $M_{Ed,max,f}$ і $M_{Ed,min,f}$.

7.4.3 Для будівель навантаження втомі необхідно визначати за 4.11.1 ДБН В.2.6-98. Динамічний відгук (реакція) конструкції або ударний ефект повинні враховуватись у відповідних випадках.

7.5 Напруження

7.5.1 Загальні положення

Визначення напружень повинно ґрунтуватись на 8.2.

Для визначення напружень у зонах з тріщинами необхідно враховувати ефект обойми від напружень розтягу в арматурі.

Вплив збільшення жорсткості розтягнутого бетону на напруження в арматурі слід враховувати відповідно до 7.5.3, якщо не використовується більш точний метод розрахунку.

При визначенні напружень в конструкційній сталі вплив збільшення жорсткості розтягнутого бетону можна не враховувати, якщо не використовується більш точний метод розрахунку.

7.5.2 Бетон

Для визначення напружень у бетонних елементах застосовується ДБН В.2.6-98, 4.11.

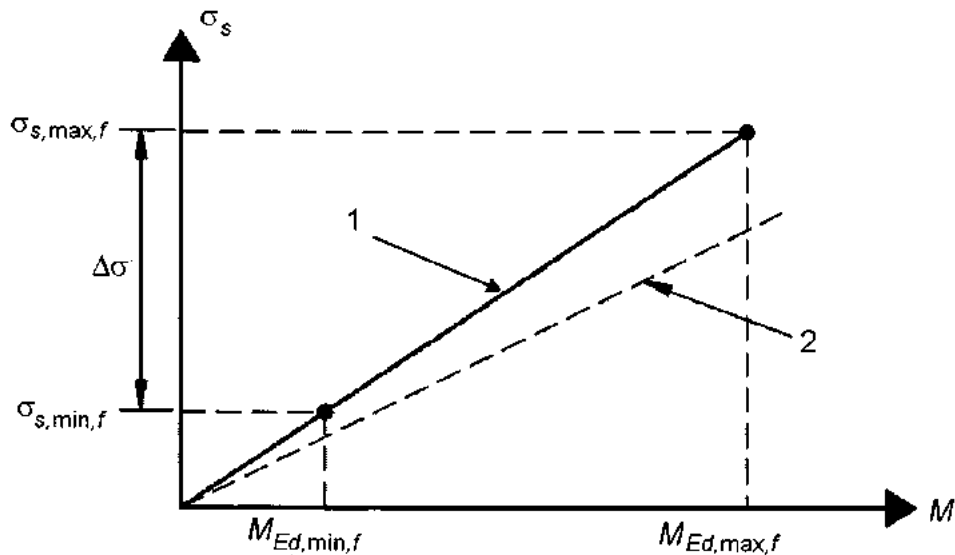
7.5.3 Арматура

Якщо згинальний момент $M_{Ed,max,f}$ викликає розтягувальні напруження в бетонній плиті і якщо не використовується більш точний метод розрахунку, то вплив жорсткості розтягнутого бетону на напруження $\sigma_{s,max,f}$ в арматурі від $M_{Ed,max,f}$ слід визначати за формулами (7.4) – (7.6) в 7.4.3 (3). У формулі (7.5) в 7.4.3 (3) замість коефіцієнта 0,4 слід приймати коефіцієнт 0,2.

Якщо згинальний момент $M_{Ed,min,f}$ також спричиняє напруження розтягу у бетоні плити, то діапазон напружень $\Delta\sigma$ задається згідно з рисунком 7.2, напруження $\sigma_{s,min,f}$ у арматурі, спричинені $M_{Ed,min,f}$, можуть визначатись за виразом:

$$\sigma_{s,min,f} = \sigma_{s,max,f} \frac{M_{Ed,min,f}}{M_{Ed,max,f}} \quad (7.2)$$

Якщо $M_{Ed,min,f}$ і $M_{Ed,max,f}$ або навіть $M_{Ed,min,f}$ спричиняють напруження стиску у бетоні плити, то напруження у арматурній сталі від цих згинальних моментів повинні визначатись за характеристиками поперечного перерізу без тріщин.



1 – плита при розтягу; 2 – переріз з повним розкриттям тріщин

Рисунок 7.2 – Визначення напружень $\sigma_{s,max,f}$ і $\sigma_{s,min,f}$ у зонах з тріщинами

7.5.4 Конструкційна сталь

7.5.4.1 Якщо згинальні моменти $M_{Ed,max,f}$ і $M_{Ed,min,f}$ спричиняють напруження розтягу у бетоні плити, то напруження у конструкційній сталі від цих моментів можуть визначатись на основі моменту інерції I_2 перерізу згідно з 1.5.2.12.

7.5.4.2 Якщо $M_{Ed,max,f}$ і $M_{Ed,min,f}$ або тільки $M_{Ed,min,f}$ спричиняють напруження стиску у бетоні плити, то напруження у конструкційній сталі від цих згинальних моментів повинні визначатись за характеристиками поперечного перерізу без тріщин.

7.5.5 Зсувні з'єднання

7.5.5.1 Поздовжній зсув на одиницю довжини повинен визначатись за пружним розрахунком.

7.5.5.2 При утворенні тріщин у бетонних елементах вплив їх на жорсткість слід враховувати за допомогою відповідної моделі. З метою спрощення розрахунку зусилля поздовжнього зсуву по контакту між сталевим елементом і бетоном можна визначити, виходячи з характеристик перерізу без тріщин.

7.6 Діапазон напружень

7.6.1 Конструкційна сталь і арматура

7.6.1.1 Діапазон напружень повинен визначатись за напруженнями згідно з 7.5.

Якщо перевірка на втому ґрунтується на діапазонах еквівалентних напружень ушкодження, у загальному випадку діапазон напружень $\Delta\sigma_E$ повинен визначатись за:

$$\Delta\sigma_E = \lambda\phi |\sigma_{max,f} - \sigma_{min,f}|, \quad (7.3)$$

де $\sigma_{max,f}$ і $\sigma_{min,f}$ – максимальні та мінімальні напруження відповідно до 7.4 і 7.5;

λ – коефіцієнт еквівалентних ушкоджень;

ϕ – коефіцієнт еквівалентних ушкоджень від ударних навантажень.

Перевірка сталевого профілю на втому виконується згідно з 1.11 ДБН В.2.6-163, бетону і арматури – згідно з 4.11 ДСТУ Б.В.2.6-156.

7.6.2 З'єднання на зсув

Для перевірки стрижневих зсувних з'єднань на основі діапазону номінальних напружень еквівалентний постійний діапазон напружень зсуву $\Delta\tau_{E,2}$ для двох мільйонів циклів визначається за:

$$\Delta\tau_{E,2} = \lambda_v \Delta\tau, \quad (7.4)$$

де λ_v – коефіцієнт еквівалентного ушкодження, що залежить від спектру та нахилу m кривої опору втомі;

$\Delta\tau$ – діапазон напружень зсуву від навантаження втомі, що залежить від площі поперечного перерізу тіла стрижня при використанні номінального діаметра d тіла стрижня.

7.7 Оцінка втомі на основі діапазонів номінальних напружень

7.7.1 Конструкційна сталь, арматура та бетон

Перевірка втомі бетону при стиску і арматури повинна виконуватись згідно з 4.11 ДСТУ Б.В.2.6-156.

Для будівель оцінка втомі для конструкційної сталі повинна виконуватись наступним чином.

Номінальні, змінні номінальні або локальні діапазони напружень циклу від багаторазово повторюваних навантажень не повинні перевищувати:

$$\begin{aligned} - \Delta\sigma &\leq 1,5f_y && \text{– для діапазонів нормальних напружень;} \\ - \Delta\tau &\leq 1,5f_y / \sqrt{3} && \text{– для діапазонів дотичних напружень.} \end{aligned} \quad (7.5)$$

Необхідно перевірити, щоб при втомному навантаженні виконувались умови:

$$\begin{aligned} i & \gamma_{Mf} \frac{\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c} \\ & \gamma_{Mf} \frac{\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_c}. \end{aligned} \quad (7.6)$$

У разі спільної дії напружень циклів $\Delta\sigma_{E,2}$ і $\Delta\tau_{E,2}$ необхідно виконати перевірку:

$$\left(\gamma_{Mf} \frac{\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c} \right) + \left(\gamma_{Mf} \frac{\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_c} \right) \leq 1,0. \quad (7.7)$$

7.7.2 З'єднання на зсув

Для зсувних стрижнів, приварених до сталевій полиці, яка завжди стиснута, при відповідному сполученні дій (див. 7.4.1), оцінка втомі повинна виконуватись шляхом перевірки наступного критерію:

$$\gamma_{Mf} \Delta\tau_{E,2} \leq \Delta\tau_c / \gamma_{Mf,s}, \quad (7.8)$$

де $\Delta\tau_{E,2}$ – визначається у 7.7.1;

$\Delta\tau_c$ – рекомендоване значення опору втомі при двох мільйонах циклів, визначених згідно з 7.3.3.

Якщо максимальні напруження у сталевій полиці, до якої приварений зсувний стрижень, створюють розтяг при відповідному сполученні, взаємодія у будь-якому перерізі між діапазоном напружень зсуву $\Delta\tau_E$ у зварюванні зсувних стрижнів і діапазоном нормальних напружень $\Delta\sigma_E$ у розтягнутій полиці, повинна перевірятись з використанням наступних взаємозв'язаних виразів:

$$\left(\gamma_{Mf} \frac{\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c} \right) + \left(\gamma_{Mf,s} \frac{\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_c} \right) \leq 1,3; \quad (7.9)$$

$$\left(\gamma_{Mf} \frac{\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c} \right) \leq 1,0 \quad \left(\gamma_{Mf,s} \frac{\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_c} \right) \leq 1,0, \quad (7.10)$$

де $\Delta\sigma_{E,2}$ – діапазон напружень у полиці, визначений згідно з 7.6.1;

$\Delta\sigma_c$ – рекомендоване значення опору втомі.

Діапазон напружень $\Delta\tau_{E,2}$ і $\Delta\tau_c$ визначається за (7.8).

Умову (7.9) необхідно перевіряти на максимальне значення $\Delta\sigma_{E,2}$ і відповідне значення $\Delta\tau_{E,2}$, а також при сполученні максимального значення $\Delta\tau_{E,2}$ і відповідного значення $\Delta\sigma_{E,2}$. Якщо вплив на жорсткість розтягнутого бетону не враховується більш точними методами, то перевірку слід проводити для відповідних діапазонів напружень, що визначаються за характеристиками поперечних перерізів з тріщинами і без.

8 РОЗРАХУНОК ЕЛЕМЕНТІВ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ЗА ГРАНИЧНИМИ СТАНАМИ ДРУГОЇ ГРУПИ

8.1 Загальні положення

8.1.1 Конструкції з комбінованими елементами повинні проектуватись і зводитись таким чином, щоб задовольнялись відповідні граничні стани за експлуатаційною придатністю згідно з основними вимогами ДБН В.1.2-14.

8.1.2 Перевірка граничних станів за експлуатаційною придатністю повинна ґрунтуватись на критеріях, наведених у ДБН В.1.2-14.

8.2 Напруження

8.2.1 Загальні положення

8.2.1.1 При визначенні напружень для балок у граничному стані за експлуатаційною придатністю необхідно враховувати у відповідних випадках наступні впливи:

- повзучість та усадку бетону;
- утворення тріщин у бетоні та урахування впливу розтягнутого бетону;
- послідовність зведення;
- зростання гнучкості внаслідок ковзання у зсувних з'єднаннях при недостатньому наростанні зчеплення;
- нелінійний характер роботи сталі та арматури, якщо це має місце;
- депланація від кручення або без кручення, якщо має місце.

8.2.1.2 Якщо не використовується більш точний метод, то повзучість і усадку можна враховувати шляхом застосування відношення модулів згідно з ДБН В.2.6-98.

8.2.1.3 У перерізі з тріщинами основними впливами усадки можна знехтувати при перевірці напружень.

8.2.1.4 При розрахунку перерізу міцність бетону на розтяг не враховується.

8.2.1.5 Вплив обтискання бетону у зонах між тріщинами на напруження у арматурі і попередньо напруженій сталі повинен враховуватись.

8.2.1.6 Впливом обтискання бетону на напруження у конструкційній сталі можна знехтувати.

8.2.1.7 Впливами неповного набуття міцності зчеплення можна знехтувати, якщо забезпечується повне зсувне з'єднання, і якщо застосовується 8.3.1.4 у випадку неповного зсувного з'єднання.

8.2.2 Обмеження напружень для елементів будівель

8.2.2.1 Обмеження напружень не вимагається для балок, якщо для I групи граничного стану не вимагається перевірка на втому і не передбачається застосування попереднього напруження канатами і/або прикладанням контрольованих деформацій (наприклад, піддомкращування на опорах).

8.2.2.2 Для комбінованих колон у будівлях, зазвичай, обмеження напружень не вимагається.

8.2.2.3 За необхідності застосовуються обмеження напружень у бетоні та арматурі, наведені у 5.2 ДБН В.2.6-98.

8.3 Деформації елементів будівель

8.3.1 Прогини

8.3.1.1 Прогини одних сталевих елементів від прикладеного навантаження повинні визначатись згідно з ДБН В.2.6-163.

8.3.1.2 Прогини комбінованих елементів від прикладеного навантаження повинні визначатись за пружним розрахунком згідно з розділом 4.

8.3.1.3 Відліковий рівень вертикального прогину (провисання) δ_{\max} вільно обпертих балок визначається до верхньої сторони комбінованої балки. Тільки у випадку, якщо прогин може впливати на зовнішній вигляд будівлі, необхідно приймати за відліковий рівень нижню сторону балки.

8.3.1.4 Впливами неповного набуття міцності зчеплення можна знехтувати, якщо:

а) застосовується не менш ніж половина зсувних з'єднань від необхідних для досягнення повного зсувного з'єднання або зусилля, що виникають при пружному характері роботи і які діють у зсувних з'єднаннях, для II групи граничних станів не перевищують P_{Rd} ;

б) у випадку ребристих плит з ребрами поперек балки висота ребер не перевищує 80 мм.

8.3.1.5 Для визначення впливів тріщин у бетоні полиць сталезалізобетонних балок у зонах від'ємних моментів на прогин можна застосовувати нижченаведені методи. Огинаюча крива внутрішніх сил і моментів для характеристичних сполучень з урахуванням довготривалих дій повинна визначатись із використанням жорсткості $E_a I_1$ перерізів без тріщин.

Такий підхід називається "розрахунок без тріщин". У зонах, де напруження розтягу у крайніх фібрах бетону, викликані загальними впливами, перевищують у два рази міцність бетону на розтяг f_{ctm} , див ДБН В.2.6-98, таблиця 3.1, жорсткість повинна зменшуватись до $E_a I_2$, див 8.4.5.3 ДБН В.2.6-160. Такий розподіл жорсткостей може використовуватись для граничних станів I і II груп. Після цього повторним розрахунком визначається новий розподіл внутрішніх сил, моментів і деформацій, за необхідності. Такий підхід називається "розрахунок з тріщинами".

Для нерозрізних комбінованих балок з бетонними полицями над сталевим профілем і без попереднього напруження включно з балками рам, у яких горизонтальні сили сприймаються в'язями, можуть застосовуватись наступні спрощені методи. Якщо всі відношення довжин прилеглих нерозрізних прольотів (коротший/довший) між опорами становлять щонайменше 0,6, то вплив тріщиноутворення може враховуватись застосуванням згинальної жорсткості $E_a I_2$ на 15 % прольоту в кожен сторону від кожної внутрішньої опори, а значення без тріщин $E_a I_1$ у решті зон.

Вплив тріщин у бетоні на згинальну жорсткість комбінованих колон і стиснутих елементів повинен визначатись згідно з 6.6.

У будівлях внесок будь-якого часткового забетонування (оболонки) у роботу балки може визначатись з використанням середньої жорсткості з тріщинами і без тріщин у оболонці. Стиснута зона бетону може визначатись при нелінійному розподілі напружень.

8.3.1.6 Для балок з критичними перерізами класів 1, 2 або 3 можна застосовувати вказаний нижче спрощений метод. На кожній проміжній опорі, де напруження розтягу у крайній фібрі бетону σ_{ct} перевищує $1,5f_{ctm}$, згинальний момент, визначений для перерізу без тріщин за 8.3.1.5, множиться на коефіцієнт f_1 , наведений на рисунку 8.1, і забезпечуються відповідні зростання моментів у прилеглих прольотах. Криву А можна застосовувати тільки для проміжних прольотів, якщо погонне навантаження на одиницю довжини всіх прольотів однаково, а величини прольотів відрізняються не більш ніж на 25 %. В іншому разі необхідно застосовувати наближене нижнє значення зчеплення $f_1 = 0,6$ (лінія В).

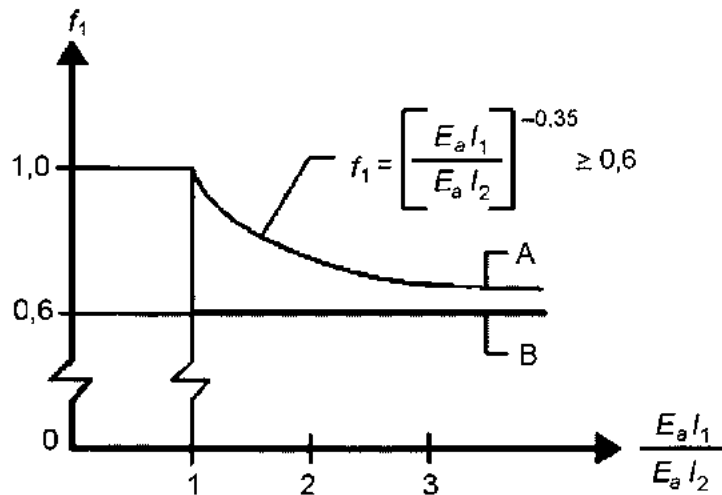


Рисунок 8.1 – Коефіцієнт зниження для згинального моменту на опорі

8.3.1.7 При визначення прогину для вільно обпертих балок можна враховувати вплив місцевої текучості конструкційної сталі над опорою шляхом множення згинального моменту на опорі, визначеного згідно з наведеними у цьому пункті методами, на наступний додатковий понижувальний коефіцієнт:

- $f_2 = 0,5$, якщо f_{ay} досягається до набуття міцності бетоном плити;
- $f_2 = 0,7$, якщо f_{ay} досягається після набуття міцності бетоном.

Наведене застосовується для визначення максимального прогину, але не для "будівельного підйому".

8.3.1.8 У разі відсутності особливих вимог замовника вплив кривизни, спричиненої усадкою звичайного важкого бетону, може не включатись у прогин, за умови, що величина відношення прольоту до загальної висоти балки не перевищує 20.

8.3.1.9 В загальному випадку прогини визначаються із застосуванням діаграм стану бетону, арматури і конструкційної сталі, які відповідають призначенню перевірки.

8.3.1.10 Розрахунок сталезалізобетонних елементів за деформаціями виконують за умови, що прогини або переміщення конструкції f від дії зовнішнього навантаження не повинні перевищувати гранично-допустимих значень прогинів або переміщень f_u

$$f \leq f_u. \quad (8.1)$$

8.3.1.11 Гранично допустимі прогини f_u визначають згідно з ДСТУ Б В.1.2-3. При дії постійних і змінних тривалих, а також і короткочасних навантажень прогин сталезалізобетонних елементів в усіх випадках не повинен перевищувати 1/150 прольоту та 1/75 вильоту консолі.

8.3.1.12 У тих випадках, коли прогини сталезалізобетонних елементів, у основному, залежать від згинальних деформацій, значення прогинів визначають за жорсткостями або за кривизнами елементів.

Кривизна і поздовжні деформації сталезалізобетонного елемента, як правило, визначаються за нелінійною деформаційною методикою, виходячи з рівнянь рівноваги зовнішніх зусиль, які діють у нормальному перерізі елемента, гіпотези плоских перерізів, діаграм стану бетону, арматури і конструкційної сталі з розрахунковими характеристиками, що відповідають розрахунковій ситуації.

8.3.1.13 В загальному випадку для згинальних елементів сталезалізобетонних конструкцій прогин визначається за формулою

$$f_m = \int_0^l M_x \left(\frac{1}{r} \right)_x dx, \quad (8.2)$$

де M_x – згинальний момент у перерізі від дії одичиноної 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 5 з використанням характеристичних значень міцнісних і деформативних властивостей матеріалів.

Величина $1/r$ в залежності від розрахункової ситуації може мати наступні 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_x та $1/r$ по довжині елемента слід визначати з урахуванням фактичної жорсткості його перерізів.

8.3.1.14 Тривалу дію навантаження при визначенні прогину допускається враховувати шляхом множення відповідного значення кривизни, визначеної як для короткочасної дії навантаження, на коефіцієнт повзучості, що відповідає навантаженню і інтервалу часу (див. 3.1.3 ДСТУ Б.В.2.6-156).

8.3.1.15 Для статично визначених елементів постійного перерізу, що працюють за балковою схемою, прогин допускається визначати за формулою

$$f = k_m l^2 \left(\frac{1}{r} \right), \quad (8.3)$$

де $1/r$ – кривизна у перерізі із найбільшим згинальним моментом;

k_m – коефіцієнт, що визначається за таблицею 8.1.

Складові кривизни $1/r$ визначаються в залежності від розрахункової ситуації.

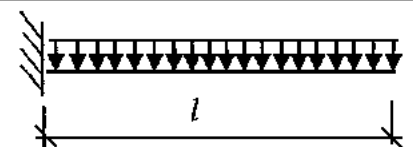
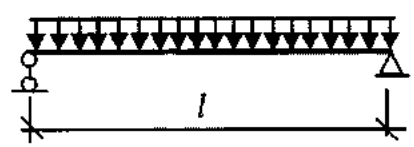
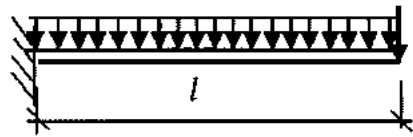
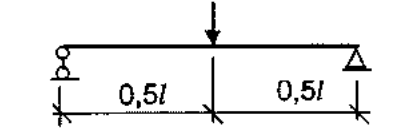
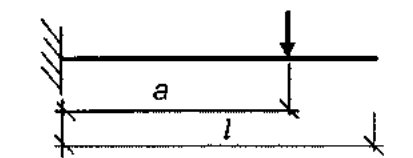
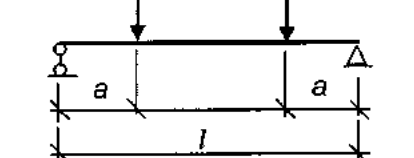
Якщо прогин, визначений за формулою (8.3), перевищує допустимий, його слід уточнити за формулою (8.2).

8.4 Утворення тріщин у бетоні

8.4.1 Загальні положення

8.4.1.1 Для обмеження ширини тріщин для комбінованих конструкцій застосовуються положення ДБН В.2.6-98. Обмеження ширини тріщин залежить від класів впливу згідно з 5.3.1 ДСТУ Б В.2.6-156.

Таблиця 8.1 – Величини коефіцієнта k_m

Схема навантаження консольної балки	Коефіцієнт k_m	Схема навантаження однопрольотної балки	Коефіцієнт k_m
	$\frac{1}{4}$		$\frac{5}{48}$
	$\frac{1}{3}$		$\frac{1}{12}$
	$\frac{a}{6l} \left(3 - \frac{a}{l} \right)$		$\frac{1}{8} - \frac{a^2}{6l^2}$

8.4.1.2 Оцінку ширини розкриття тріщин можна отримати з ДБН В.2.6-98, 7.3.4. Якщо не застосовується більш точний метод, σ_s можна визначати згідно з 5.4.3.3.

8.4.1.3 У якості спрощеного консервативного підходу, прийнятного обмеження ширини тріщин можна досягти шляхом забезпечення мінімального армування, визначеного у 8.4.2, та кроку стрижнів або діаметрів, що не перевищують визначених у 8.4.3 границь.

8.4.1.4 У випадках, коли балки в будівлях запроектовані як шарнірно обперті, а плити нерозрізні і контроль ширини тріщин не вимагається, то передбачена поздовжня арматура, яка встановлюється в межах ефективної ширини бетонної плити згідно з 8.4.1.1.3 ДБН В.2.6-160, повинна становити не менш ніж:

- 0,4 % площі перерізу бетону конструкцій, які зводяться із застосуванням тимчасових опор;
- 0,2 % площі перерізу бетону без застосування тимчасових опор.

Арматура у шарнірних балках повинна продовжуватись на довжину $0,25L$ у кожную сторону від проміжної опори або на $0,5L$ за прилеглу до консолі, де L – довжина відповідного прольоту або консолі відповідно. Сталеві профільовані настили в розрахунках не враховуються. Максимальний крок стрижнів повинен відповідати 11.2 ДБН В.2.6-160 для комбінованих плит або 8 ДСТУ Б В.2.6-156 – для суцільних бетонних полок.

8.4.2 Мінімальне армування

8.4.2.1 Якщо не використовується більш точний розрахунок згідно з ДБН В.2.6-98, 5.3.2, то у всіх перерізах без попередньо напруженої арматури і дії значних зусиль розтягу внаслідок обмеження прикладених деформацій (наприклад, основний і додатковий вплив усадки) в поєднанні або без поєднання з впливами від безпосереднього навантаження, необхідну мінімальну площу арматури A_s для плит комбінованих балок визначають за виразом:

$$A_s = k_s k_c k f_{ct,eff} A_{ct} / \sigma_s, \quad (8.4)$$

де $f_{ct,eff}$ – фактична середня міцність на розтяг бетону на момент часу, коли очікується можлива поява тріщин. Значення $f_{ct,eff}$ можна приймати такі ж, як і для f_{ctm} , див. ДБН В.2.6-98, таблицю 3.1 або як f_{lctm} (розділ 12 ДБН В.2.6-98), відповідно приймаючи як клас міцності на момент можливої появи тріщин. Якщо вік бетону на момент утворення тріщин неможливо встановити достовірно, але він менший ніж 28 діб, то мінімальну міцність на розтяг можна приймати 3 Н/мм^2 ;

- k – коефіцієнт, що враховує вплив нерівномірних самоврівноважених напружень і може прийматись 0,8;
- k_s – коефіцієнт, що враховує вплив зменшення нормальних зусиль у бетоні плити внаслідок появи тріщин і місцевого ковзання зсувних з'єднань, який може прийматись 0,9;
- k_c – коефіцієнт, що враховує розподіл напружень у перерізі безпосередньо перед появою тріщин і визначається за виразом:

$$k_c = \frac{1}{1 + \frac{h_c}{2z_0}} + 0,3 \leq 1, \quad (8.5)$$

- h_c – товщина бетонної полиці, за винятком вутів та ребер;
- z_0 – вертикальна відстань між центрами ваги бетонної полиці без тріщин і комбінованого перерізу без тріщин, обчислена із застосуванням відношення модулів n_0 при короткотривалому навантаженні;
- σ_s – максимально допустимі напруження у арматурі безпосередньо після виникнення тріщин. Вони можуть прийматись такими, що дорівнюють характеристичному опору текучості f_{sk} . У залежності від діаметру стрижнів можлива необхідність прийняття нижчого значення для виконання умов стосовно обмеження ширини розкриття тріщин. Ці значення наведено у таблиці 8.2;

A_{ct} – площа розтягнутої зони (внаслідок дії прикладеного навантаження та основних впливів усадки) безпосередньо перед утворенням тріщин у перерізі. Для спрощення можна використовувати площу перерізу бетону в межах приведеної ширини.

8.4.2.2 Максимальний діаметр стрижня при мінімальному армуванні може бути видозмінений на величину ϕ , що визначається виразом:

$$\phi = \phi^* f_{ct,eff} / f_{ct,0} \quad (8.6)$$

де ϕ^* – максимальний розмір стрижня, наведений у таблиці 8.2;

$f_{ct,0}$ – довідкова (базова) міцність 2,9 Н/мм².

Таблиця 8.2 – Максимальні діаметри стрижнів при високому зчепленні стрижнів

Напруження в арматурі σ_s , Н/мм ²	Максимальний діаметр стрижнів для розрахунку ширини тріщин, w_k		
	$w_k = 0,4$ 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	–

8.4.2.3 Як мінімум половина необхідної арматури повинна розташовуватись між серединою висоти плити і гранню, на яку діють максимальні деформації розтягу.

8.4.2.4 Для визначення мінімального армування у бетонних полицях з перемінною висотою у поперечному до балки напрямі необхідно використовувати місцеву товщину.

8.4.2.5 Для будівель мінімальне армування згідно з 8.4.2.1 і 8.4.2.2 повинно розміщуватись, якщо при нормативному сполученні дій виникають напруження розтягу.

8.4.2.6 У будівлях мінімальна нижня арматура для бетонного заповнення стінки сталевого двотаврового профілю повинна визначатись за виразом (8.2) при $k_c = 0,6$ і $k = 0,8$.

8.4.3 Контроль утворення тріщин внаслідок безпосереднього прикладання навантаження

8.4.3.1 Якщо забезпечено, щонайменш, мінімальне армування за 8.4.2, то, зазвичай, обмеження ширини тріщин прийнятними величинами досягається обмеженням кроку або діаметрів стрижнів. Максимальний діаметр і максимальний крок стрижнів залежить від напружень σ_s у арматурі і розрахункової ширини тріщин. Максимальний діаметр стрижнів наведено у таблиці 8.1, а максимальний крок стрижнів у таблиці 8.3.

8.4.3.2 Внутрішні зусилля повинні визначатись пружним розрахунком згідно з розділом 4 з урахуванням впливу тріщин у бетоні. Напруження в арматурі повинні визначатись з урахуванням впливів обтискання бетону між тріщинами. Якщо не застосовується більш точний метод, то напруження можуть обчислюватись згідно з 8.4.3.3.

Таблиця 8.3 – Максимальний крок стрижнів при високому зчепленні стрижнів

Напруження в арматурі $\sigma_s, \text{Н/мм}^2$	Максимальний крок стрижнів для розрахунку ширини тріщин, w_k		
	$w_k = 0,4 \text{ мм}$	$w_k = 0,3 \text{ мм}$	$w_k = 0,2 \text{ мм}$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	–
360	100	50	–

8.4.3.3 У сталезалізобетонних балках, де припускається, що бетон плити з тріщинами і нема попереднього напруження канатами, напруження у залізобетоні збільшуються внаслідок обтискання бетону між тріщинами у порівнянні з напруженнями, що ґрунтуються на роботі комбінованого перерізу без урахування розтягнутого бетону.

Напруження розтягу в арматурі σ_s внаслідок безпосереднього прикладання навантаження можна визначити за виразом:

$$\sigma_s = \sigma_{s,0} + \Delta\sigma_s \quad (8.7)$$

приймає

$$\Delta\sigma_s = \frac{0,4 f_{ctm}}{\alpha_{ct} \rho_s}; \quad (8.8)$$

$$\alpha_{ct} = \frac{A_l}{A_a I_a}, \quad (8.9)$$

де $\sigma_{s,0}$ – напруження в арматурі, що виникають від внутрішніх зусиль, які діють на сталезалізобетонний переріз, обчислені без урахування розтягнутого бетону;

f_{ctm} – середня міцність звичайного важкого бетону на розтяг, що приймається як f_{ctm} з ДБН В.2.6-98, таблиця 3.1, або f_{ctm} для легкого бетону, див. розділ 12 ДБН В.2.6-98;

ρ_s – коефіцієнт армування, що визначається як $\rho_s = (A_s / A_{ct})$;

A_{ct} – приведена площа перерізу бетону полиці в зоні розтягу; для спрощення використовують площу перерізу бетону в межах приведеної ширини;

A_s – загальна площа всіх шарів поздовжньої арматури в межах приведеної площі A_{ct} ;

A, I – площа і момент інерції, відповідно, приведенного комбінованого перерізу без урахування розтягнутого бетону і профнастил, якщо наявний;

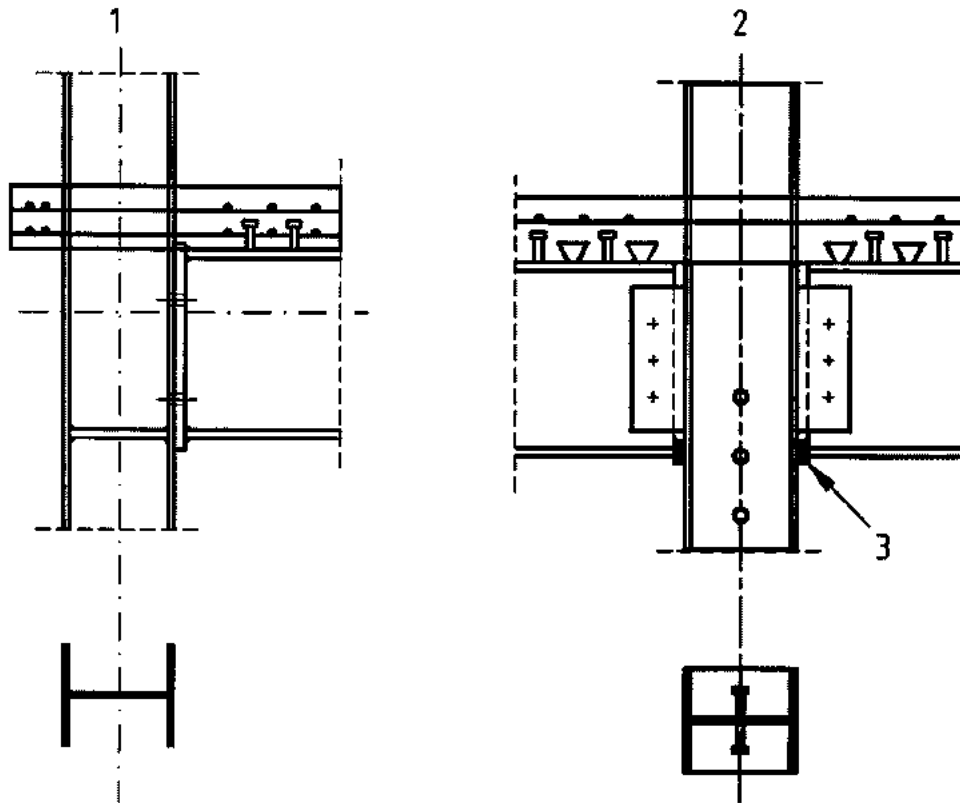
A_a, I_a – відповідні характеристики сталевих профілю.

8.3.3.4 Для елементів будівель без попереднього напруження канатами, зазвичай, необхідно використовувати квазіпостійне сполучення дій для визначення σ_s .

9 КОМБІНОВАНІ ВУЗЛИ КАРКАСІВ БУДІВЕЛЬ

9.1 Сфера застосування

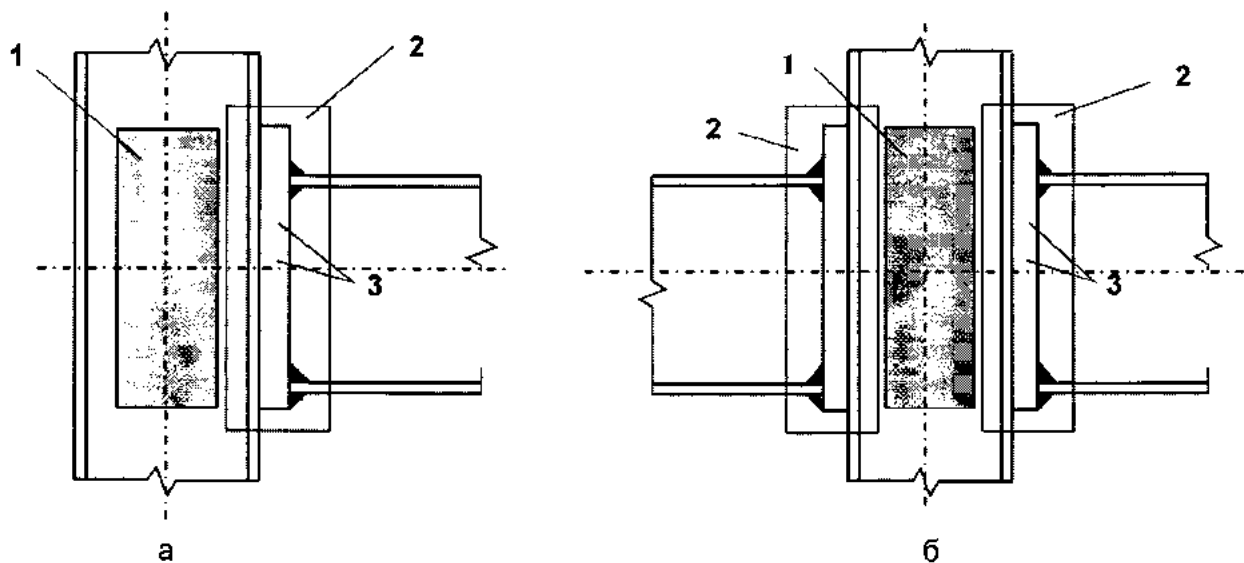
9.1.1 Сталезалізобетонний вузол – це вузол сполучення двох сталезалізобетонних елементів, сталезалізобетонного елемента зі сталевим або залізобетонним елементом, армування якого враховується при визначенні несучої здатності і жорсткості вузла. Окремі приклади вузлів показано на рисунку 9.1.



1 – при односторонньому з'єднанні; 2 – при двосторонньому з'єднанні; 3 – контактна пластина

Рисунок 9.1 – Приклади комбінованих вузлів

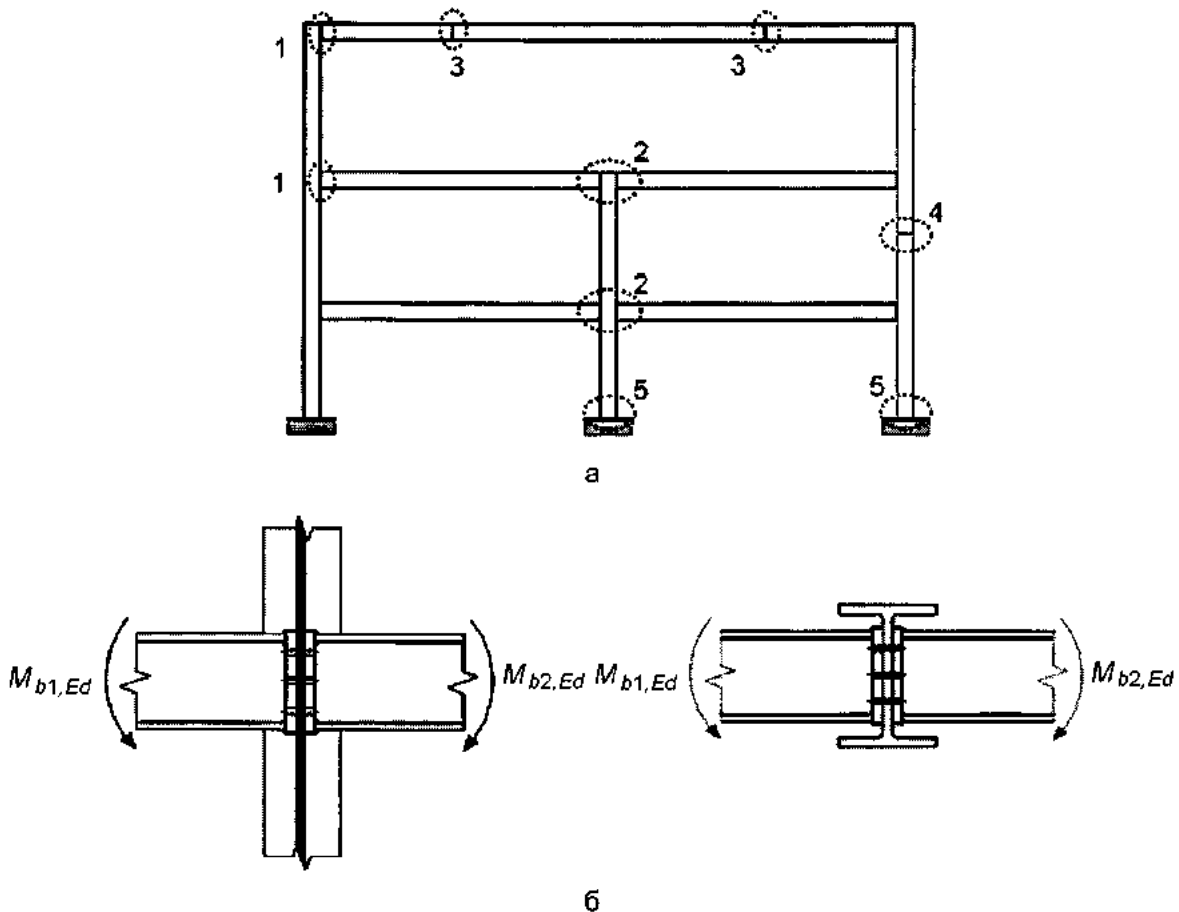
9.1.2 При розрахунку вузлом є група всіх основних компонентів, необхідних для представлення роботи вузла в процесі передачі відповідних внутрішніх зусиль і моментів між з'єднаними елементами. Вузол сполучення балки з колоною складається з ділянки стінки колони і одного (при односторонній конфігурації вузла) або двох (при двосторонній конфігурації вузла) з'єднань (рисунок 9.2).



а – одностороння конфігурація вузла; б – двостороння конфігурація вузла; 1 – ділянка стінки колони, що працює на зсув; 2 – з'єднання; 3 – компоненти (наприклад, болти, фланець)

Рисунок 9.2 – Складові вузла сполучення балки з колоною (залізобетонна частина балки умовно не показана)

9.1.3 Конфігурація вузла – це тип або компонування вузла або вузлів в межах області перетину двох або більше осей з'єднувальних елементів (рисунок 9.3).



а – конфігурація вузла по головній осі; б – конфігурація вузла по другорядній осі (застосовується при рівності моментів $M_{b1,Ed} = M_{b2,Ed}$); 1 – одностороннє сполучення балки з колоною; 2 – двостороннє сполучення балки з колоною; 3 – стик балок; 4 – стик колон; 5 – база колони

Рисунок 9.3 – Конфігурації вузлів

9.1.4 Основний компонент вузла – це частина вузла, що впливає на конструктивні властивості.

9.1.5 В залежності від конструктивних рішень каякрасів інші вузли повинні проектуватись згідно з ДБН В.2.6-98 або ДБН В.2.6-163.

9.1.6 Розділ 9 застосовується до вузлів, які знаходяться переважно під статичним навантаженням.

9.2 Класифікація вузлів

9.2.1 Класифікація за жорсткістю

9.2.1.1 Як правило, слід враховувати вплив роботи з'єднань на розподіл внутрішніх сил і моментів в конструкції, а також на загальні деформації конструкції. Якщо це вплив незначний, то їм можна знехтувати.

9.2.1.2 Щоб встановити, чи повинен враховуватися вплив роботи з'єднання на виконання статичного розрахунку, розрізняють три типи спрощених моделей вузлів:

- простий (номінально-шарнірний), в якому можна допустити, що вузол не передає згинальний момент;
- жорсткий, в якому робота вузла не впливає на результати статичного розрахунку;
- напівжорсткий, в якому слід враховувати вплив роботи вузла на статичний розрахунок.

9.2.1.3 Номінально-шарнірний вузол повинен передавати внутрішні зусилля без появи значних моментів, які могли б несприятливо впливати на окремі елементи або на конструкцію в цілому.

Номінально-шарнірний вузол не повинен стримувати поворот вузла при дії розрахункового навантаження.

9.2.1.4 Вузли, що класифікуються як жорсткі, повинні мати достатню жорсткість при повороті вузла для підтвердження розрахункової передумови, прийнятої при статичному розрахунку.

9.2.1.5 Вузли, які не задовольняють критерії для жорстких або номінально-шарнірних вузлів, слід класифікувати як напівжорсткі.

Примітка. Напівжорсткі вузли забезпечують передбачуваний ступінь взаємодії між елементами, заснований на розрахунковій залежності між моментом і кутом повороту вузла.

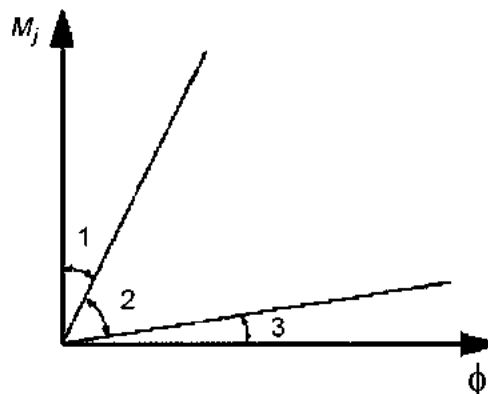
Напівжорсткі вузли повинні передавати внутрішні зусилля і моменти.

9.2.1.6 Тип моделі вузла слід визначати за таблицею 9.1, в залежності від класифікації вузла і обраного методу статичного розрахунку.

Таблиця 9.1 – Тип моделі вузла

Метод розрахунку	Класифікація вузла		
	Номінально-шарнірний	Жорсткий	Напівжорсткий
Пружний (1-й тип НДС в перерізі сталеві частини)	Номінально-шарнірний	Жорсткий	Напівжорсткий
Жорстко-пластичний (3-й тип НДС в перерізі сталеві частини)	Номінально-шарнірний	Рівноміцний	Частково рівноміцний
Пружно-пластичний (2-й тип НДС в перерізі сталеві частини)	Номінально-шарнірний	Жорсткий і рівноміцний	Напівжорсткий і частково рівноміцний Напівжорсткий і рівноміцний Жорсткий і частково рівноміцний
Тип моделі вузла	Простий	Жорсткий	Напівжорсткий

9.2.1.7 Межі класифікації вузлів по жорсткості наведені на рисунку 9.4.



Зона 1 – жорсткий вузол, якщо $S_{j,ini} \geq k_b EI_b / L_b$, де $k_b = 8$ для рам каркасів, в яких система зв'язків зменшує горизонтальні переміщення, принаймні, на 80 %; $k_b = 25$ для решти рам каркасів за умови, що на кожному поверсі $k_b / k_c \geq 0,1^*$.

Зона 2 – напівжорсткий вузол. Всі вузли зони 2 слід класифікувати як напівжорсткі. Вузли зон 1 або 3 в окремих випадках можуть також розглядатися як напівжорсткі.

Зона 3 – номінально-шарнірний вузол, якщо $S_{j,ini} \leq 0,5 EI_b / L_b$.

* При $k_b / k_c \geq 0,1$ вузли слід класифікувати як напівжорсткі.

Умовні позначки: k_b – середнє значення I_b / L_b для всіх балок даного поверху; k_c – середнє значення I_c / L_c для всіх колон даного поверху; I_b – момент інерції поперечного перерізу балки; I_c – момент інерції поперечного перерізу колони; L_b – проліт балок (відстань між центрами колон); L_c – висота колони в межах поверху

Рисунок 9.4 – Класифікація вузлів за жорсткістю

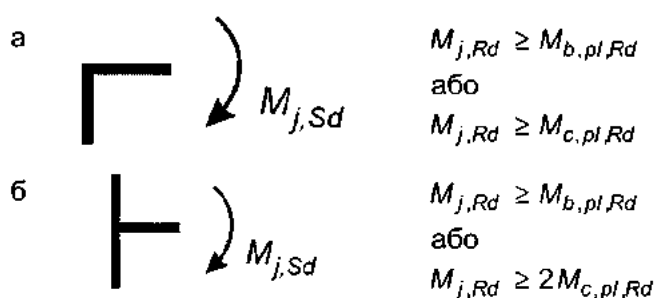
9.2.2 Класифікація вузлів за несучою здатністю

9.2.2.1 Крім класифікації вузлів по жорсткості вузли класифікують як рівноміцний, номінально-шарнірний або частково рівноміцний, порівнюючи його розрахункову несучу здатність на згин $M_{j,Rd}$ з розрахунковими несучими здатностями на згин елементів, що з'єднуються. При класифікації вузлів розрахункову несучу здатність елемента слід приймати як для елемента, що примикає до вузла.

9.2.2.2 Номінально-шарнірний вузол повинен передавати внутрішні зусилля без появи значних моментів, які могли б несприятливо впливати на окремі елементи або на конструкцію в цілому. Номінально-шарнірний вузол повинен стримувати поворот вузла при дії розрахункового навантаження.

9.2.2.3 Вузол можна класифікувати як номінально-шарнірний, якщо його розрахункова несуча здатність на згин $M_{j,Rd}$ не перевищує 0,25 розрахункового значення несучої здатності на згин, необхідної для рівноміцного вузла, за умови що він також має достатню несучу здатність при крученні.

9.2.2.4 Розрахункова несуча здатність рівноміцного вузла повинна бути не менше розрахункової несучої здатності елементів що з'єднуються. Вузол можна класифікувати як равнопрочний, якщо він задовольняє умовам, наведеним на рисунку 9.5.



$M_{b,pl,Rd}$ – розрахункова несуча здатність балки на згин у пластичній стадії;

$M_{c,pl,Rd}$ – розрахункова несуча здатність колони на згин у пластичній стадії

Рисунок 9.5 – Рівноміцні вузли: а – верх колони; б – по висоті колони

9.2.2.5 Вузол, який не відповідає умовам, що пред'являються до рівноміцних або номінально-шарнірних вузлів, слід класифікувати як частково рівноміцний вузол.

9.3 Моделювання вузлів

9.3.1 При моделюванні деформованого стану вузла слід враховувати деформації зсуву ділянки стінки колони в місці примикання балки, а також деформацію, обумовлену поворотом вузлового з'єднання.

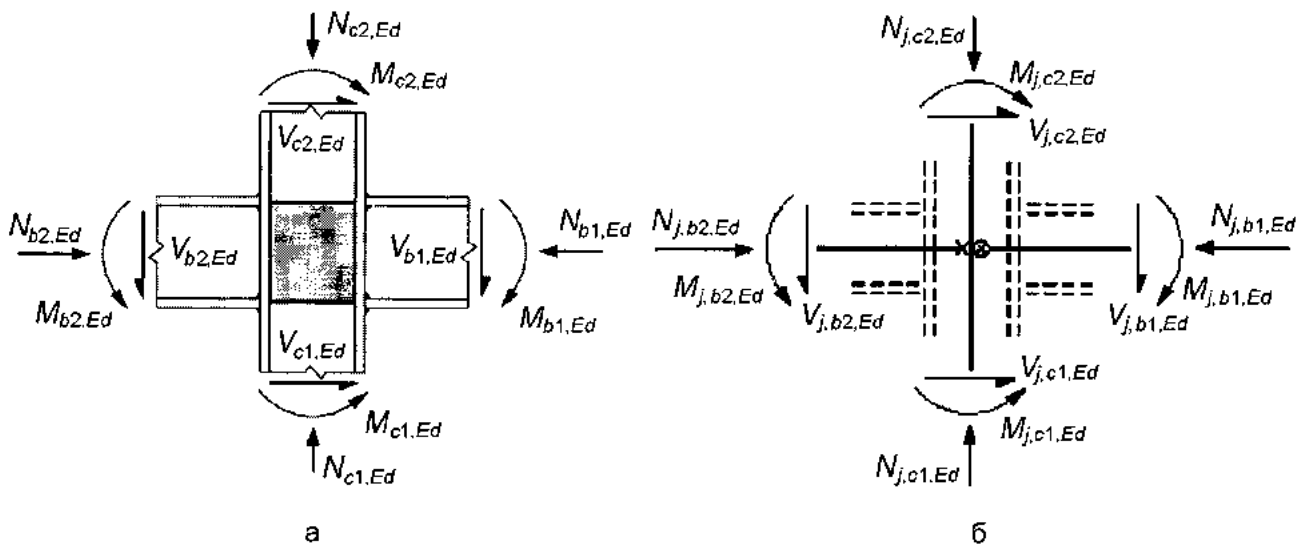
9.3.2 Вузли слід розраховувати на сприйняття внутрішніх згинальних моментів $M_{b1,Ed}$ і $M_{b2,Ed}$, нормальних зусиль $N_{b1,Ed}$ і $N_{b2,Ed}$ і поперечних сил $V_{b1,Ed}$ і $V_{b2,Ed}$ від приєднаних елементів (рисунок 9.6).

9.3.3 Сумарне зусилля зсуву $V_{wp,Ed}$ в ділянці стінки колони слід визначати за формулою

$$V_{wp,Ed} = \frac{M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}}{z} - \frac{V_{c1} - V_{c2}}{2}, \quad (9.1)$$

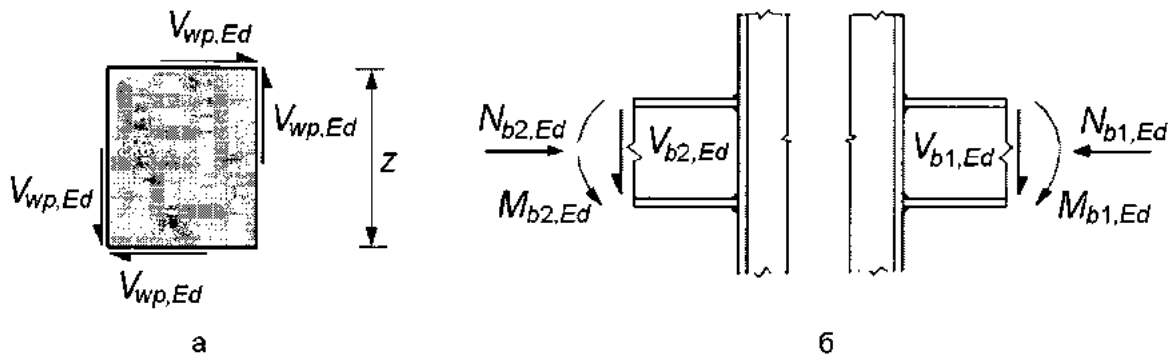
де z – плече внутрішньої пари сил, див. 9.7.

9.3.4 Для того, щоб модель вузла найбільш точно відображала його дійсну роботу, ділянка стінки колони, що працює на з'сுவ, і кожне з кріплень вузлів слід моделювати окремо, враховуючи внутрішні сили і моменти, що діють на периферії ділянки стінки колони (рисунки 9.6,а і 9.7). Напрямок сил і моментів на рисунку 9.6 відповідає позитивним значенням зусиль у формулах (9.1) і (9.2)



а – значення зусиль на периферії ділянки стінки колони; б – значення зусиль в точці перетину осей елементів

Рисунок 9.6 – Внутрішні сили і моменти у вузлі



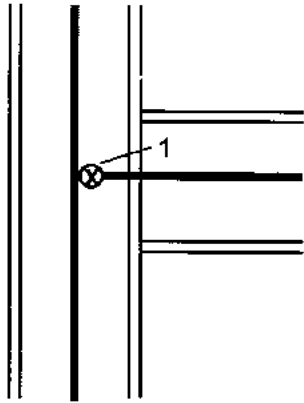
а – поперечні сили на ділянці стінки колони; б – зусилля у вузлі сполучення балки з колоною

Рисунок 9.7 – Внутрішні зусилля і моменти, що діють на ділянках стінки колони в з'єднаннях

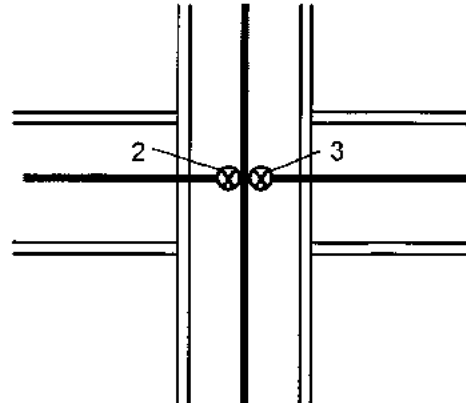
9.3.5 В якості спрощення альтернативи методу, викладеному в 9.3.4, односторонні вузли можна моделювати як одиночні вузли, а двосторонні вузли можна моделювати як два роздільних, але взаємодіючих вузла, по одному з кожного боку. Отже, двостороння конфігурація сполучення балки з колоною має дві залежності "момент – кут повороту": одну – для правого і одну – для лівого сполучення.

9.3.6 При двосторонньому сполученні кожен вузол слід моделювати у вигляді спіральної пружини, як показано на рисунку 9.8, яка характеризується залежністю "момент – кут повороту" і враховує роботу ділянки стінки колони на з'сув, а також вплив відповідних кріплень.

Одностороння конфігурація



Двостороння конфігурація



1, 2, 3 – вузли сполучення балок з колонами

Рисунок 9.8 – Моделювання вузла

9.3.7 При визначенні розрахункової несучої здатності на вигин, а також крутильної жорсткості для кожного вузла можливий вплив ділянки стінки колони, що працює на зріз, слід враховувати за допомогою коефіцієнтів трансформації β_1 і β_2 , де β_1 – значення коефіцієнта трансформації для правого боку вузла; β_2 – значення коефіцієнта трансформації для лівої сторони вузла.

9.3.8 Наближені значення β_1 і β_2 , засновані на значеннях згинальних моментів у балці $M_{b1,Ed}$ і $M_{b2,Ed}$, що діють на периферії ділянки стінки колони (рисунок 9.6,а), можна визначити за таблицею 9.2.

Таблиця 9.2 – Наближені значення коефіцієнта трансформації β

Конфігурація вузла	Вплив	Значення β
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed} = M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1^*$
	$M_{b1,Ed} / M_{b2,Ed} > 0$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed} / M_{b2,Ed} < 0$	$\beta \approx 2$
	$M_{b1,Ed} + M_{b2,Ed} = 0$	$\beta \approx 2$

* У даному випадку значення β є точним.

9.3.9 В якості альтернативи 9.3.8 більш точні значення β_1 і β_2 , засновані на значеннях згинальних моментів у балці в точці перетину осей елементів (рисунок 9.6,б), можуть бути визначені за спрощеною моделлю:

$$\beta_1 = \left| 1 - M_{j,b2,Ed} / M_{j,b1,Ed} \right| \leq 2; \quad (9.2,a)$$

$$\beta_2 = \left| 1 - M_{j,b1,Ed} / M_{j,b2,Ed} \right| \leq 2. \quad (9.2,б)$$

де $M_{j,b1,Ed}$ – момент в точці перетину осей елементів з боку правої балки;
 $M_{j,b2,Ed}$ – момент в точці перетину осей елементів з боку лівої балки.

9.3.10 При визначенні розрахункової несучої здатності на згин непідсиленого двостороннього сполучення балки з колоною з нерівними по висоті балками слід враховувати фактичний розподіл дотичних напружень на ділянці стінки колони.

9.4 Розрахунок вузлів

9.4.1 Загальні положення

9.4.1.1 Залежно від класифікації вузла і обраного методу статичного розрахунку тип моделі вузла слід визначати за таблицею 9.1.

9.4.1.2 Залежність між кутом повороту і моментом у вузлі, що використовується при статичному розрахунку, може бути спрощена і представлена у вигляді відповідної кривої, включаючи лінійну апроксимацію (наприклад, білінійну або трилінійну), за умови, що ця апроксимуюча крива повністю розташована нижче розрахункової кривої залежності між кутом повороту і згинальним моментом.

9.4.2 Пружний розрахунок

9.4.2.1 Вузли слід класифікувати за їх жорсткістю за крученням, див. 9.2.1.

9.4.2.2 Вузли повинні мати достатню міцність для передачі діючих у вузлі сил і моментів, отриманих при статичному розрахунку.

9.4.2.3 У разі напівжорсткого вузла в статичному розрахунку слід приймати жорсткість на кручення S_j , відповідну згинальному моменту $M_{j,Ed}$. Якщо $M_{j,Ed}$ не перевищує $2/3M_{j,Rd}$, то в статичному розрахунку можна прийняти початкову жорсткість на кручення $S_{j,ini}$, (рисунок 9.9,а).

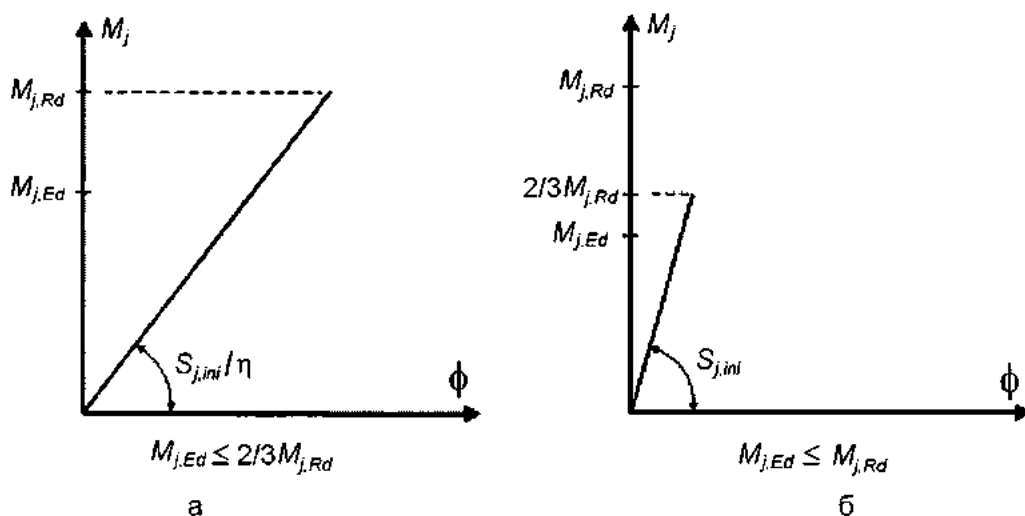


Рисунок 9.9 – Крутильна жорсткість, яка приймається при пружному розрахунку

9.4.2.4 Для спрощення методики, наведеної в 9.4.2.3, розрахункове значення крутильної жорсткості можна прийняти однаковим для всіх значень згинального моменту $M_{j,Ed}$, як показано на рисунку 9.9,б, де η – коефіцієнт переходу до модифікованої жорсткості, що приймається за таблицею 9.2.

Таблиця 9.2 – Коефіцієнт переходу до модифікованої жорсткості η

Тип з'єднання	Спряження балки з колоною	Інші типи спряження (спряження балки з балкою, стики балок)
Зварне з'єднання	2	3
Болтове з'єднання торцевого опорного листа	2	3
Болтове з'єднання звисів полиць перерізу	2	3,5

9.4.2.5 Для вузлів з двотаврів значення крутильної жорсткості S_j наведено в 9.8.1.

9.4.3 Жорстко-пластичний розрахунок

9.4.3.1 Вузли слід класифікувати за їх жорсткістю (див. 9.2.1) і несучою здатністю (див. 9.2.2).

9.4.3.2 Значення $M_{j,Rd}$ для вузлів з двотаврів наведено в 9.5.

9.4.3.3 Здатність вузлів на кручення повинна бути достатньою по відношенню до кута повороту вузла, отриманому при розрахунку.

9.4.3.4 Здатність вузлів з двотаврів на кручення повинна бути перевірена відповідно до 9.9.

9.4.4 Пружно-пластичний розрахунок

9.4.4.1 Вузли слід класифікувати за їх жорсткістю (див. 9.2.1) і несучою здатністю (див. 9.2.2).

9.4.4.2 Для вузлів з двотаврів $M_{j,Rd}$ наведено в 9.5.6, S_j – в 9.8.1, ϕ_{Cd} – в 9.9.

9.4.4.3 Для визначення розподілу внутрішніх сил і моментів в елементах конструкцій слід використовувати залежність між згинальним моментом і кутом повороту вузла.

9.4.4.4 Для спрощення розрахунку може бути прийнята білінійна залежність між моментом і кутом повороту вузла, показана на рисунку 9.10. Коефіцієнт переходу до модифікованої жорсткості η слід приймати за таблицею 9.2.

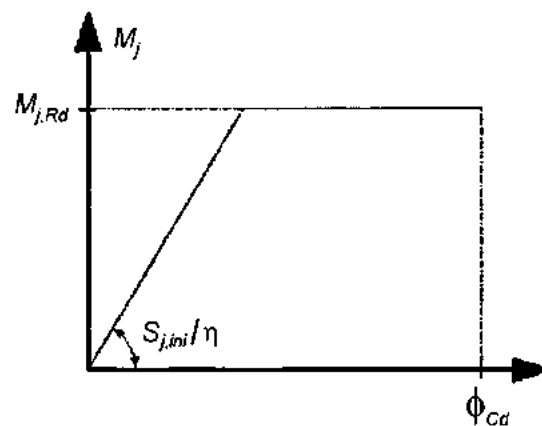


Рисунок 9.10 – Спрощена білінійна залежність між моментом і кутом повороту вузла

9.5 Вузли з двотаврових елементів

9.5.1 Основні положення

9.5.1.1 У даному розділі містяться методи розрахунку для визначення конструктивних властивостей вузлів рам будь-якого типу. При застосуванні цих методів вузли слід моделювати як сукупність основних компонентів.

9.5.1.2 Основні компоненти вузлів, що використовуються в цьому розділі, представлені в таблиці 9.3, та їх властивості слід визначати згідно з положеннями даного розділу. Інші різновиди основних компонентів можуть бути використані за умови, що їх властивості базуються на резуль-

татах випробувань або на даних розрахунків аналітичними чисельними методами, підтверджених випробуваннями.

Примітка. Методи розрахунку, що застосовуються для основних компонентів вузлів, наведені в цьому розділі, є методами загального застосування і можуть застосовуватися також для подібних компонентів в інших конфігураціях вузлів. Однак, конкретні розрахункові методи визначення несучої здатності на згин, крутильної жорсткості і несучої здатності вузлів на кручення базуються на розподілі внутрішніх зусиль для конфігурацій вузлів, представлених на рисунку 9.3. Для інших конфігурацій вузлів розрахункові методи визначення несучої здатності на згин, крутильної жорсткості і несучої здатності вузлів на кручення повинні ґрунтуватися на відповідних передумовах про розподіл внутрішніх зусиль.

9.5.2 Розрахункова залежність "згинальний момент – кут повороту"

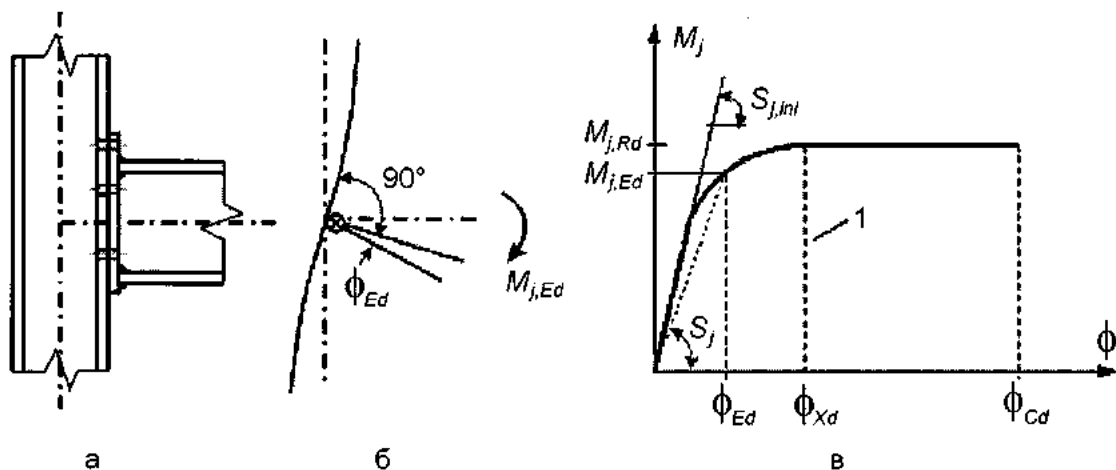
9.5.2.1 Вузол може бути представлений у вигляді сталевієї пружини в точці перетину осей з'єднувальних елементів, як показано на рисунках 9.9,а і 9.9,б для односторонньої конфігурації сполучення балки з колоною. Властивості цього сполучення можуть бути виражені у формі розрахункової залежності "згинальний момент – кут повороту", яка описує зв'язок між згинальним моментом $M_{j,Ed}$, прикладеним у вузлі, і відповідним кутом повороту ϕ_{Ed} між елементами, що єднюються.

У загальному випадку розрахункова залежність "згинальний момент – кут повороту" є нелінійною, як показано на рисунку 9.9,в.

9.5.2.2 Розрахункова залежність між згинальним моментом і кутом повороту (рисунок 9.9,в) визначає наступні три основні конструктивні властивості:

- несучу здатність на згин;
- крутильну жорсткість;
- несучу здатність при крученні.

Примітка. У деяких випадках при дійсній роботі з'єднання на дію згинального моменту має місце певний поворот, який є наслідком взаємного зсуву елементів у болтових з'єднаннях. Ці фактори можуть призвести до значного початкового повороту, який слід враховувати в розрахунковій залежності "згинальний момент – кут повороту".



а – вузол; б – розрахункова модель; в – розрахункова залежність "згинальний момент – кут повороту"; 1 – межа для визначення S_j

Рисунок 9.11 – Розрахункова залежність "згинальний момент – кут повороту" вузла

9.5.3 Основні компоненти вузлів

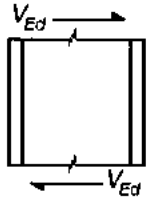
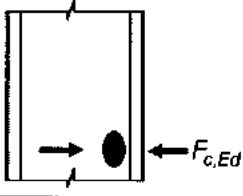
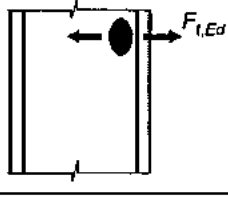
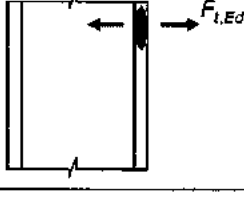
9.5.3.1 Розрахункова залежність "згинальний момент – кут повороту" вузла є функцією властивостей його основних компонентів.

9.5.3.2 Основні компоненти вузлів повинні відповідати наведеним у таблиці 9.3 з посиланнями на правила оцінки їхніх конструктивних властивостей.

9.5.3.3 Залежності між конструктивними властивостями вузла і конструктивними властивостями основних компонентів повинні відповідати наведеним у наступних пунктах:

- для несучої здатності на згин – в 9.7;
- для крутильної жорсткості – в 9.8.1;
- для несучої здатності при крученні – в 9.9.

Таблиця 9.3 – Основні компоненти вузлів

Компонент		Посилання на правила застосування		
		Несуча здатність	Коефіцієнт жорсткості	Несуча здатність на кручення
1. Ділянка стінки колони при зсуві		9.6.3.1	9.8.2	6.4.2 і 6.4.3
2. Стінка колони при поперечному стиску		9.6.3.2	9.8.2	6.4.2 і 6.4.3
3. Стінка колони при поперечному розтягу		9.6.3.3	9.8.2	6.4.2 і 6.4.3
4. Полиця колони при поперечному згині		9.6.3.4	9.8.2	6.4.2 і 6.4.3

9.5.4 Внутрішні зусилля

9.5.4.1 Напруження в елементах від внутрішніх сил і моментів допускається вважати не впливаючими на розрахункову несучу здатність основних компонентів вузла, за винятком випадків, наведених у 9.5.4.2 і 9.5.4.3.

9.5.4.2 При визначенні розрахункової несучої здатності стінки колони при стиску слід враховувати поздовжні напруження в колоні, див. 9.6.3.2.

9.5.4.3 Зсув на ділянці стінки колони слід враховувати при визначенні розрахункової несучої здатності таких основних компонентів:

- стінки колони при поперечному стиску, див. 9.6.3.2;
- стінки колони при поперечному розтягу, див. 9.6.3.3.

9.5.5 Поперечні сили

9.5.5.1 У зварних з'єднаннях, а також у болтових з'єднаннях з фланцями зварні шви, що прикріплюють стінку балки, слід розраховувати на поперечну силу в балці, тобто без урахування зварних швів, що прикріплюють полиці балки. Розрахунок зварних з'єднань виконується згідно з вимогами 1.12 ДБН В.2.6-163.

9.5.5.2 У болтових з'єднаннях з фланцями розрахункову несучу здатність кожного ряду болтів при спільній дії зрізу і розтягу слід перевіряти, враховуючи сумарне розтягувальне зусилля в болті, включаючи всі зусилля, що виникають від відриву фланця. Розрахунок болтових з'єднань виконується згідно з вимогами 1.12 ДБН В.2.6-163.

9.5.5.3 У болтових з'єднаннях з кутиковими поясними накладками (рисунок 9.12) можна допустити, що накладка, яка прикріплює стиснуту полицю балки, передає поперечну силу балки на колону при виконанні таких умов:

- зазор g між торцем балки і поверхнею колони не перевищує товщину кутикової накладки t_g ;
- чинне зусилля не перевищує розрахункової несучої здатності на зріз болтів, що прикріплюють накладку до колони;
- стінка балки задовольняє вимогам, наведеним в 1.5.5 ДБН В.2.6-163.

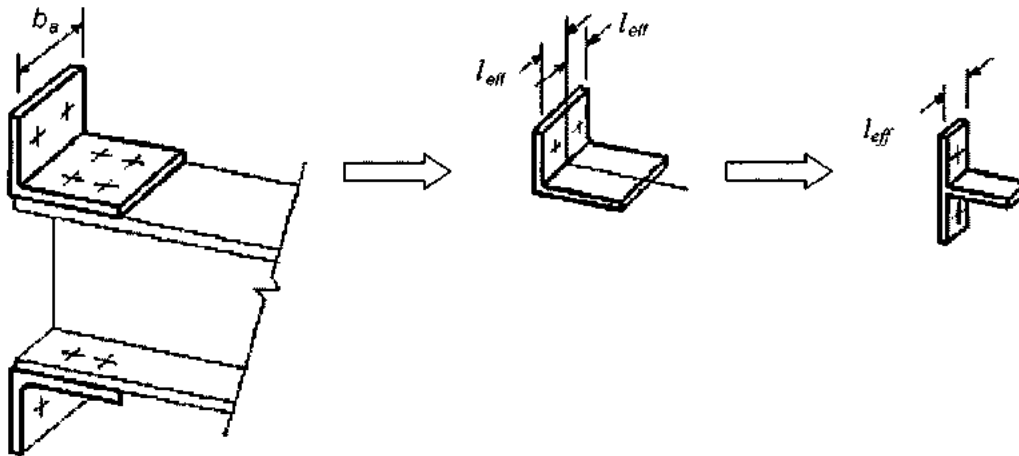


Рисунок 9.12 – Ефективна довжина l_{eff} поясної кутикової накладки

9.5.5.4 Розрахункову несучу здатність вузла на зріз можна визначити, виходячи з розподілу внутрішніх зусиль в ньому і розрахункової несучої здатності його основних компонентів на дію цих зусиль (див. таблицю 9.3).

9.5.6 Згинальні моменти

9.5.6.1 Розрахункову несучу здатність на згин будь-якого вузла можна визначити, виходячи з розподілу внутрішніх зусиль в ньому і розрахункової несучої здатності його основних компонентів на дію цих зусиль (див. таблицю 9.3).

9.5.6.2 Розрахункове значення згинального моменту $M_{j,Rd}$, що сприймається сполученням балки з колоною або стиком балок, можна визначити за методом, наведеним у 9.7, за умови, що осьова сила N_{Ed} у приєднаному елементі не перевищує 5 % розрахункової несучої здатності $N_{pl,Rd}$ його поперечного перерізу.

9.5.6.3 У всіх вузлах розміри зварних швів повинні бути такими, щоб розрахункове значення згинального моменту $M_{j,Rd}$, що сприймається вузлом, завжди було обмежено розрахунковою несучою здатністю його основних компонентів, а не зварних швів.

9.5.6.4 У сполученні балки з колоною або в стикі балок, в яких потрібне утворення пластичного шарніра і поворот вузла при будь-якій відповідній розрахунковій ситуації, зварні шви слід проектувати таким чином, щоб сприймати момент, що рдівнює, принаймні, найменшій з наступних величин:

- розрахунковим значенням згинального моменту, що сприймається приєднаним елементом $M_{pl,Rd}$;
- розрахунковим значенням згинального моменту $M_{j,Rd}$, помноженому на α , де $\alpha = 1,4$ – для каркасів, в яких система в'язей задовольняє умові (8.1) ДБН В.2.6-160, 8.2.1 щодо поперечного зміщення; $\alpha = 1,7$ – у всіх інших випадках.

9.5.6.5 У болтовому з'єднанні з більш ніж одним рядом болтів, що працюють на розтяг, в якості спрощення можна знехтувати роботою будь-якого ряду болтів за умови, що роботою всіх інших рядів болтів, розташованих ближче до центра стиску, також нехтують.

9.6 Опір компонентів вузлів

9.6.1 Сфера застосування

9.6.1.1 Згідно з наведеним нижче у 9.6.2 необхідно визначати опір наступних основних компонент вузлів:

- поздовжньої розтягнутої арматури;
- стиснутої сталеві контактної плити.

9.6.1.2 Опір компонент повинен прийматись, як наведено нижче, за винятком наведеного у 9.6.3.

9.6.1.3 Опір бетону замоноличення стінок у сталевих профілях колон повинен визначатись відповідно до 9.6.3.

9.6.2 Компоненти комбінованих вузлів

9.6.2.1 Поздовжня сталеві розтягнута арматура

Приведена ширина бетонної полиці повинна визначатись згідно з 8.4.1.1.3 ДБН В.2.6-160.

Необхідно припускати, що у фактичній площі поздовжньої розтягнутої арматури напруження досягають її розрахункового опору текучості f_{sd} .

Якщо має місце невірноважене навантаження, для перевірки передачі зусиль від бетонної плити на колону можна застосовувати модель "стиснуто-розтягнутих умовних елементів" (рисунок 9.13).

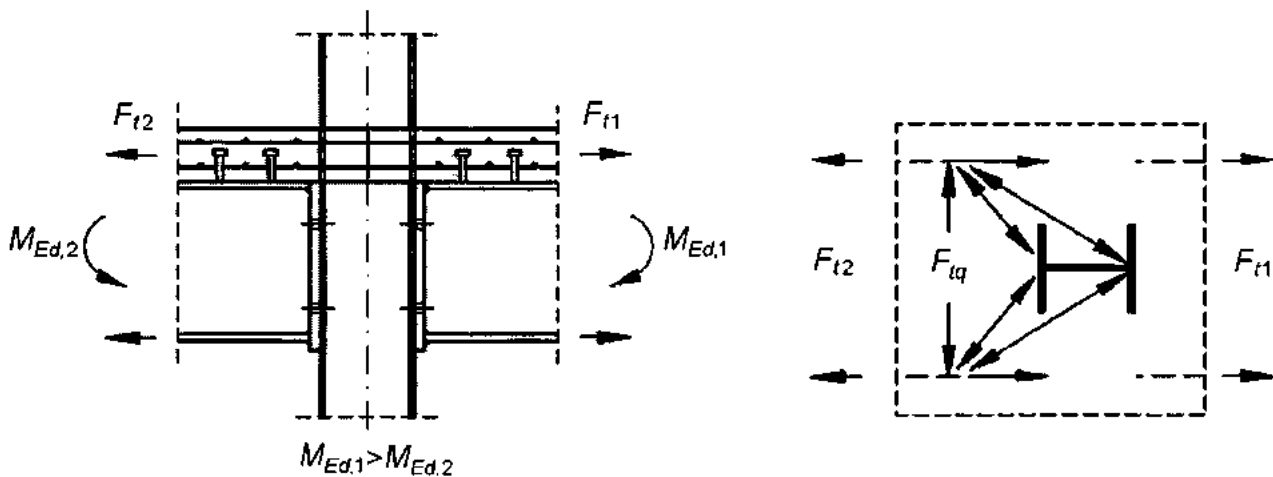


Рисунок 9.13 – Модель "стиснуто-розтягнутих умовних елементів"

Для односторонньої конфігурації комбінованого вузла, робоча поздовжня розтягнута арматура плити повинна належним чином заанкеруватись вдовж прольоту балки для можливості досягнення розрахункового опору при розтягу.

9.6.2.2 Сталева контактна плита при стиску

Якщо висота або ширина контактної плити перевищує відповідний розмір стиснутої полиці сталевих профілю, то робочий розмір повинен визначатись за припущення дисперсії під кутом 45° через контактну плиту.

Необхідно припускати, що у робочій площі стиснутої контактної плити напруження можуть досягти її розрахункового опору текучості f_{yd} .

9.6.2.3 Стінка колони при поперечному стиску

Для з'єднання через контактну плиту робоча ширина стиснутої стінки колони $b_{eff,c,wc}$ повинна визначатись за припущення розподілу напружень під кутом 45° через контактну плиту.

9.6.3 Розрахункова несуча здатність основних компонентів

9.6.3.1 Стінка колони при зсуві

Розрахункова несуча здатність стінки колони на зсув $V_{wp,Rd}$ при дії розрахункової поперечної сили $V_{wp,Ed}$ визначається за формулою

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9 f_{y,wc} A_{vc}}{\gamma_{M0} \sqrt{3}}, \quad (9.3)$$

де A_{vc} – площа зсуву.

Якщо сталева стінка колони замонолічена бетоном (див. рисунок 4.2,b), розрахункова несуча здатність стінки на зсув згідно з (9.3) може збільшуватись з урахуванням бетону замонолічення.

Для односторонніх вузлів або двосторонніх, у яких висота балки однакова, розрахункова несуча здатність бетонного заповнення стінки колони на зсув $V_{wp,c,Rd}$ повинна визначатись за виразом:

$$V_{wp,c,Rd} = 0,85 v A_c f_{cd} \sin \Theta, \quad (9.4)$$

при

$$A_c = 0,8 (b_c - t_w) (h - 2t_f) \cos \theta; \quad (9.5)$$

$$\theta = \arctan [(h - 2t_f)/z], \quad (9.6)$$

де b_c – ширина бетонного заповнення;

h – висота профілю колони;

t_f – товщина полиць колони;

t_w – товщина стінки колони;

z – плече внутрішньої пари, див. 9.7.1 і рисунок табл. 9.5.

Коефіцієнт зниження, що враховує вплив поздовжнього стиску у колоні на розрахунковий опір стінки колони при зсуві, повинен визначатись за виразом:

$$v = 0,55 \left(1 + 2 \left(\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right) \right) \leq 1, \quad (9.7)$$

де N_{Ed} – розрахункова нормальна сила стиску у колоні;

$N_{pl,Rd}$ – розрахункова несуча здатність перерізу колони включно з бетоном.

9.6.3.2 Стінка колони при поперечному стиску

Розрахункову несучу здатність не зміцненої ребрами жорсткості стінки колони на дію поперечного стиску слід визначати за формулою

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}}, \text{ але } F_{c,wc,Rd} \leq \frac{\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M1}}, \quad (9.8)$$

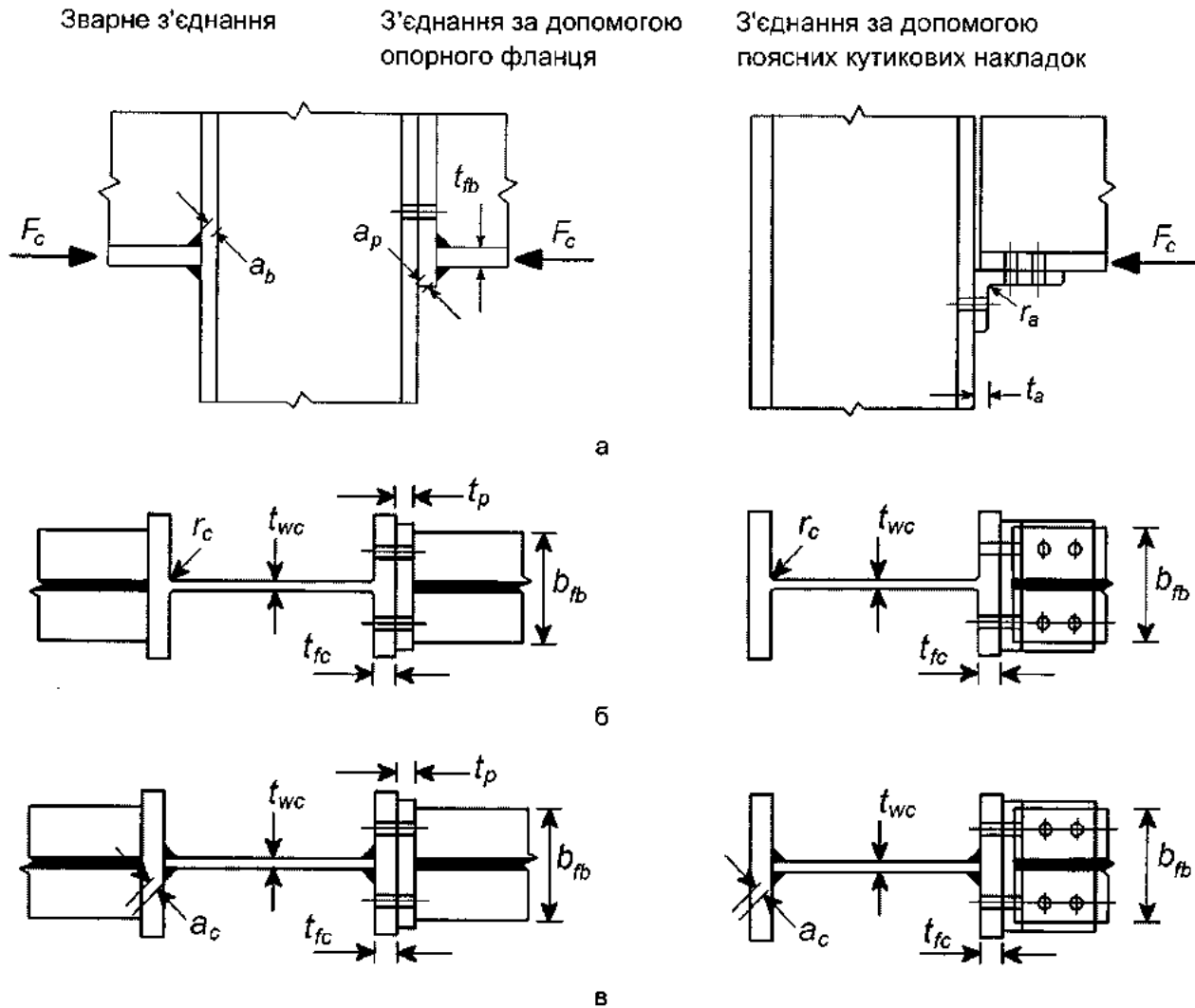
де ω – понижувальний коефіцієнт, що враховує можливий вплив дотичних напружень в стінці колони (приймається за таблицею 9.4);

$b_{eff,c,wc}$ – ефективна ширина стінки колони при поперечному стиску, яка приймається:

– у зварному з'єднанні

$$b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2 \cdot a_b \sqrt{2} + 5 \cdot (t_{fc} + s), \quad (9.9)$$

тут a_b , t_{fc} , t_{fb} – див. рисунок 9.14;



а – вид збоку; б – колона з прокатного профілю; в – зварна колона

Рисунок 9.14 – До розрахунку на поперечний стиск незміцненої стінки колони

– у болтовому з'єднанні з опорним фланцем

$$b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2 \cdot a_b \sqrt{2} + 5 \cdot (t_{fc} + s) + s_p, \quad (9.10)$$

тут s_p – довжина, отримана перерізом під кутом 45° товщини опорного фланця (яка приймається, принаймні, t_p , а якщо довжина виступу фланця за полицю достатня, то до $2t_p$);

– у болтовому з'єднанні з поясними кутиковими накладками

$$b_{eff,c,wc} = 2t_a + 0,6r_a + 5 \cdot (t_{fc} + s), \quad (9.11)$$

тут $s = r_c$ – для колон з прокатного двотавра;

$s = a_c \sqrt{2}$ – для колон із зварного двотавра;

ρ – понижувальний коефіцієнт, що враховує втрату місцевої стійкості фланця:

$$\text{при } \bar{\lambda}_\rho \leq 0,72 \quad \rho = 1,0; \quad (9.12,a)$$

$$\text{при } \bar{\lambda}_\rho > 0,72 \quad \rho = \frac{(\bar{\lambda}_\rho - 0,2)}{\bar{\lambda}_\rho^2}, \quad (9.12,b)$$

тут $\bar{\lambda}_\rho$ – гнучкість фланця

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff,c,wc} d_{wc} f_{y,wc}}{E \cdot t_{wc}^2}}, \quad (9.12,в)$$

$d_{wc} = h_c - 2 \cdot (t_{fc} + r_c)$ – для колон із прокатного двотавра;

$d_{wc} = h_c - 2 \cdot (t_{fc} + a_c \sqrt{2})$ – для колон із зварного двотавра;

k_{wc} – понижувальний коефіцієнт, що приймається за 6.2.6.2(2).

Таблиця 9.4 – Понижувальний коефіцієнт ω , що враховує дотичні напруження

Коефіцієнт трансформації β	Понижувальний коефіцієнт ω
$0 \leq \beta \leq 0,5$	$\omega = 1,0$
$0,5 \leq \beta \leq 1,0$	$\omega = \omega_1 + 2 \cdot (1 - \beta) \cdot (1 - \omega_1)$
$\beta = 1,0$	$\omega = \omega_1$
$1,0 < \beta < 2,0$	$\omega = \omega_1 + (\beta - 1) \cdot (\omega_2 - \omega_1)$
$\beta = 2,0$	$\omega = \omega_2$
$\omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3 \cdot (b_{eff,c,wc} t_{wc} / A_{vc})^2}}$	$\omega_2 = \frac{1}{\sqrt{1 + 5,2 \cdot (b_{eff,c,wc} t_{wc} / A_{vc})^2}}$

A_{vc} – площа зсуву колони, див. 9.6.3.1.

Якщо стінка сталеві колони замонолічена бетоном, то розрахунковий опір стінки колони при стиску може збільшуватись з урахуванням бетону.

Розрахунковий опір бетонного заповнення стінки колони при поперечному стиску $F_{c,wc,c,Rd}$ необхідно визначати з використанням виразу:

$$F_{c,wc,c,Rd} = 0,85 k_{wc,c} t_{eff,c} (b_c - t_w) f_{cd}, \quad (9.13)$$

де $t_{eff,c}$ – робоча довжина бетону, визначена таким же способом, як і робоча ширина $b_{eff,c,wc}$.

$$k_{wc,c} = 1,3 + 3,3 \frac{\sigma_{com,c,Ed}}{f_{cd}} \leq 2,0, \quad (9.14)$$

де $\sigma_{com,c,Ed}$ – поздовжні напруження стиску у заповненні від розрахункової нормальної сили N_{Ed} .

Якщо на бетон заповнення діють напруження поздовжнього стиску, то їх вплив на опір бетону поперечному стиску можна враховувати шляхом множення значення $F_{c,wc,c,Rd}$ на коефіцієнт $k_{wc,c}$, що визначається як:

9.6.3.3 Стінка колони при поперечному розтягу

Розрахункову несучу здатність не зміцненої ребрами жорсткості стінки колони, яка знаходиться під впливом поперечного розтягу, слід визначати за формулою

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}}, \quad (9.15)$$

де ω – понижувальний коефіцієнт, що враховує вплив дотичних напружень в стінці колони.

У зварному з'єднанні ефективну ширину розтягнутої стінки колони слід визначати за формулою

$$b_{eff,t,wc} = t_{fb} + 2a_b \sqrt{2} + 5(t_{fc} + s), \quad (9.16)$$

де $s = r_c$ – для колон із прокатного двотавра;

$s = a_c \sqrt{2}$ – для колон із зварного двотавра;

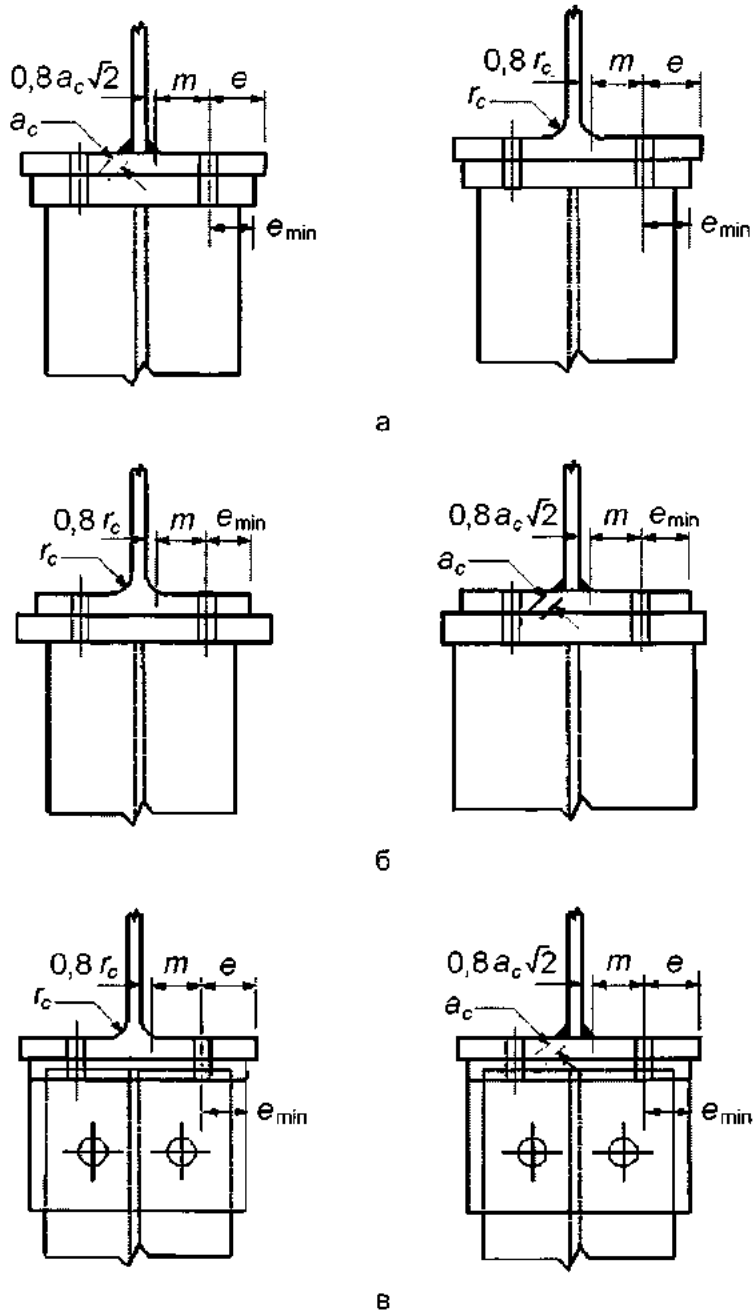
тут a_c і r_c показано на рисунку 9.15, a_b – на рисунку 9.14.

9.6.3.4 Полиця колони при поперечному згині

Розрахункову несучу здатність і тип невідкріпленої полиці колони при поперечному згині спільно з приєднувальними болтами, які працюють на розтяг, слід визначати:

- для кожного окремого, ізольованого ряду болтів, що працюють на розтяг;
- для кожної групи рядів болтів, що працюють на розтяг.

Значення e_{\min} і m слід визначати за рисунком 9.15.



а – зварний опорний фланець вужче ніж полиця колони; б – зварний опорний фланець ширше ніж полиця колони; в – поясні кутикові накладки

Рисунок 9.15 – Визначення e , e_{\min} , r_c і m

9.7 Розрахункова несуча здатність сполучень балки з колоною і стикових з'єднань

9.7.1 Загальні вказівки

9.7.1.1 Згинальний момент від дії розрахункових впливів повинен задовольняти умові

$$\frac{M_{j,Ed}}{M_{j,Rd}} \leq 1,0. \quad (9.15)$$

9.7.1.2 Методи визначення розрахункової несучої здатності вузла на згин $M_{j,Rd}$, наведені в 9.7, не враховують дію осьової сили N_{Ed} у приєднаному елементі. Ці методи застосовні тільки в тому випадку, якщо осьова сила в приєднаному елементі не перевищує 5 % розрахункової несучої здатності в $N_{pl,Rd}$ його поперечного перерізу.

9.7.1.3 Якщо осьова сила N_{Ed} у приєднаному елементі перевищує 5 % розрахункової несучої здатності $N_{pl,Rd}$, то слід застосовувати з деяким запасом наступний наближений метод:

$$\frac{M_{j,Ed}}{M_{j,Rd}} + \frac{N_{j,Ed}}{N_{j,Rd}} \leq 1,0, \quad (9.16)$$

де $M_{j,Rd}$ – розрахункова несуча здатність вузла по згинальному моменту, за відсутності осьової сили;

$N_{j,Rd}$ – розрахункова несуча здатність вузла по осьовій силі за відсутності згинального моменту.

9.7.1.4 Розрахункову несучу здатність зварного вузлового з'єднання слід визначати, використовуючи параметри, наведені в таблиці 9.5 а).

9.7.1.5 Розрахункову несучу здатність болтового вузлового з'єднання з опорним фланцем, прикріпленим тільки одним рядом розтягнутих болтів (або сполучення, в якому враховується тільки один ряд болтів, що працює на розтяг, див. 9.5.6, слід визначати, використовуючи наведені в таблиці 9.5 в) параметри.

9.7.1.6 Розрахункову несучу здатність болтового вузлового з'єднання з поясними кутиковими накладками слід визначати, використовуючи наведені в таблиці 9.5 б) параметри.

9.7.1.7 Центр стиску слід приймати як центр блока напружень, викликаних стискальними зусиллями. З метою спрощення, положення центра стиску може бути прийнято за таблицею 9.5.

9.7.1.8 Стик нерозрізного елемента або його розтягнутої частини слід розраховувати на дію всіх моментів і осьових зусиль, яким піддається елемент або його частина в даній точці.

9.7.1.9 Стики повинні бути розраховані таким чином, щоб утримувати сполучені елементи в проектному положенні. Сили тертя між поверхнями тертя не можуть розглядатися в якості сил, що утримують сполучені елементи в проектному положенні.

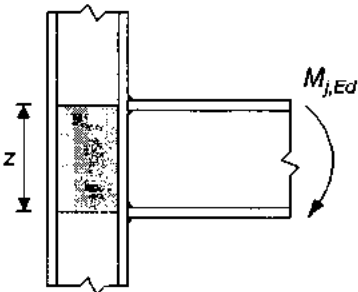
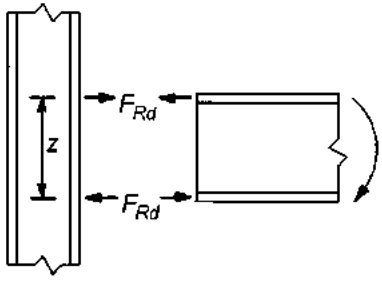
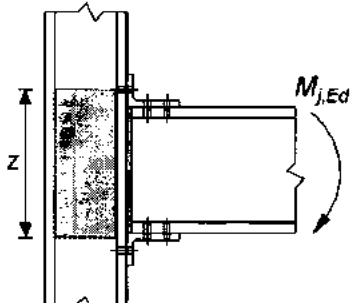
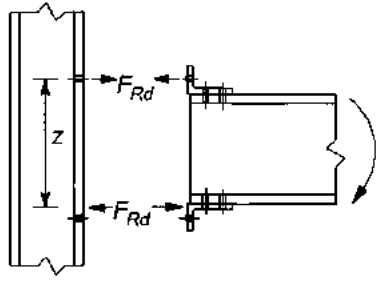
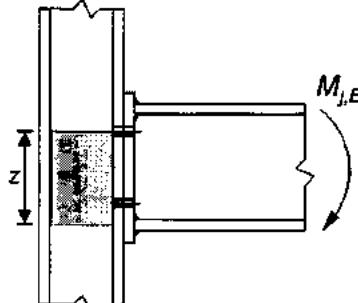
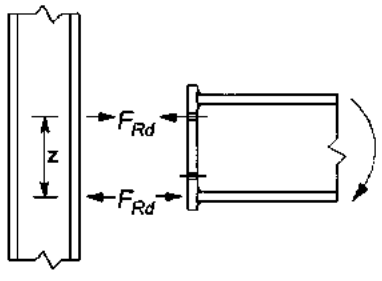
9.7.1.10 Завжди, де це можливо, елементи слід розташовувати так, щоб нейтральна вісь стикових деталей збігалася з нейтральною віссю елементів, що з'єднуються. За наявності ексцентриситету його слід враховувати при визначенні діючих сил.

9.7.1.11 Якщо опорні частини з'єднувальних елементів не підготовлені для сприйняття зусиль шляхом безпосереднього контакту, повинні бути передбачені стикові деталі, що забезпечують передачу внутрішніх сил і згинальних моментів, включаючи згинальні моменти від ексцентриситетів прикладених зусиль, початкові недосконалості і деформації від ефектів другого роду. Значення внутрішнього згинального моменту не слід приймати менше 25 % від несучої здатності більш слабого перерізу на дію моменту щодо обох осей, а значення поперечної сили в напрямку обох осей – менше 2,5 % від несучої здатності більш слабого перерізу на дію стиску нормальної сили.

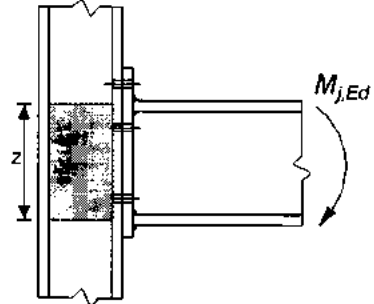
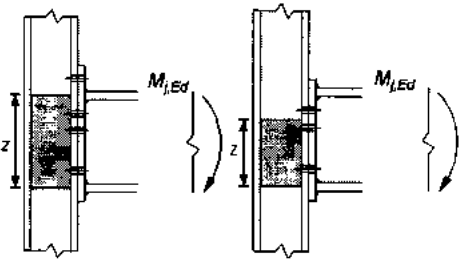
9.7.1.12 Якщо опорні частини з'єднувальних елементів підготовлені для сприйняття зусиль безпосереднім контактом, то стикові деталі повинні забезпечити передачу зусилля, що дорівнює 25 % від максимального значення сили стиску в колоні.

9.7.1.13 Вирівнювання стикованої решти стиснутих елементів слід виконувати за допомогою накладок або іншими способами. Стикові деталі і їх кріплення повинні бути пропорційні для сприйняття зусиль в стик, що діють в будь-якому напрямку, перпендикулярному до осі елемента. При розрахунку стиків слід також враховувати ефекти другого роду.

Таблиця 9.5 – Розташування центра стиску, плече внутрішньої пари сил z і розподіл зусиль для визначення розрахункової несучої здатності з'єднання на вигин $M_{j,Rd}$

Тип з'єднання	Розташування центра стиску	Плече внутрішньої пари сил	Розподіл зусиль
<p>а) Зварне з'єднання</p> 	<p>Посередині товщини стиснутої полиці</p>	<p>$z = h - t_{fb}$ h – висота прикріпленої балки; t_{fb} – товщина полиці балки</p>	
<p>б) Болтове з'єднання з поясною кутиковою накладкою</p> 	<p>Посередині товщини полиці поясної кутикової накладки, розташованої на стиснутій полиці</p>	<p>Відстань між центром стиску і поруч болтів, що працюють на стиск</p>	
<p>в) Болтове з'єднання з опорним фланцем, прикріпленим одним рядом болтів, які працюють на розтяг</p> 	<p>Посередині товщини стиснутої полиці</p>	<p>Відстань між центром стиску і поруч болтів, що працюють на розтяг</p>	

Кінець таблиці 9.5

Тип з'єднання	Розташування центра стиску	Плече внутрішньої пари сил	Розподіл зусиль
<p>г) Болтове з'єднання з опорним фланцем, прикріпленим тільки двома рядами болтів, що працюють на розтяг</p> 	<p>Посередині товщини стиснутої полиці</p>	<p>З запасом значення z можна прийняти таким, що дорівнює відстані між центром стиску і серединою відстані між цими двома рядами болтів</p>	
<p>д) Інші болтові з'єднання з опорним фланцем, прикріпленим двома і більше рядами болтів, що працюють на розтяг</p> 	<p>Посередині товщини стиснутої полиці</p>	<p>Наближено можна прийняти таким, що дорівнює відстані між центром стиску і серединою відстані між двома найбільш віддаленими рядами болтів, що працюють на розтяг</p>	<p>Більш точне значення може бути визначено, приймаючи плече внутрішньої пари сил z, що дорівнює z_{eq}, обчислене за методом, наведеним у 6.3.3.1</p>

9.7.1.14 Стики в згинальних елементах повинні задовольняти такі умови:

- а) стиснуті полиці слід розглядати як стиснуті елементи;
- б) розтягнуті полиці слід розглядати як розтягнуті елементи;
- в) деталі, схильні до зрушення, слід розраховувати на спільний вплив наступних ефектів:
 - поперечної сили в стикі;
 - моменту від ексцентриситету (якщо він має місце) центрів ваги груп кріпильних деталей, розташованих з одного і з іншого боку стикі;
 - частини моменту, деформації і кута повороту, що сприймаються стінкою або її частиною, незалежно від передумови про розподіл напружень у прилеглих частинах, прийнятих при розрахунку елемента або його частини.

9.7.2 Сполучення балки з колоною на болтах з опорним фланцем

9.7.2.1 Розрахункову несучу здатність на згин $M_{j,Rd}$ сполучення балки з колоною на болтах з опорним фланцем можна визначити за формулою

$$M_{j,Rd} = \sum_r h_r F_{tr,Rd} \tag{9.17}$$

- де $F_{tr,Rd}$ – ефективна несуча здатність на розтяг ряду болтів r ;
- h_r – відстань від ряду болтів r до центра стиску;
- r – номер ряду болтів.

Примітка. У болтовому вузловому з'єднанні з більш ніж одним рядом болтів, що працюють на розтяг, ряди болтів нумеруються, починаючи з низки болтів найбільш віддаленого від центра стиску.

9.7.2.2 У болтових з'єднаннях з опорним фланцем центр стиску слід вважати розташованим на лінії, що проходить через середину стиснутої полиці приєднуваного елемента.

9.7.2.3 Ефективну розрахункову несучу здатність на розтяг $F_{tr,Rd}$ кожного ряду болтів слід визначати по черзі, починаючи з першого, найбільш віддаленого від центра стиску, потім другого і так далі.

9.7.2.4 При визначенні ефективної розрахункової несучої здатності на розтяг $F_{tr,Rd}$ ряду болтів r , ефективною розрахунковою несучою здатністю на розтяг всіх інших болтів, розташованих ближче до центра стиску, варто знехтувати.

9.7.2.5 Ефективну розрахункову несучу здатність на розтяг $F_{tr,Rd}$ ряду болтів r слід приймати такою, що дорівнює розрахунковій несучій здатності на розтяг $F_{t,Rd}$, розглядаючи ізольовано від інших рядів болтів (див. 9.7.2.6).

9.7.2.6 Значення ефективної розрахункової несучої здатності на розтяг $F_{tr,Rd}$ ряду болтів r , розглянутого ізольовано від інших рядів, слід приймати таким, що дорівнює значенню найменшою несучої здатності на розтяг окремих рядів болтів при розрахунку наступних основних компонентів:

- стінки колони при поперечному розтягу $F_{t,wc,Rd}$;
- полиці колони при поперечному згині $F_{t,fc,Rd}$;
- опорного фланця при згині $F_{t,ep,Rd}$;
- стінки балки при розтягу $F_{t,wb,Rd}$.

9.7.2.7 Ефективну розрахункову несучу здатність на розтяг $F_{tr,Rd}$ ряду болтів r слід, за необхідності, зменшувати до значення, меншого ніж $F_{t,Rd}$, визначеного в 9.7.2.6, щоб при урахуванні в розрахунку всіх рядів болтів до ряду r включно виконувалися наступні умови:

- сумарна розрахункова несуча здатність $\sum F_{t,Rd} \leq V_{wp,Rd} / \beta$, де β слід визначати за 9.3.7;
- сумарна розрахункова несуча здатність $\sum F_{t,Rd}$ не повинна перевищувати найменшого з таких двох значень:
 - розрахункової несучої здатності стінки колони при поперечному стиску $F_{c,wc,Rd}$;
 - розрахункової несучої здатності стінки і полиці балки при стиску $F_{c,fb,Rd}$.

9.8 Крутильна жорсткість

9.8.1 Базова модель

9.8.1.1 Крутильну жорсткість вузла слід визначати, виходячи з згинальних жорсткостей його основних компонентів, кожен з яких представлений коефіцієнтами пружної жорсткості k_i , що визначаються за 9.8.2.

9.8.1.2 Для болтових вузлових з'єднань з опорним фланцем, що прикріплюється більш ніж одним рядом розтягнутих болтів, коефіцієнти жорсткості k_i для відповідних основних компонентів слід визначати комбінуванням їх значень. Для сполучень балки з колоною і стиків балок слід застосовувати метод, наведений у 9.8.3

9.8.1.3 У болтовому вузловому з'єднанні з опорним фланцем, прикріпленим більш, ніж одним рядом розтягнутих болтів, з метою спрощення розрахунку роботою одного з рядів болтів можна знехтувати за умови, що при розрахунку не враховують роботу всіх інших рядів болтів, найближчих до центра стиску. Кількість решти рядів болтів не обов'язково має бути таким самим, що і при визначенні розрахункової несучої здатності з'єднання на дію згинального моменту.

9.8.1.4 Якщо осьова сила, що діє на приєднаний елемент, не перевищує 5 % розрахункової несучої здатності $N_{pl,Rd}$ його поперечного перерізу, то крутильну жорсткість S_j сполучення балки з колоною або стику балок при дії моменту $M_{j,Ed}$, меншого розрахункової несучої здатності вузла на дію згинального моменту $M_{j,Ed}$, можна з достатньою точністю визначити за формулою

$$S_j = \frac{E \cdot z^2}{\mu \cdot \sum_i \frac{1}{k_i}}, \quad (9.18)$$

де k_i – коефіцієнт жорсткості для основного компонента вузла i ;

z – плече внутрішньої пари сил, див. 9.7.1;

μ – відношення жорсткостей $S_{j,ini} / S_j$, див. 9.7.1.6.

Примітка. Початкова крутильна жорсткість $S_{j,ini}$ визначається за виразом (9.18) при $\mu = 1,0$.

9.8.1.5 Коефіцієнт жорсткості μ слід визначати таким чином:

$$\text{– якщо } M_{j,Ed} \leq \frac{2}{3} M_{j,Rd}, \text{ то } \mu = 1; \quad (9.19,a)$$

$$\text{– якщо } \frac{2}{3} M_{j,Rd} < M_{j,Ed} \leq M_{j,Rd}, \text{ то } \mu = (1,5 M_{j,Ed} / M_{j,Rd})^\psi, \quad (9.19,b)$$

де коефіцієнт ψ визначається за таблицею 9.6.

Таблиця 9.6 – Значення коефіцієнта ψ

Тип з'єднання	ψ
Зварне	2,7
Болтове з опорним фланцем	2,7
Болтове з поясною кутиковою накладкою	3,1

9.8.1.6 Основні компоненти, які слід враховувати при визначенні жорсткості зварного сполучення балки з колоною і вузлового з'єднання з поясними кутиковими накладками на болтах, наведені в таблиці 9.7. Основні компоненти болтового з'єднання з опорним фланцем і опорною плитою наведені в таблиці 9.8. Для обох таблиць значення коефіцієнтів k_i для основних компонентів слід визначати за таблицею 9.9.

9.8.2 Коефіцієнти жорсткості для основних компонентів вузлів

Коефіцієнти жорсткості для основних компонентів вузлів слід визначати за таблицею 9.9.

Таблиця 9.7 – Вузлові зварні з'єднання і болтові з'єднання з поясною кутиковою накладкою

Зварне сполучення балки з колоною	Коефіцієнти жорсткості k_i , прийняті в розрахунку
Одностороннє	$k_1; k_2; k_3$
Двостороннє – при дії моментів, однакових за значенням і протилежних за напрямом	$k_2; k_3$
Двостороннє – при дії неоднакових за значенням моментів	$k_1; k_2; k_3$
Сполучення балки з колоною на болтах і поясною кутиковою накладкою	Коефіцієнти жорсткості k_i , прийняті в розрахунку
Одностороннє	$k_1; k_2; k_3; k_4; k_6; k_{10}; k_{11}^*; k_{12}^{**}$
Двостороннє – при дії моментів, однакових за значенням і протилежних за напрямом	$k_2; k_3; k_4; k_6; k_{10}; k_{11}^*; k_{12}^{**}$
Двостороннє – при дії неоднакових за значенням моментів	$k_1; k_2; k_3; k_4; k_6; k_{10}; k_{11}^*; k_{12}^{**}$

Кінець таблиці 9.7

Зварне сполучення балки з колоною		Коефіцієнти жорсткості k_j , прийняті в розрахунку
Моменти, однакові за абсолютною величиною і протилежні за напрямом	Нерівні моменти	* Два коефіцієнта k_{11} , по одному для кожної полиці ** Чотири коефіцієнта k_{12} , по одному для кожної полиці і для кожної накладки

Таблиця 9.8 – Болтові з'єднання фланця

Сполучення балки з колоною на болтах і фланцях	Кількість рядів розтягнутих болтів	Коефіцієнти жорсткості k_j , прийняті в розрахунку
Одностороннє	Один	$k_1; k_2; k_3; k_4; k_5; k_{10}$
	Два і більше	$k_1; k_2; k_{eq}$
Двостороннє – при дії моментів, однакових за значенням і протилежних за напрямом	Один	$k_2; k_3; k_4; k_5; k_{10}$
	Два і більше	$k_2; k_{eq}$
Двостороннє – при дії неоднакових за значенням моментів	Один	$k_1; k_2; k_3; k_4; k_5; k_{10}$
	Два і більше	$k_1; k_2; k_{eq}$
Стик балок на болтах і фланцях	Кількість рядів розтягнутих болтів	Коефіцієнти жорсткості k_j , прийняті в розрахунку
Двостороннє – при дії моментів, однакових за значенням і протилежних за напрямом	Один	k_5 [ліворуч]; k_5 [праворуч]; k_{10}
	Два і більше	k_{eq}

Таблиця 9.9 – Коефіцієнти жорсткості для основних компонентів вузлів

Компонент	Коефіцієнт жорсткості k_j	
Ділянка стінки колони при зсуві	Нежорстке одностороннє з'єднання або двостороннє з'єднання балок однакової висоти	Жорстке з'єднання
	$k_1 = \frac{0,38 A_{vc}}{\beta z}$	$k_1 = \infty$
	z – плече внутрішньої пари сил, див. таблицю 9.5; β – коефіцієнт трансформації, див. 9.3.7	
Стінка колони при стиску	Нежорстке з'єднання	Жорстке з'єднання
	$k_2 = \frac{0,7 b_{eff,c,wc} t_{wc}}{d_c}$	$k_2 = \infty$
	$b_{eff,c,wc}$ – ефективна ширина, див. 9.6.3.2	

Кінець таблиці 9.9

Компонент	Коефіцієнт жорсткості k_i	
Стінка колони при розтягу	Жорстке або нежорстке болтове з'єднання з одним рядом болтів або нежорстке зварне з'єднання	Жорстке зварне з'єднання
	$k_3 = \frac{0,7 b_{eff,t,wc} t_{wc}}{d_c}$	$k_3 = \infty$
	$b_{eff,t,wc}$ – ефективна ширина стінки колони при розтягу	
Полиця колони при згині (для одного ряду розтягнутих болтів)	$k_4 = \frac{0,9 l_{eff} t_c^3}{m^3},$ l_{eff} – найменша з ефективних довжин (для з'єднання з одним рядом болтів, розглядаючи його ізольовано від інших рядів або як частина групи рядів болтів)	
Опорний фланець при згині (для одного ряду розтягнутих болтів)	$k_5 = \frac{0,9 l_{eff} t_p^3}{m^3},$ l_{eff} – найменша з ефективних довжин (для з'єднання з одним рядом болтів, розглядаючи його ізольовано від інших рядів або як частина групи рядів болтів) m – у загальному випадку визначається за кривими на рисунку 9.14	
Поясна накладка при згині	$k_6 = \frac{0,9 l_{eff} t_a^3}{m^3},$ l_{eff} – ефективна довжина поясний накладки, яка визначається за рисунком 9.12; m – див. рисунок 9.16	
Болти при розтягу (для одного ряду болтів)	$k_{10} = 1,6 A_s / L_b$, з попереднім натягом або без L_b – подовження болта довжиною, що дорівнює затискній довжині (загальна товщина матеріалу стягувальних елементів і шайб) плюс напівсума висоти головки болта і гайки	

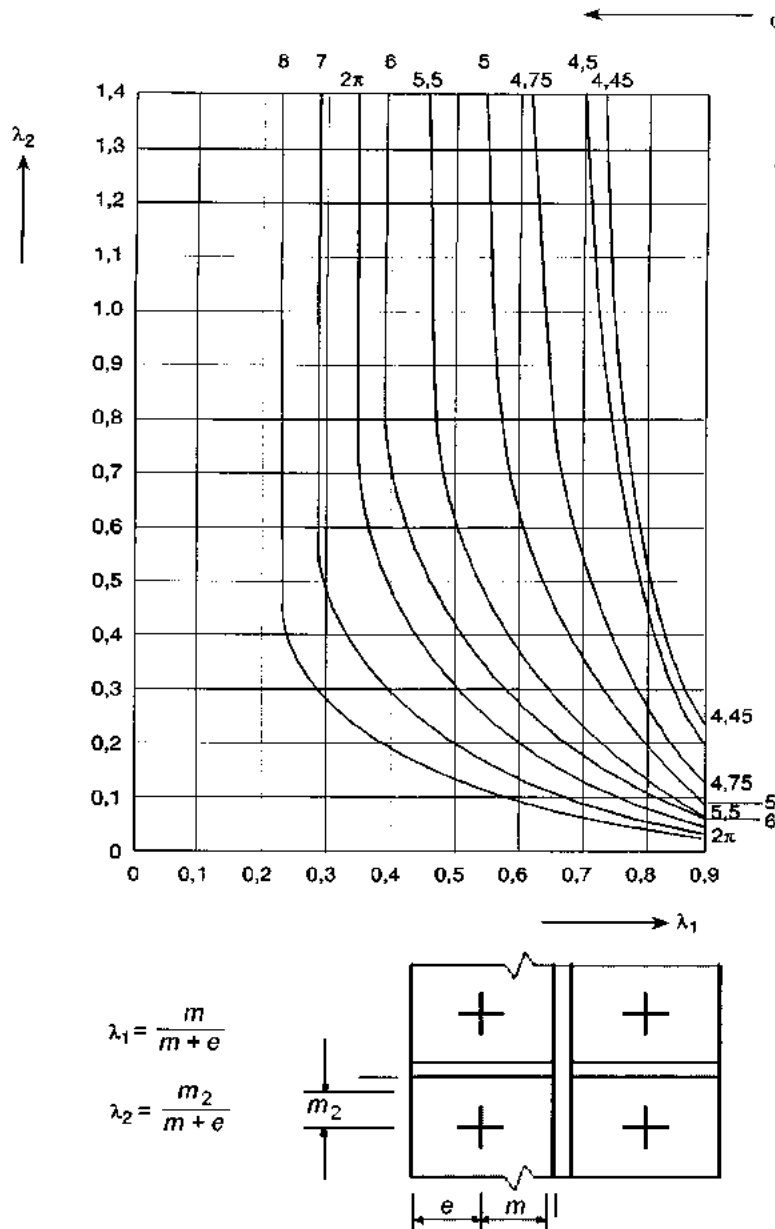


Рисунок 9.16 – Значення α для невідкритих полиць колони і опорних фланців

9.9 Здатність до кручення

9.9.1 Загальні положення

У разі виконання статичного розрахунку вузол у місці утворення пластичного шарніра повинен мати достатню здатність до кручення.

Здатність до кручення болтового або зварного вузлового з'єднання слід визначати, використовуючи положення, наведені в 9.9.2 або 9.9.3. Методи розрахунку, наведені в цих пунктах, застосовні тільки для сталей S235, S275, S355 і для вузлів, в яких розрахункове значення осьової сили N_{Ed} , що діє в приєднаному елементі, не перевищує 5 % розрахункової несучої здатності в пластичній стадії $N_{pl,Rd}$ його поперечного перерізу.

В якості альтернативи 9.9.2 і 9.9.3 здатність вузла до кручення не слід перевіряти за умови, що розрахункова несуча здатність $M_{j,Rd}$ вузлового з'єднання, принаймні, в 1,2 раза вище розрахункової несучої здатності в пластичній стадії $M_{pl,Rd}$ поперечного перерізу приєднувального елемента.

У випадках, не передбачених у 9.9.2 і 9.9.3, здатність до кручення можна визначити за результатами випробувань. Як альтернативу можна використовувати відповідні розрахункові моделі за умови, що вони засновані на результатах випробувань.

9.9.2 Болтові вузлові з'єднання

Сполучення балки з колоною, розрахункова несуча здатність якого $M_{j,Rd}$ залежить від розрахункової несучої здатності ділянки стінки колони на зсув, можна вважати, що має достатню здатність до кручення при пластичному статичному розрахунку за умови, що $d/t_w \leq 69\epsilon$.

Вузол з опорним фланцем або поясною кутиковою накладкою, що прикріплюються на болтах, можна вважати, що має достатню здатність до кручення при пластичному статичному розрахунку, якщо виконуються наступні умови:

а) розрахункова несуча здатність на згин залежить від розрахункової несучої здатності:

– полиці колони при згині,

– опорного фланця балки або розтягнутої поясної накладки при згині;

б) товщина t полиці колони, опорного фланця балки або розтягнутої поясної накладки (не обов'язково того ж основного компонента, згаданого в умові а)) задовольняє умову

$$t \leq 0,36 d \sqrt{f_{ub}/f_y}, \quad (9.20)$$

де f_y – границя текучості сталі відповідного основного компонента.

Не допускається вважати, що болтове вузлове з'єднання володіє достатньою здатністю до кручення при пластичному статичному розрахунку, якщо його розрахункова несуча здатність $M_{j,Rd}$ залежить від розрахункової несучої здатності болтів на зріз.

9.9.3 Зварні вузлові з'єднання

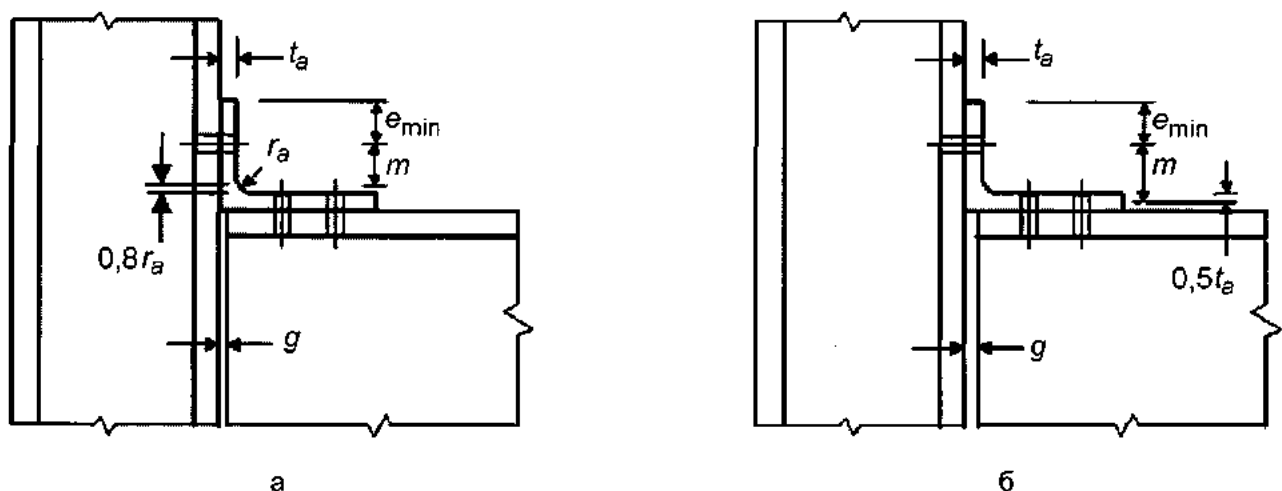
Можна вважати, що зварне сполучення балки з колоною володіє здатністю до кручення ϕ_{Cd} , не меншою ніж отримане за нижченаведеною формулою за умови, що стінка колони підкріплена при стиску, але не підкріплена при розтягу, і її розрахункова несуча здатність за моментом не залежить від розрахункової несучої здатності ділянки стінки колони на зсув, див. 9.9.2:

$$\phi_{Cd} = 0,25 h_c / h_b, \quad (9.21)$$

де h_b – висота балки;

h_c – висота колони.

Можна вважати, що зварне сполучення балки з колоною, розраховане з урахуванням вимог цього розділу, володіє здатністю до кручення, що відповідає куту повороту не менше 0,015 рад.



1. Для болтів, що прикріплюють накладку до полиці колони, слід приймати тільки один ряд.
 2. Кількість рядів болтів, що прикріплюють накладку до полиці балки, не обмежена.
 3. Довжина b_a накладки може відрізнятись як від ширини полиці балки, так і від ширини полиці колони.
- а – зазор $g \leq 0,4t$; б – зазор $g > 0,4t$

Рисунок 9.17 – Розміри e_{min} і m поясної кутикової накладки, прикріплюваної болтами

10 ОСНОВНІ ПРАВИЛА КОНСТРУЮВАННЯ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

10.1 Захисний шар та бетонування конструкцій будівель

10.1.1 Конструювання зсувних з'єднань, які сприймають зусилля зсуву, повинно забезпечувати можливість належним чином ущільнювати бетон навколо основи з'єднання.

10.1.2 Якщо зверху з'єднання вимагається захисний шар, то він повинен бути:

- а) не менше ніж 20 мм, або
- б) згідно з рекомендаціями ДБН В.2.6-98 для арматури діаметром менше ніж 5 мм у залежності, яка із величин більша.

10.1.3 Якщо захисний шар не вимагається, то верх з'єднання може збігатися з поверхнею бетону плити.

10.1.4 При виконанні ступінь та послідовність бетонування повинні бути такими, щоб дозріваючий бетон не пошкоджувався внаслідок обмеженої комбінованої роботи, що відбувається при деформації сталевих балок при послідовному виконанні бетонування. Де тільки можливо, деформації до зсувних з'єднань не повинні прикладатись до набуття бетоном циліндричної міцності, щонайменше 20 Н/мм².

10.2 Місцеве армування у плитах

10.2.1 У місцях прилягання зсувного з'єднання до поздовжньої грані бетонної плити поперечна арматура повинна повністю заанкеруватись між гранню плити та прилеглим рядом з'єднань.

10.2.2 Для запобігання поздовжньому розтріскуванню бетону полиць, спричиненому зсувними з'єднаннями, коли відстань від грані бетонної полиці до осі найближчого ряду зсувних з'єднань становить менше ніж 300 мм, необхідно застосовувати наступні додаткові рекомендації:

- а) поперечна арматура повинна доповнюватись U-подібними стрижнями, що встановлюються навколо зсувних з'єднань;
- б) якщо для зсувних з'єднань використовуються стрижні з головками, то відстань від грані бетонної полиці до осі найближчого стрижня повинна бути не менше ніж $6d$, де d – номінальний діаметр стрижня, а U-подібні стрижні повинні мати діаметр не менше ніж $0,5d$;
- в) U-подібні стрижні повинні розташовуватись якомога нижче до мінімально можливого захисного шару.

10.2.3 На кінці консолі необхідно забезпечувати відповідне армування для передачі зусиль від зсувних з'єднань на поздовжню арматуру.

10.3 Інші види вутів, окрім сформованих сталевими профнастилами

10.3.1 Якщо влаштовуються вуги між сталевим профілем і нижньою поверхнею бетону плити, сторони вутів повинні пролягати за межами лінії, проведеної під кутом 45° від зовнішньої грані стрижня, див. рисунок 10.1.

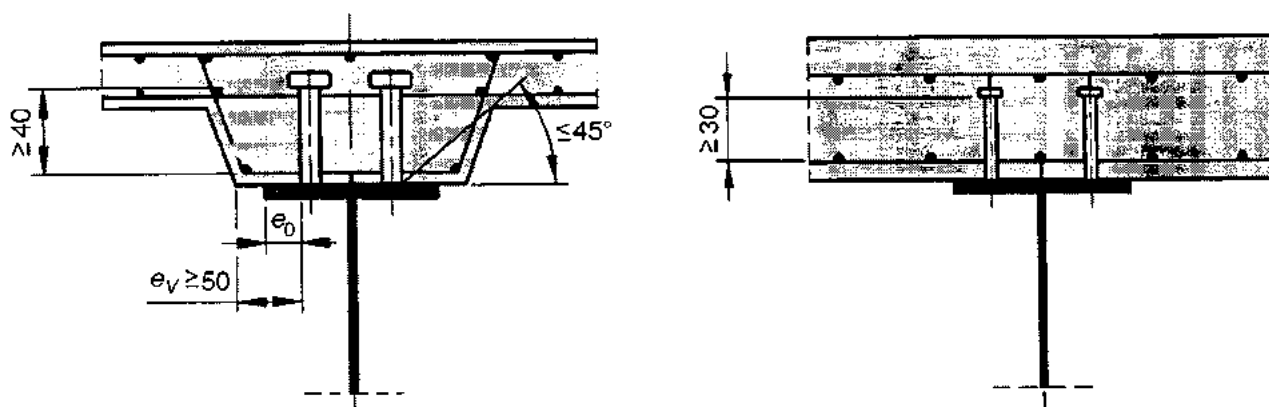


Рисунок 10.1 – Конструювання вутів

10.3.2 Мінімальний захисний шар бетону від бокової грані вута до стрижня повинен бути не менше ніж 50 мм.

10.3.3 Необхідні поперечні стрижні повинні встановлюватись у вутах нижче не менше ніж 40 мм від поверхні з'єднань, що сприймають зусилля відриву.

10.4 Крок зсувних стрижнів

10.4.1 Якщо у розрахунку припускається, що стійкість сталевого або залізобетонного елемента забезпечується з'єднанням між ними, то крок зсувних з'єднань повинен бути достатньо точним, щоб це припущення виконувалось.

10.4.2 Якщо вважається, що стиснута сталева полиця внаслідок створення в'язей зсувними з'єднаннями стає класу 1 або 2 замість нижчого класу, то відстань між центрами зсувних з'єднань у напрямі дії стиску не повинна перевищувати наступних значень:

– якщо плита має контакт по всій довжині (наприклад суцільна плита): $22t_f \sqrt{\frac{235}{f_y}}$;

– якщо плита має контакт не по всій довжині (наприклад, плита з ребрами поперек балки): $15t_f \sqrt{\frac{235}{f_y}}$;

де t_f – товщина полиці;

f_y – номінальний опір текучості полиці, Н/мм².

Окрім того, відстань у чистоті між гранню стиснутої полиці до найближчої лінії зсувних з'єднань не повинна перевищувати $9t_f \sqrt{\frac{235}{f_y}}$.

10.4.3 У будівлях максимальна відстань у поздовжньому напрямку зсувних з'єднань не повинна перевищувати більш ніж у 6 разів загальну товщину плити або 800 мм.

10.5 Розміри сталеві полиці

10.5.1 Товщина сталеві пластини або полиці, до якої приварений з'єднувальний стрижень, повинна бути достатньою для належного зварювання і відповідним чином передавати навантаження від стрижня на пластину без локального руйнування та надмірних деформацій.

10.5.2 У будівлях відстань між гранню стрижня і гранню полиці балки, до якої він приварюється, див. рисунок 10.1, повинна бути не менше ніж 20 мм.

10.6 Захисний шар бетону для сталеві профілю та арматури

10.6.1 Для повністю замоноличених сталеві профілів повинен забезпечуватись, щонайменше, мінімальний захисний шар залізобетону для гарантування безпечної передачі зусиль зчеплення, захисту сталі від корозії та розтріскування бетону.

10.6.2 Захисний шар бетону полиць повністю замоноличених сталеві профілів повинен бути не менше ніж 40 мм та не менше ніж 1/6 ширини b полиці.

10.6.3 Захисний шар бетону для арматури повинен відповідати розділу 7 ДБН В.2.6-98.

10.7 Поздовжня і поперечна арматура

10.7.1 Поздовжня арматура у заповнених бетоном колонах, яка враховується у опорі поперечного перерізу, повинна становити не менше ніж 0,3 % від перерізу бетону. У заповнених бетоном порожнистих перерізах зазвичай поздовжня арматура не потрібна, якщо розрахунок на вогнетривкість не вимагається.

10.7.2 Поперечна і поздовжня арматура у повністю або частково заповнених бетоном колон повинна розраховуватись і конструюватись згідно з ДБН В.2.6-98.

10.7.3 Відстань у чистоті між поздовжніми арматурними стрижнями і конструкційним сталевим профілем може бути меншою ніж вимагається у 10.7.2 або навіть нульовою. У цьому випадку для зчеплення робочий периметр з арматурного стрижня повинен прийматись таким, що дорівнює половині або чверті його периметру, як показано на рисунку 10.2 (a) і (b), відповідно.

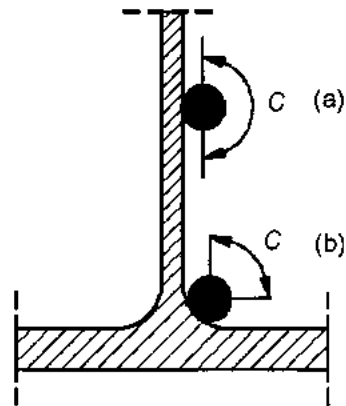


Рисунок 10.2 – Робочий периметр с арматурного стрижня

10.7.4 Для повністю або частково замонолічених елементів за умови навколишнього середовища класу Х0 згідно з ДБН В.2.6-98, таблиця 4.1, і якщо поздовжня арматура у розрахунку не враховується, то необхідно встановлювати мінімальну поздовжню арматуру діаметром 8 мм та кроком 250 мм, а поперечну арматуру діаметром 6 мм та кроком 200 мм. Як альтернатива можуть застосовуватись зварні сітки з арматури діаметром 4 мм.

ДОДАТОК А
(довідковий)

**АЛГОРИТМ РОЗВ'ЯЗАННЯ СИСТЕМИ НЕЛІНІЙНИХ РІВНЯНЬ РІВНОВАГИ
СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННОГО РОЗРАХУНКОВОГО ПЕРЕРІЗУ ЗА ДЕФОРМАЦІЙНИМ МЕТОДОМ**

З точки зору реалізації деформаційного методу тип нормального перерізу (див. рисунки 5.2, 6.1, 6.3) не має значення, але для спрощення викладок розглянемо прямокутний переріз. Як більш загальний випадок алгоритм розрахунку наведено для позacentрово стиснутого сталезалізобетонного елемента, оскільки необхідно розглянути дві форми рівноваги (див. рис. 6.1 і 6.2).

Для розв'язання задачі необхідно мати такі вихідні дані: параметри перерізу; параметри діаграми деформування бетону – f_{cd} , E_{cd} , $\sigma_{cu}(\beta)$, ε_{cu1} або ε_{cu3} , $\varepsilon_{c(1)}$ (ці параметри можна взяти з таблиці 3.1 ДБН В.2.6-98; коефіцієнти полінома a_k (3.5 ДБН В.2.6-98) у формулах (4.21) – (4.24) з додатка Д ДБН В.2.6-98; параметри армування стрижневою арматурою (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 z_{si} і сталеві частини перерізу z_{ai} ; початкові (викликані попереднім напруженням, усадкою чи іншими чинниками за необхідності) деформації в i -му стрижні арматури $\varepsilon_{si,0}$ і m -му шарі сталеві частини перерізу $\varepsilon_{ami,0}$.

При визначенні напружено-деформованого стану перерізу задача може розв'язуватись у трьох постановках:

- при заданих зусиллях N_{Ed} та M_{Ed} необхідно визначити кривизну в перерізі \aleph і деформації ε ;
- при заданих величинах кривизни в перерізі і діючому в ньому осьовому зусиллі N_{Ed} визначити величину згинального моменту M_{Ed} ;
- 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 $\Delta\varepsilon_{c(2)}^{(0)} = 0$, 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 $\aleph = \frac{1}{\rho} = \frac{(\varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{c(2)})}{h}$, $\gamma = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}}$, $x_1 = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\aleph}$, σ_{si} , σ_{ami} . Напруження в арматурі σ_{si} розраховують за 3.1.4.10, де $\varepsilon_{si} = \aleph(x_1 - z_{si}) + \varepsilon_{si,0}$, напруження в m -му шарі сталеві частини перерізу σ_{ami} – за 3.2.6, де $\sigma_{ami} = \aleph(x_1 - z_{mi}) + \varepsilon_{ami,0}$.

3. Визначають зусилля в перерізі за формулою для першої форми рівноваги (4.21).

4. Визначену величину зусилля N_{Ed} та інші параметри підставляють у рівняння рівноваги (4.22). За результатами розв'язання рівняння (4.22) можлива реалізація двох випадків:

– ліва частина більша за нуль. Це свідчить про наявність форми рівноваги I (див. рисунок 4.4), тобто весь переріз стиснутий;

– ліва частина менша за нуль. Це свідчить про наявність форми рівноваги II (див. рисунок 4.5), тобто частина перерізу розтягнута.

5. При реалізації першої форми рівноваги необхідно виконати наступні дії:

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

$$\Delta\varepsilon_{c(2)} = 0,1\varepsilon_{cu1};$$

б) перевірити рівняння рівноваги (4.22), виконавши дії за п.2 і п.4, 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 (4.22) не змінить знак.

6. Після зміни знака рівняння рівноваги (4.22) оцінюють точність розв'язку. Точність розв'язку 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: $\Delta\varepsilon_{c(2)}^{(k+1)} = 0,01\varepsilon_{c(2)}^{(k)}$.

Далі виконують обчислення за пп. а), б) і в) доти, доки не буде досягнута достатня (задана) точність виконання умови (4.22) 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 п.п. 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 4.5), тобто коли ліва частина менша за нуль, операції з визначення міцності перерізу виконують у тій же послідовності, що і в пп. 5-8, але починаючи з першого кроку змінюють напрям пошуку розв'язання.

10. Зберігаючи значення деформацій $\varepsilon_{c(1)} = \Delta\varepsilon_{c(1)}^{(1)}$ 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 (4.23).

12. Визначені зусилля N_{Ed} , кривизну κ та висоту стиснутої зони x_1 підставляють у рівняння рівноваги (4.24).

13. У рівнянні (4.25) 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 пп. 5-7 розрахунки рівняння (4.24) повторюють доти, доки не буде досягнута достатня точність. Достатньою точністю розв'язку рівняння (4.24) 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 п.п. 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_{Ed} , 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 сталезалізобетонного перерізу при даних значеннях параметрів бетону, сталі гнучкості та ексцентриситету прикладення навантаження.

За необхідності величина моменту, який при цьому сприймається перерізом, в загально прийнятій 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 можна реалізувати в прикладних програмах для персонального комп'ютера. Це дозволить не тільки виконувати розрахунки реальних конструкцій, а й досліджувати поведінку сталезалізобетонних елементів при різних впливах.

УКНД 91.010.30; 91.080.99

Ключові слова: згинальні та стиснуті сталезалізобетонні конструкції; характеристичні і розрахункові значення міцнісних та деформаційних характеристик бетону; вимоги до арматури і конструкційної сталі; розрахунок згинальних та стиснутих сталезалізобетонних елементів за несучою здатністю, утворенням тріщин та деформаціями; розрахунок комбінованих вузлів каркасів будівель; основні правила конструювання згинальних та стиснутих сталезалізобетонних елементів.