



НАЦІОНАЛЬНИЙ СТАНДАРТ УКРАЇНИ

ЄВРОКОД 2
ПРОЕКТУВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ
Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд
(EN 1992-1-1:2004, IDT)

ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1

НАЦІОНАЛЬНИЙ ВСТУП

Цей стандарт є тотожним перекладом EN 1992-1-1:2004 Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings (Єврокод 2: Проектування залізобетонних конструкцій – Частина 1-1: Загальні правила і правила для споруд) з технічною поправкою EN 1992-1-1:2004/AC:2008.

EN 1992-1-1:2004 підготовлено Технічним комітетом CEN/TC 250, секретаріатом якого керує BSI.

До національного стандарту долучено англomовний текст.

На території України як національний стандарт діє ліва колонка тексту ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010 Єврокод 2: Проектування залізобетонних конструкцій. – Частина 1-1: Загальні правила і правила для споруд (EN 1992-1-1:2004, IDT), викладена українською мовою.

Відповідно до ДБН А.1.1-1-2009 "Система стандартизації та нормування в будівництві. Основні положення" цей стандарт відноситься до комплексу В.2.6 "Конструкції будинків і споруд".

Стандарт містить вимоги, які відповідають чинному законодавству.

Науково-технічна організація, відповідальна за цей стандарт, – ДП НДІБК.

До стандарту внесено такі редакційні зміни:

- слова "цей міжнародний стандарт" замінено на "цей стандарт";
- структурні елементи стандарту – "Обкладинку", "Передмову", "Національний вступ", "Визначення понять" – оформлено згідно з вимогами національної стандартизації України;
- національний довідковий додаток наведено як настанову для користувачів.

Перелік національних стандартів України (ДСТУ), ідентичних МС, посилання на які є в EN 1992-1-1:2004, наведено в додатку НА.

Копії МС, не прийнятих як національні стандарти, на які є посилання EN 1992-1-1:2004, можна отримати в Головному фонді нормативних документів ДП "УкрНДНЦ".

Технічна поправка EN 1992-1-1:2004/AC:2008 до EN 1992-1-1:2004 подана в кінці ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010.

ЗМІСТ

| | |
|--|------|
| | С |
| Національний вступ | III |
| Вступ | VIII |
| Основи програми Єврокодів | 1 |
| Статус та сфера застосування Єврокодів | 3 |
| Національні стандарти, що впроваджують Єврокоди | 4 |
| Зв'язки між Єврокодами та гармонізованими технічними умовами (ENs і ETAs) для виробів | 5 |
| Додаткова інформація стосовно EN 1992-1-1 | 5 |
| Національний Додаток до EN 1992-1-1 | 6 |
| 1 Загальні положення | 8 |
| 1.1 Сфера застосування | 8 |
| 1.2 Нормативні посилання | 9 |
| 1.3 Передумови | 10 |
| 1.4 Відмінності між основними положеннями і правилами застосування | 11 |
| 1.5 Визначення | 11 |
| 1.6 Позначки | 12 |
| 2 Основи проектування | 17 |
| 2.1 Вимоги | 17 |
| 2.2 Принципи проектування за граничними станами | 17 |
| 2.3 Основні змінні | 18 |
| 2.4 Перевірка за допомогою методу коефіцієнтів надійності | 21 |
| 2.5 Проектування з використанням випробувань | 24 |
| 2.6 Додаткові вимоги для основ | 24 |
| 2.7 Вимоги до елементів кріплення | 25 |
| 3 Матеріали | 26 |
| 3.1 Бетон | 26 |
| 3.2 Арматурна сталь | 39 |
| 3.3 Попередньо напружена арматура | 44 |
| 3.4 Пристрої для попереднього напруження | 50 |
| 4 Довговічність та захисний шар для арматури | 52 |
| 4.1 Загальні положення | 52 |
| 4.2 Умови навколишнього середовища | 53 |
| 4.3 Вимоги до довговічності | 56 |
| 4.4 Методи перевірки | 57 |
| 5 Конструктивний розрахунок | 63 |
| 5.1 Загальні положення | 63 |
| 5.2 Геометричні неточності | 65 |
| 5.3 Ідеалізація споруди | 68 |
| 5.4 Лінійно-пружний розрахунок | 72 |
| 5.5 Лінійно-пружний розрахунок з обмеженим перерозподілом | 72 |

| | | |
|------|--|-----|
| 5.6 | Розрахунок з урахуванням пластичних деформацій | 73 |
| 5.7 | Нелінійний розрахунок | 77 |
| 5.8 | Розрахунок впливів другого порядку при осьовому навантаженні | 78 |
| 5.9 | Стійкість гнучких балок із площини | 93 |
| 5.10 | Попередньо напружені елементи і конструкції | 94 |
| 5.11 | Розрахунок конструкційних елементів з деякими особливостями | 103 |
| 6 | Граничні стани (ULS) | 104 |
| 6.1 | Згин з осьовою або без осьової сили | 104 |
| 6.2 | Зсув | 106 |
| 6.3 | Кручення | 119 |
| 6.4 | Продавлювання | 123 |
| 6.5 | Розрахунок із використанням стиснуто-розтягнутих моделей | 136 |
| 6.6 | Анкерування і напуски | 141 |
| 6.7 | Частково навантажені зони | 141 |
| 6.8 | Втома | 143 |
| 7 | Граничні стани за придатністю до експлуатації (ULS) | 151 |
| 7.1 | Загальні положення | 151 |
| 7.2 | Обмеження рівня напружень | 151 |
| 7.3 | Обмеження розкриття тріщин | 152 |
| 7.4 | Обмеження прогинів | 163 |
| 8 | Основні правила конструювання звичайної і попередньо напруженої арматури | 170 |
| 8.1 | Загальні положення | 170 |
| 8.2 | Розташування стрижнів | 170 |
| 8.3 | Діаметр сердечника для згину стрижнів | 171 |
| 8.4 | Анкерування поздовжньої арматури | 172 |
| 8.5 | Анкерування з'єднань і поперечної арматури | 178 |
| 8.6 | Анкерування за допомогою приварених стрижнів | 178 |
| 8.7 | Напуски та механічні з'єднання | 180 |
| 8.8 | Додаткові правила для стрижнів великих діаметрів | 186 |
| 8.9 | Пучки стрижнів | 187 |
| 8.10 | Попередньо напружені пучки | 189 |
| 9 | Конструювання елементів і особливі правила | 197 |
| 9.1 | Загальні положення | 197 |
| 9.2 | Балки | 197 |
| 9.3 | Суцільні плити | 205 |
| 9.4 | Плоскі плити | 207 |
| 9.5 | Колони | 210 |
| 9.6 | Стіни | 212 |
| 9.7 | Балки-стілки | 213 |
| 9.8 | Фундаменти | 213 |
| 9.9 | Зони непостійності у геометрії або впливах | 218 |
| 9.10 | Системи в'язей | 219 |

| | | |
|-------|--|-----|
| 10 | Додаткові правила для збірних залізобетонних елементів і конструкцій | 222 |
| 10.1 | Загальні положення | 222 |
| 10.2 | Основи розрахунку, основні вимоги | 223 |
| 10.3 | Матеріали | 224 |
| 10.5 | Конструктивний розрахунок | 225 |
| 10.9 | Особливі правила для розрахунку і конструювання | 226 |
| 11 | Конструкції з бетону на легких заповнювачах | 240 |
| 11.1 | Загальні положення | 240 |
| 11.2 | Основи проектування | 241 |
| 11.3 | Матеріали | 241 |
| 11.4 | Довговічність і захисний шар для арматури | 245 |
| 11.5 | Конструктивний розрахунок | 245 |
| 11.6 | Граничні стани за міцністю і стійкістю | 245 |
| 11.7 | Граничні стани за придатністю до експлуатації | 247 |
| 11.8 | Конструювання арматури – загальні положення | 248 |
| 11.9 | Конструювання елементів і особливі правила | 248 |
| 11.10 | Додаткові правила для збірних елементів і конструкцій | 248 |
| 11.11 | Конструкції та елементи з неармованого та малоармованого бетону | 248 |
| 12 | Неармовані та малоармовані бетонні конструкції. | 249 |
| 12.1 | Загальні положення | 249 |
| 12.3 | Матеріали | 250 |
| 12.5 | Конструктивний розрахунок: граничні стани за несучою здатністю і стійкістю | 250 |
| 12.6 | Граничні стани за несучою здатністю і стійкістю | 250 |
| 12.7 | Граничні стани за придатністю до експлуатації | 255 |
| 12.9 | Конструювання елементів і особливі правила | 255 |
| | Додаток А (інформаційний) | |
| | Уточнення коефіцієнтів безпеки для матеріалів | 257 |
| | Додаток В (інформаційний) | |
| | Деформації повзучості та усадки | 260 |
| | Додаток С (обов'язковий) | |
| | Характеристики арматури, що застосовуються з цим Єврокодом | 263 |
| | Додаток D (інформаційний) | |
| | Уточнений метод обчислення втрат попереднього напруження арматури внаслідок релаксації | 267 |
| | Додаток E (інформаційний) | |
| | Рекомендовані класи міцності для довговічності | 269 |
| | Додаток F (інформаційний) | |
| | Положення для розтягнутої арматури в умовах плоского напруженого стану | 270 |
| | Додаток G (інформаційний) | |
| | Взаємодія системи "основа-споруда" | 272 |
| | Додаток H (інформаційний) | |
| | Загальні впливи другого порядку у конструкціях | 275 |

| | |
|---|-----|
| Додаток І (інформаційний) | |
| Розрахунок плоских плит і діафрагм жорсткості | 279 |
| Додаток J (інформаційний) | |
| Правила конструювання для конкретних випадків | 283 |
| Додаток НА (довідковий) | |
| Перелік національних стандартів України (ДСТУ), ідентичних МС, посилання на які є в EN 1992-1-1:2004 | 289 |
| Технічна поправка EN 1992-1-1:2004/AC:2008 | 292 |

ВСТУП

Даний документ (EN 1992-1-1:2004), Єврокод 2: Проектування залізобетонних конструкцій: Частина 1-1 Загальні правила і норми для будівель був підготовлений Технічним Комітетом CEN/TC 250 "Будівельні Єврокоди", секретаріат якого підтримується BSI (Британським інститутом стандартів). CEN/TC 250 відповідальний за всі "Будівельні Єврокоди".

Цей Європейський стандарт повинен набути статусу національного стандарту шляхом публікації ідентичного тексту або ухваленням не пізніше червня 2005 р., а національні стандарти, які мають з ним розбіжності, повинні бути відмінені не пізніше березня 2010 р.

Даний документ замінює ENV 1992-1-1, 1992-1-3, 1992-1-4, 1992-1-5, 1992-1-6 і 1992-3.

Відповідно до внутрішніх правил CEN/CENELEC запровадити цей Європейський стандарт зобов'язуються національні організації зі стандартизації наступних країн: Австрії, Бельгії, Кіпру, Чеської республіки, Данії, Естонії, Фінляндії, Франції, Німеччини, Греції, Угорщини, Ісландії, Ірландії, Італії, Латвії, Люксембургу, Мальти, Нідерландів, Норвегії, Польщі, Португалії, Словаччини, Словенії, Іспанії, Швеції, Швейцарії та Великої Британії.

FOREWORD

This European Standard EN 1992, Eurocode 2: Design of concrete structures: General rules and rules for buildings, has been prepared by Technical Committee CEN/TC250 "Structural Eurocodes", the Secretariat of which is held by BSI. CEN/TC250 is responsible for all Structural Eurocodes.

This European Standard shall be given the status of a National Standard, either by publication of an identical text or by endorsement, at the latest by June 2005, and conflicting National Standards shall be withdrawn at latest by March 2010.

This Eurocode supersedes ENV1992-1-1, 1992-1-3, 1992-1-4, 1992-1-5, 1992-1-6 and 1992-3.

According to the CEN-CENELEC Internal Regulations, the National Standard Organisations of the following countries are bound to implement these European Standard: Austria, Belgium, Cyprus, Czech Republic, Denmark, Estonia, Finland, France, Germany, Greece, Hungary, Iceland, Ireland, Italy, Latvia, Lithuania, Luxembourg, Malta, Netherlands, Norway, Poland, Portugal, Slovakia, Slovenia, Spain, Sweden, Switzerland and United Kingdom.

ОСНОВИ ПРОГРАМИ ЄВРОКОДІВ

В 1975 році Комісія Європейської спільноти прийняла рішення щодо плану дій у сфері будівництва на підставі статті 95 угоди. Метою плану дій було усунення технічних перешкод для торгівлі та узгодження технічних умов.

У межах цього плану дій Комісія почала впроваджувати систему узгоджених технічних правил для проектування будівель та споруд, що на першому етапі мали стати альтернативою чинним нормам держав-членів, а зрештою мали замінити їх.

Протягом п'ятнадцяти років Комісія за допомогою Постійного комітету, до складу якого входили представники держав-членів, розробляла програму Єврокодів, результатом чого стала публікація першого покоління європейських норм у 80-х роках.

У 1989 році Комісія та держави-члени ЕУ (Європейської спільноти) та ЕФТА (Європейської асоціації вільної торгівлі) на підставі угоди¹ між Комісією та CEN (Європейським комітетом зі стандартизації) вирішили передати підготовку та публікацію Єврокодів до CEN за допомогою серії мандатів, щоб у майбутньому надати Єврокодам статусу європейського стандарту (EN). Це фактично пов'язує Єврокоди з положеннями директив Ради та/або рішень Комісії

¹ Угода між Комісією Європейської спільноти та Європейським комітетом стандартизації (CEN) щодо роботи над Єврокодами стосовно проектування будівель і цивільних споруд (BC/CEN/03/89).

BACKGROUND TO THE EUROCODE PROGRAMME

In 1975, the Commission of the European Community decided on an action programme in the field of construction, based on article 95 of the Treaty. The objective of the programme was the elimination of technical obstacles to trade and the harmonisation of technical specifications.

Within this action programme, the Commission took the initiative to establish a set of harmonised technical rules for the design of construction works which, in a first stage, would serve as an alternative to the national rules in force in the Member States and, ultimately, would replace them.

For fifteen years, the Commission, with the help of a Steering Committee with Representatives of Member States, conducted the development of the Eurocodes programme, which led to the first generation of European codes in the 1980s.

In 1989, the Commission and the Member States of the EU and EFTA decided, on the basis of an agreement¹ between the Commission and CEN, to transfer the preparation and the publication of the Eurocodes to CEN through a series of Mandates, in order to provide them with a future status of European Standard (EN). This links de facto the Eurocodes with the provisions of all the Council's Directives and/or Commission's Decisions dealing with European standards (e.g. the

¹ Agreement between the Commission of the European Communities and the European Committee for Standardisation (CEN) concerning the work on EUROCODES for the design of building and civil engineering works (BC/CEN/03/89).

стосовно європейських стандартів (наприклад, директива Ради 89/106/EEC щодо будівельних виробів – CPD – та директиви Ради 93/37/EEC, 92/50/EEC і 89/440/EEC щодо громадських проєктів та комунальних послуг і рівноцінних директив EFTA, що започатковані з метою становлення внутрішнього ринку).

Програма будівельних Єврокодів включає наступні стандарти, що загалом складаються з декількох частин:

EN 1990 Єврокод: Основи проєктування конструкцій

EN 1991 Єврокод 1: Дії на конструкції

EN 1992 Єврокод 2: Проєктування залізобетонних конструкцій

EN 1993 Єврокод 3: Проєктування сталевих конструкцій

EN 1994 Єврокод 4: Проєктування сталезалізобетонних конструкцій

EN 1995 Єврокод 5: Проєктування дерев'яних конструкцій

EN 1996 Єврокод 6: Проєктування кам'яних конструкцій

EN 1997 Єврокод 7: Геотехнічне проєктування

EN 1998 Єврокод 8: Проєктування сейсмостійких споруд

EN 1999 Єврокод 9: Проєктування алюмінієвих конструкцій

Єврокоди визначають відповідальність розпорядчих органів держав-членів та захищають їх право визначати величини, що стосуються питань регулювання безпеки на національному рівні, якщо ці величини відрізняються для всіх держав-членів.

Council Directive 89/106/EEC on construction products – CPD – and Council Directives 93/37/EEC, 92/50/EEC and 89/440/EEC on public works and services and equivalent EFTA Directives initiated in pursuit of setting up the internal market)

The Structural Eurocode programme comprises the following standards generally consisting of a number of Parts:

EN 1990 Eurocode 0: Basis of Structural Design

EN 1991 Eurocode 1: Actions on structures

EN 1992 Eurocode 2: Design of concrete structures

EN 1993 Eurocode 3: Design of steel structures

EN 1994 Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures

EN 1995 Eurocode 5: Design of timber structures

EN 1996 Eurocode 6: Design of masonry structures

EN 1997 Eurocode 7: Geotechnical design

EN 1998 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance

EN 1999 Eurocode 9: Design of aluminium structures

Eurocode standards recognise the responsibility of regulatory authorities in each Member State and have safeguarded their right to determine values related to regulatory safety matters at national level where these continue to vary from State to State.

СТАТУС ТА СФЕРА ЗАСТОСУВАННЯ ЄВРОКОДІВ

Держави-члени EU та EFTA визнають, що Єврокоди є основоположними документами для таких цілей:

- як засіб забезпечення відповідності будівель та споруд основним вимогам директиви Ради 89/106/ЕЕС, зокрема основній вимозі №1 "Механічний опір та стійкість" та основній вимозі №2 "Пожежна безпека";
- як основа для укладання угод на будівельні роботи та супутні інжинірингові послуги;
- як основа для розроблення узгоджених технічних умов на будівельні вироби (ENs та ETAs).

Оскільки Єврокоди безпосередньо стосуються будівельних споруд, вони мають прямий зв'язок з тлумачними документами², що посиляються на статтю 12 CPD, хоча відрізняються від гармонізованих стандартів на вироби³. Таким чином, технічні аспекти, що виникають при застосуванні Єврокодів, мають бути відповідно розглянуті технічними комітетами CEN та/або робочими групами EOTA, що розробляють стандарти на будівельні вироби, для досягнення повної відповідності технічних умов Єврокодам.

² Відповідно до Ст.3.3 CPD основні вимоги (ERs) повинні бути надані в конкретній формі у тлумачних документах для створення необхідних взаємозв'язків між основними вимогами та мандатами на гармонізацію ENs і ETAGs/ETAs;

³ Відповідно до ст. 12 CPD тлумачні документи повинні:

- а) надавати конкретну форму основним вимогам, гармонізуючи термінологію, технічні основи та зазначати класи або рівні для кожної вимоги, де необхідно;
- б) вказувати методи кореляції цих класів або рівнів вимог із технічними умовами, наприклад, методи розрахунків і перевірки, технічні правила для розроблення проектів тощо;
- в) слугувати в якості джерела для запровадження гармонізованих стандартів і норм для Європейських технічних ухвалень.

Єврокоди фактично відіграють схожу роль у сфері ER 1 і частково ER 2.

STATUS AND FIELD OF APPLICATION OF EUROCODES

The Member States of the EU and EFTA recognise that Eurocodes serve as reference documents for the following purposes:

- as a means to prove compliance of building and civil engineering works with the essential requirements of Council Directive 89/106/EEC, particularly Essential Requirement №1 – Mechanical resistance and stability – and Essential Requirement №2 – Safety in case of fire;
- as a basis for specifying contracts for construction works and related engineering services;
- as a framework for drawing up harmonised technical specifications for construction products (ENs and ETAs)

The Eurocodes, as far as they concern the construction works themselves, have a direct relationship with the Interpretative Documents² referred to in Article 12 of the CPD, although they are of a different nature from harmonised product standards³. Therefore, technical aspects arising from the Eurocodes work need to be adequately considered by CEN Technical Committees and/or EOTA Working Groups working on product standards with a view to achieving full compatibility of these technical specifications with the Eurocodes.

² According to Art. 3.3 of the CPD, the essential requirements (ERs) shall be given concrete form in interpretative documents for the creation of the necessary links between the essential requirements and the mandates for harmonised ENs and ETAGs/ETAs.

³ According to Art. 12 of the CPD the interpretative documents shall:

- a) give concrete form to the essential requirements by harmonising the terminology and the technical bases and indicating classes or levels for each requirement where necessary;
- b) indicate methods of correlating these classes or levels of requirement with the technical specifications, e.g. methods of calculation and of proof, technical rules for project design, etc.;
- c) serve as a reference for the establishment of harmonised standards and guidelines for European technical approvals.

The Eurocodes, de facto, play a similar role in the field of the ER 1 and a part of ER 2.

Єврокоди встановлюють загальні правила проектування для повсякденного застосування як для проектування будівель в цілому, так і їх складових частин, як традиційних, так і нових. У випадках нетипової форми конструкції або умов проектування, що конкретно не розглядаються, необхідна додаткова експертна оцінка.

НАЦІОНАЛЬНІ СТАНДАРТИ, ЩО ВПРОВАДЖУЮТЬ ЄВРОКОДИ

Національні стандарти, що впроваджують Єврокоди, містять повний текст Єврокоду (включно з усіма додатками), що виданий CEN, який може доповнювати національний титульний аркуш та національний вступ на початку, а також національний додаток в кінці.

Національний додаток може містити інформацію лише стосовно тих параметрів, що залишені відкритими в Єврокодах для національного вибору, так звані національно визначені параметри, та застосовуються для проектування та будівництва у конкретній країні, а саме:

- значення та/або класи, які в Єврокодi даються на вибір;
- значення, для яких у Єврокодi дано лише позначення;
- особливості даної країни (географічні, кліматичні тощо), наприклад, карта снігового покриву;
- методика, для якої в Єврокодi дано альтернативні методики.

Може також містити:

- рішення щодо застосування довідкових додатків;
- посилання на додаткову не суперечливу інформацію, що допомагає користувачеві застосувати Єврокод.

The Eurocode standards provide common structural design rules for everyday use for the design of whole structures and component products of both a traditional and an innovative nature. Unusual forms of construction or design conditions are not specifically covered and additional expert consideration will be required by the designer in such cases.

NATIONAL STANDARDS IMPLEMENTING EUROCODES

The National Standards implementing Eurocodes will comprise the full text of the Eurocode (including any annexes), as published by CEN, which may be preceded by a National title page and National foreword, and may be followed by a National annex.

The National annex may only contain information on those parameters which are left open in the Eurocode for national choice, known as Nationally Determined Parameters, to be used for the design of buildings and civil engineering works to be constructed in the country concerned, i.e.:

- values and/or classes where alternatives are given in the Eurocode,
- values to be used where a symbol only is given in the Eurocode,
- country specific data (geographical, climatic, etc.), e.g. snow map,
- the procedure to be used where alternative procedures are given in the Eurocode.

It may contain:

- decisions on the application of informative annexes,
- references to non-contradictory complementary information to assist the user to apply the Eurocode.

ЗВ'ЯЗКИ МІЖ ЄВРОКОДАМИ ТА ГАРМОНІЗОВАНИМИ ТЕХНІЧНИМИ УМОВАМИ (ENs and ETAs) ДЛЯ ВИРОБІВ

Необхідно узгодити гармонізовані технічні умови для будівельних виробів та технічні норми для споруд⁴. Крім того, повна інформація, що супроводжує CE маркування будівельних виробів, де є посилання на Єврокоди, має чітко зазначати, які національно визначені параметри були враховані.

ДОДАТКОВА ІНФОРМАЦІЯ СТОСОВНО EN 1992-1-1

EN 1992-1-1 описує основні правила і вимоги щодо безпеки, експлуатаційної придатності та довговічності залізобетонних конструкцій спільно з конкретними положеннями для будівель. Вони базуються на концепції граничного стану в поєднанні з методом коефіцієнтів надійності.

Для проектування нових споруд передбачено безпосереднє застосування EN 1992-1-1 спільно з іншими частинами EN 1992, Єврокодами EN 1990, 1991, 1997 і 1998.

EN 1992-1-1 також є базовим документом для інших CEN TC (Технічних комітетів) в питаннях будівельних конструкцій.

EN 1992-1-1 призначені для застосування:

- комітетами з розроблення норм для проектування споруд і супутніх виробів, випробувань та директив;
- клієнтами (наприклад, для формулювання їхніх особливих вимог щодо рівнів надійності та довговічності);
- проектувальниками та конструкторами;
- державними органами.

Числові величини коефіцієнтів надійності та інших параметрів надійності, що рекомендуються в якості базових величин, які забезпечують прийнятний рівень надійності, призначені виходячи з умови застосування відповідного рівня виконання та управління якістю.

При застосуванні EN 1992-1-1 у якості базового документа іншими технічними комітетами/CEN повинні прийматись такі самі величини.

⁴ Див. ст. 3.3 та ст. 12 CPD, а також 4.2, 4.3.1, 4.3.2 та 5.2 ID №1

LINKS BETWEEN EUROCODES AND HARMONISED TECHNICAL SPECIFICATIONS (ENs and ETAs) FOR PRODUCTS

There is a need for consistency between the harmonised technical specifications for construction products and the technical rules for works⁴. Furthermore, all the information accompanying the CE Marking of the construction products which refer to Eurocodes should clearly mention which Nationally Determined Parameters have been taken into account.

ADDITIONAL INFORMATION SPECIFIC TO EN 1992-1-1

EN 1992-1-1 describes the principles and requirements for safety, serviceability and durability of concrete structures, together with specific provisions for buildings. It is based on the limit state concept used in conjunction with a partial factor method.

For the design of new structures, EN 1992-1-1 is intended to be used, for direct application, together with other parts of EN 1992, Eurocodes EN 1990, 1991, 1997 and 1998.

EN 1992-1-1 also serves as a reference document for other CEN TCs concerning structural matters.

EN 1992-1-1 is intended for use by:

- committees drafting other standards for structural design and related product, testing and execution standards;
- clients (e.g. for the formulation of their specific requirements on reliability levels and durability);
- designers and constructors;
- relevant authorities.

Numerical values for partial factors and other reliability parameters are recommended as basic values that provide an acceptable level of reliability. They have been selected assuming that an appropriate level of workmanship and of quality management applies.

When EN 1992-1-1 is used as a base document by other CEN/TCs the same values need to be taken

⁴ See Art.3.3 and Art.12 of the CPD, as well as 4.2, 4.3.1, 4.3.2 and 5.2 of ID №1.

НАЦІОНАЛЬНИЙ ДОДАТОК ДО EN 1992-1-1

Цей стандарт надає величини з примітками, в яких випадках можливий вибір національних альтернатив.

Таким чином, національний стандарт, що запроваджує EN 1992-1-1, повинен мати національний додаток, що містить всі національно визначені параметри (характеристики), які використовуються для проектування будівель та цивільних споруд, що будуть зведені у відповідній країні.

Національний вибір дозволяється в EN 1992-1-1 через наступні положення:

| | | |
|-------------|-------------|-------------|
| 2.3.3(3) | 5.10.3(2) | 9.2.2(7) |
| 2.4.2.1(1) | 5.10.8(2) | 9.2.2(8) |
| 2.4.2.2(1) | 5.10.8(3) | 9.3.1.1(3) |
| 2.4.2.2(2) | 5.10.9 (1)P | 9.5.2(1) |
| 2.4.2.2(3) | 6.2.2(1) | 9.5.2(2) |
| 2.4.2.3(1) | 6.2.2(6) | 9.5.2(3) |
| 2.4.2.4(1) | 6.2.3(2) | 9.5.3(3) |
| 2.4.2.4(2) | 6.2.3(3) | 9.6.2(1) |
| 2.4.2.5(2) | 6.2.4(4) | 9.6.3(1) |
| 3.1.2 (2)P | 6.2.4(6) | 9.7(1) |
| 3.1.2(4) | 6.4.3(6) | 9.8.1 (3) |
| 3.1.6 (1)P | 6.4.4(1) | 9.8.2.1(1) |
| 3.1.6 (2)P | 6.4.5(3) | 9.8.3(1) |
| 3.2.2 (3)P | 6.4.5(4) | 9.8.3 (2) |
| 3.2.7(2) | 6.5.2(2) | 9.8.4(1) |
| 3.3.4 (5) | 6.5.4 (4) | 9.8.5 (3) |
| 3.3.6(7) | 6.5.4(6) | 9.10.2.2(2) |
| 4.4.1.2(3) | 6.8.4(1) | 9.10.2.3(3) |
| 4.4.1.2(5) | 6.8.4(5) | 9.10.2.3(4) |
| 4.4.1.2(6) | 6.8.6(1) | 9.10.2.4(2) |
| 4.4.1.2(7) | 6.8.6(2) | 11.3.5 (1)P |
| 4.4.1.2(8) | 6.8.7(1) | 11.3.5 (2)P |
| 4.4.1.2(13) | 7.2(2) | 11.3.7(1) |
| 4.4.1.3(1)P | 7.2(3) | 11.6.1(1) |
| 4.4.1.3(3) | 7.2(5) | 11.6.1(2) |
| 4.4.1.3(4) | 7.3.1(5) | 11.6.2(1) |
| 5.1.3(1)P | 7.3.2(4) | 11.6.4.1(1) |
| 5.2(5) | 7.3.4(3) | 12.3.1(1) |
| 5.5(4) | 7.4.2(2) | 12.6.3(2) |

NATIONAL ANNEX FOR EN 1992-1-1

This standard gives values with notes indicating where national choices may have to be made.

Therefore the National Standard implementing EN 1992-1-1 should have a National annex containing all Nationally Determined Parameters to be used for the design of buildings and civil engineering works to be constructed in the relevant country.

National choice is allowed in EN 1992-1-1 through the following clauses:

| | | |
|---------------|------------|-----------|
| 5.6.3(4) | 8.2(2) | A.2.1 (1) |
| 5.8.3.1(1) | 8.3(2) | A.2.1 (2) |
| 5.8.3.3(1) | 8.6(2) | A.2.2(1) |
| 5.8.3.3(2) | 8.8(1) | A.2.2(2) |
| 5.8.5(1) | 9.2.1.1(1) | A.2.3(1) |
| 5.8.6(3) | 9.2.1.1(3) | C.1(1) |
| 5.10.1(6) | 9.2.1.2(1) | C.1 (3) |
| 5.10.2.1 (1)P | 9.2.1.4(1) | E.1 (2) |
| 5.10.2.1(2) | 9.2.2(4) | J.1 (3) |
| 5.10.2.2(4) | 9.2.2(5) | J.2.2 (2) |
| 5.10.2.2(5) | 9.2.2(6) | J.3 (2) |
| | | J.3 (3) |

1 ЗАГАЛЬНІ ПОЛОЖЕННЯ

1.1 Сфера застосування

1.1.1 Сфера застосування Єврокоду 2

(1)Р Єврокод 2 застосовується для проектування будівель і громадських споруд із звичайних і попередньо напружених залізобетонних конструкцій. Він відповідає основним положенням і вимогам щодо безпеки і експлуатаційної придатності споруд, основи проектування і перевірки яких надано у EN 1990 "Основи проектування конструкцій".

(2)Р Єврокод 2 розглядає вимоги тільки стосовно несучої здатності та стійкості, придатності до експлуатації, довговічності і пожежної безпеки комбінованих конструкцій. Інші вимоги, наприклад, щодо тепло- або звукоізоляції, не розглядаються.

(3)Р Єврокод 2 призначений для застосування у поєднанні з:

EN 1990: Основи проектування конструкцій

EN 1991: Дії на конструкції

hENs: Будівельні вироби, що відносяться до бетонних конструкцій

ENV 13670: Виконання бетонних конструкцій

EN 1997: Геотехнічне проектування

EN 1998: Проектування сейсмостійких конструкцій, коли залізобетонні конструкції зводяться у сейсмічних регіонах.

(4)Р Єврокод 2 складається із наступних частин:

Частина 1.1: Загальні норми і правила для будівель

Частина 1.2: Протипожежне проектування конструкцій

Частина 2: Мости із звичайного і попередньо напруженого залізобетону

Частина 3: Водозахисні споруди і резервуари.

1.1.2 Сфера застосування частини 1-1 Єврокоду 2

(1)Р У частині 1-1 Єврокоду 2 наведено загальні основи для проектування неармованих, із звичайним і попередньо напруженим армуванням залізобетонних конструкцій на важких і легких заповнювачах та конкретні норми для будівель.

1 GENERAL

1.1 Scope

1.1.1 Scope of Eurocode 2

(1)P Eurocode 2 applies to the design of buildings and civil engineering works in plain, reinforced and prestressed concrete. It complies with the principles and requirements for the safety and serviceability of structures, the basis of their design and verification that are given in EN 1990: Basis of structural design.

(2)P Eurocode 2 is only concerned with the requirements for resistance, serviceability, durability and fire resistance of concrete structures. Other requirements, e.g. concerning thermal or sound insulation, are not considered.

(3)P Eurocode 2 is intended to be used in conjunction with:

EN 1990: Basis of structural design

EN 1991: Actions on structures

hEN's: Construction products relevant for concrete structures

ENV 13670: Execution of concrete structures

EN 1997: Geotechnical design

EN 1998: Design of structures for earthquake resistance, when concrete structures are built in seismic regions.

(4)P Eurocode 2 is subdivided into the following parts:

Part 1.1: General rules and rules for buildings

Part 1.2: Structural fire design

Part 2: Reinforced and prestressed concrete bridges

Part 3: Liquid retaining and containing structures

1.1.2 Scope of Part 1-1 of Eurocode 2

(1)P Part 1-1 of Eurocode 2 gives a general basis for the design of structures in plain, reinforced and prestressed concrete made with normal and light weight aggregates together with specific rules for buildings.

(2) У частині 1-1 розглядаються наступні питання:

Розділ 1: Загальні положення

Розділ 2: Основи проектування

Розділ 3: Матеріали

Розділ 4: Довговічність та захисний шар арматури

Розділ 5: Розрахунок конструкцій

Розділ 6: Граничні стани за несучою здатністю і стійкістю

Розділ 7: Граничні стани за придатністю до експлуатації

Розділ 8: Конструювання звичайного і попередньо напруженого армування. Загальні положення

Розділ 9: Конструювання елементів і особливі вимоги

Розділ 10: Додаткові вимоги до збірних залізобетонних елементів і конструкцій.

Розділ 11: Залізобетонні конструкції на легких заповнювачах

Розділ 12: Неармовані і легкоармовані бетонні конструкції

(3)P У розділах 1 і 2 надаються додаткові положення до наданих у EN 1990 "Основи проектування конструкцій".

(4)P Частина 1-1 не поширюється на:

- застосування гладкої арматури;
- вогнетривкість;
- особливі питання спеціальних типів будівель (висотні будівлі);
- особливі питання спеціальних типів цивільних споруд (віадуки, мости, дамби, резервуари під тиском, прибережні платформи або водозахисні споруди);
- дрібнозернисті та пінобетонні складові, а також виготовлені з надважких заповнювачів або із застосуванням сталевих профілів (Єврокод 4 для комбінованих сталобетонних конструкцій).

1.2 Нормативні посилання

(1)P Нижче наведено нормативні документи, що містять положення, на які є посилання у тексті, і таким чином вони є положеннями цього європейського стандарту. Для джерел, термін дії яких скінчився, додатки або нові редакції не наводяться. Однак, сторони за згодою, що

(2)P The following subjects are dealt with in Part 1-1.

Section 1: General

Section 2: Basis of design

Section 3: Materials

Section 4: Durability and cover to reinforcement

Section 5: Structural analysis

Section 6: Ultimate limit states

Section 7: Serviceability limit states

Section 8: Detailing of reinforcement and prestressing tendons – General

Section 9: Detailing of members and particular rules

Section 10: Additional rules for precast concrete elements and structures

Section 11: Lightweight aggregate concrete structures

Section 12: Plain and lightly reinforced concrete structures

(3)P Sections 1 and 2 provide additional clauses to those given in EN 1990 "Basis of structural design".

(4)P This Part 1-1 does not cover:

- the use of plain reinforcement
- resistance to fire;
- particular aspects of special types of building (such as tall buildings);
- particular aspects of special types of civil engineering works (such as viaducts, bridges, dams, pressure vessels, offshore platforms or liquid-retaining structures);
- no-fines concrete and aerated concrete components, and those made with heavy aggregate or containing structural steel sections (see Eurocode 4 for composite steel-concrete structures).

1.2 Normative references

(1)P The following normative documents contain provisions which, through references in this text, constitute provisions of this European standard. For dated references, subsequent amendments to or revisions of any of these publications do not apply. However, parties to agreements based on

базується на цьому європейському стандарті, заохочуються до вивчення можливості застосування останніх редакцій нижченаведених нормативних документів. Для недатованих джерел необхідно застосовувати останню редакцію видання.

1.2.1 Основні нормативні посилання

EN 1990: Основи проектування конструкцій
EN 1991-1-5: Дії на конструкції: Температурні дії
EN 1991-1-6: Дії на споруди: Дії при зведенні

1.2.2 Інші нормативні посилання

EN 1997: Геотехнічне проектування
EN 197-1: Цемент: Склад, технічні вимоги і критерії відповідності для звичайних цементів
EN 206-1: Бетон: Технічні вимоги, характеристики, виготовлення і підтвердження
EN 12390: Випробування затверділого бетону
EN 10080: Арматура для армування бетону
EN 10138: Арматура для попереднього напруження
EN ISO 17760: Допустимі методи зварювання арматури
ENV 13670: Виготовлення залізобетонних конструкцій
EN 13791: Випробування бетону
EN ISO 15630: Арматура для звичайного та попередньо напруженого армування бетону. Методи випробування

1.3 Передумови

(1)P На додаток до загальних передумов, прийнятих у EN 1990, вважається що:

- конструкції проектуються персоналом відповідної кваліфікації та досвіду;
- забезпечується відповідний нагляд і контроль якості на фабриках, підприємствах і майданчику;
- будівництво здійснює персонал, що має необхідні навички і досвід;
- конструкційні матеріали та вироби застосовуються так, як визначено у цьому Єврокоді або у відповідних специфікаціях на матеріали і вибори;
- буде забезпечено відповідний нагляд за експлуатацією споруди;

this European standard are encouraged to investigate the possibility of applying the most recent editions of the normative documents indicated below. For undated references the latest edition of the normative document referred to applies.

1.2.1 General reference standards

EN 1990: Basis of structural design
EN 1991-1-5: Actions on structures: Thermal actions
EN 1991-1-6: Actions on structures: Actions during execution

1.2.2 Other reference standards

EN1997: Geotechnical design
EN 197-1: Cement: Composition, specification and conformity criteria for common cements
EN 206-1: Concrete: Specification, performance, production and conformity
EN 12390: Testing hardened concrete
EN 10080: Steel for the reinforcement of concrete
EN 10138: Prestressing steels

EN ISO 17760: Permitted welding process for reinforcement
ENV 13670: Execution of concrete structures

EN 13791: Testing concrete
EN ISO 15630: Steel for the reinforcement and prestressing of concrete: Test methods

1.3 Assumptions

(1)P In addition to the general assumptions of EN 1990 the following assumptions apply:

- Structures are designed by appropriately qualified and experienced personnel.
- Adequate supervision and quality control is provided in factories, in plants, and on site.
- Construction is carried out by personnel having the appropriate skill and experience.
- The construction materials and products are used as specified in this Eurocode or in the relevant material or product specifications.
- The structure will be adequately maintained.

- споруда буде експлуатуватись згідно з призначенням за проектом;
- вимоги стосовно виконання та кваліфікації відповідають наведеному у ENV 13670.

1.4 Відмінності між основними положеннями та правилами застосування

(1)P Застосовуються правила, надані у EN 1990.

1.5 Визначення

1.5.1 Загальні положення

(1)P Застосовуються терміни і визначення наведені у EN 1990.

1.5.2 Додаткові терміни і визначення понять, що застосовуються у цьому стандарті

1.5.2.1 збірні конструкції

Збірні конструкції характерні тим, що конструктивні елементи виготовляються не у проектному положенні у споруді. Елементи з'єднуються між собою для забезпечення необхідної конструкційної цілісності

1.5.2.2 неармовані і малоармовані бетонні елементи

Конструкційні бетонні елементи без армування (неармований бетон) або з меншим армуванням ніж мінімальна кількість, визначена у розділі 9

1.5.2.3 арматурні пучки для натягування на бетон без зчеплення та зовнішнього натягування

Арматурні пучки для елементів, що мають незаповнені канали для напруження на бетон без зчеплення, і зовнішні по відношенню до бетонного перерізу арматурні пучки (які можуть омонолічуватись бетоном після попереднього напруження або можуть мати захисну оболонку)

1.5.2.4 попереднє напруження

Процес попереднього напруження полягає у прикладанні сил до бетону конструкції через напружені відносно бетонного елемента пучки. Термін "попереднє напруження" використовується як загальне поняття для всіх постійних дій процесу попереднього напруження, які викликають внутрішні зусилля у поперечних перерізах і деформації у конструкції. Інші поняття попереднього напруження не розглядаються у цьому стандарті

- The structure will be used in accordance with the design brief.
- The requirements for execution and workmanship given in ENV 13670 are complied with.

1.4 Distinction between principles and application rules

(1)P The rules given in EN 1990 apply.

1.5 Definitions

1.5.1 General

(1)P The terms and definitions given in EN 1990 apply.

1.5.2 Additional terms and definitions used in this Standard

1.5.2.1 precast structures

Precast structures are characterised by structural elements manufactured elsewhere than in the final position in the structure. In the structure, elements are connected to ensure the required structural integrity.

1.5.2.2 plain or lightly reinforced concrete members

Structural concrete members having no reinforcement (plain concrete) or less reinforcement than the minimum amounts defined in Section 9.

1.5.2.3 unbonded and external tendons

Unbonded tendons for post-tensioned members having ducts which are permanently ungrouted, and tendons external to the concrete cross-section (which may be encased in concrete after stressing, or have a protective membrane).

1.5.2.4 prestress

The process of prestressing consists in applying forces to the concrete structure by stressing tendons relative to the concrete member. "Prestress" is used globally to name all the permanent effects of the prestressing process, which comprise internal forces in the sections and deformations of the structure. Other means of prestressing are not considered in this standard.

1.6 Позначки

У даному стандарті застосовуються наступні символи:

Примітка. Використані позначення базуються на ISO 3898:1987

Латинські великі літери

A – Аварійний вплив

A – Площа поперечного перерізу

A_c – Площа поперечного перерізу бетону

A_p – Площа попередньо напруженого пучка або пучків

A_s – Площа поперечного перерізу арматури

$A_{s,min}$ – Мінімальна площа поперечного перерізу арматури

A_{sw} – Площа поперечного перерізу поперечної арматури

D – Діаметр оправки

D_{Ed} – Ступінь ушкодження від утомленості

E – Результат впливу

$E_c, E_{c(28)}$ – Тангенціальний модуль пружності звичайного бетону при напруженнях $\sigma_c = 0$ у момент часу t 28 діб

$E_{c,eff}$ – Фактичний модуль пружності бетону

$E_{c,d}$ – Розрахункове значення модуля пружності бетону

$E_{c,m}$ – Січний модуль пружності бетону

$E_{c(t)}$ – Тангенціальний модуль пружності звичайного бетону при напруженнях $\sigma_c = 0$ у віці t

E_p – Розрахункове значення модуля пружності попередньо напруженої сталі

E_s – Розрахункове значення модуля пружності арматурної сталі

EI – Згинальна жорсткість

EQU – Статична рівновага

F – Вплив

F_d – Розрахункове значення впливу

F_k – Характеристичне значення впливу

G_k – Характеристичне значення постійного впливу

I – Момент інерції площі перерізу бетону

L – Довжина

M_d – Згинальний момент

M_{Ed} – Розрахункове значення зовнішнього прикладеного згинального моменту

1.6 Symbols

For the purposes of this standard, the following symbols apply.

Note: The notation used is based on ISO 3898:1987

Latin upper case letters

A – Accidental action

A – Cross sectional area

A_c – Cross sectional area of concrete

A_p – Area of a prestressing tendon or tendons

A_s – Cross sectional area of reinforcement

$A_{s,min}$ – minimum cross sectional area of reinforcement

A_{sw} – Cross sectional area of shear reinforcement

D – Diameter of mandrel

D_{Ed} – Fatigue damage factor

E – Effect of action

$E_c, E_{c(28)}$ – Tangent modulus of elasticity of normal weight concrete at a stress of $\sigma_c = 0$ and at 28 days

$E_{c,eff}$ – Effective modulus of elasticity of concrete

$E_{c,d}$ – Design value of modulus of elasticity of concrete

$E_{c,m}$ – Secant modulus of elasticity of concrete

$E_{c(t)}$ – Tangent modulus of elasticity of normal weight concrete at a stress of $\sigma_c = 0$ and at time t

E_p – Design value of modulus of elasticity of prestressing steel

E_s – Design value of modulus of elasticity of reinforcing steel

EI – Bending stiffness

EQU – Static equilibrium

F – Action

F_d – Design value of an action

F_k – Characteristic value of an action

G_k – Characteristic permanent action

I – Second moment of area of concrete section

L – Length

M_d – Bending moment

M_{Ed} – Design value of the applied internal bending moment

N – Осьова сила
 N_{Ed} – Розрахункове значення зовнішньої прикладеної осьової сили (розтягу або стиску)
 P – Сила попереднього напруження
 P_0 – Початкова сила на кінці пучка у момент прикладання попереднього напруження
 Q_k – Характеристичне значення змінного впливу
 Q_{fat} – Характеристичне значення навантаження утомленості
 N – Осьова сила
 R – Опір
 S – Внутрішні сили і моменти
 S – Статичний момент площі
 SLS – Граничний стан за придатністю до експлуатації
 T – Крутний момент
 T_{Ed} – Розрахункове значення прикладеного крутного моменту
 ULS – Граничний стан за несучою здатністю і стійкістю
 V – Поперечна сила
 V_{Ed} – Розрахункове значення прикладеної поперечної сили

Латинські малі літери

a – Відстань
 a – Геометричні дані
 Δa – Відхилення геометричних даних
 b – Загальна ширина поперечного перерізу або фактична ширина полицки в Т- або Г-подібних балках
 b_w – Ширина стінки Т-, І- або Г-подібних балок
 d – Діаметр, висота
 d – Робоча висота поперечного перерізу
 d_g – Найбільший номінальний розмір заповнювача
 e – Ексцентриситет
 f_c – Міцність бетону на стиск
 f_{cd} – Розрахункове значення міцності бетону на стиск
 f_{ck} – Характеристична циліндрична міцність на стиск бетону у віці 28 діб
 f_{cm} – Середнє значення циліндричної міцності бетону на стиск

N – Axial force
 N_{Ed} – Design value of the applied axial force (tension or compression)
 P – Prestressing force
 P_0 – Initial force at the active end of the tendon immediately after stressing
 Q_k – Characteristic variable action
 Q_{fat} – Characteristic fatigue load
 N – Axial force
 R – Resistance
 S – Internal forces and moments
 S – First moment of area
 SLS – Serviceability limit state
 T – Torsional moment
 T_{Ed} – Design value of the applied torsional moment
 ULS – Ultimate limit state
 V – Shear force
 V_{Ed} – Design value of the applied shear force

Latin lower case letters

a – Distance
 a – Geometrical data
 Δa – Deviation for geometrical data
 b – Overall width of a cross-section, or actual flange width in a T or L beam
 b_w – Width of the web on T, I or L beams
 d – Diameter, Depth
 d – Effective depth of a cross-section
 d_g – Largest nominal maximum aggregate size
 e – Eccentricity
 f_c – Compressive strength of concrete
 f_{cd} – Design value of concrete compressive strength
 f_{ck} – Characteristic compressive cylinder strength of concrete at 28 days
 f_{cm} – Mean value of concrete cylinder compressive strength

f_{ctk} – Характеристична міцність бетону на осьовий розтяг

f_{ctm} – Середнє значення міцності бетону на осьовий розтяг

f_p – Міцність на розтяг попередньо напруженої арматури

f_{pk} – Характеристична міцність на розтяг попередньо напруженої арматури

$f_{p0,1}$ – 0,1% умовна границя текучості попередньо напруженої арматури

$f_{p0,1k}$ – Характеристична 0,1% умовна границя текучості попередньо напруженої сталі

$f_{0,2k}$ – Характеристична 0,2% умовна границя текучості арматури

f_t – Міцність арматури на розтяг

f_{tk} – Характеристична міцність арматури на розтяг

f_y – Міцність арматури на границі текучості

f_{yd} – Розрахункова міцність арматури на границі текучості

f_{yk} – Характеристична міцність арматури на границі текучості

f_{ywd} – Розрахункова міцність поперечної арматури на границі текучості

h – Висота

h – Загальна висота перерізу

i – Радіус інерції

k – Коефіцієнт, стала величина

l (l або L) – Довжина, проліт

m – Маса

r – Радіус

$1/r$ – Кривизна при певному перерізі

t – Товщина

t – Конкретний момент часу

t_0 – Вік бетону в момент прикладання навантаження

u – Периметр бетонного перерізу площею A_c

u, v, w – Компоненти переміщень точки

x – Відстань до нейтральної осі перерізу

x, y, z – Координати

z – Плече внутрішніх зусиль

f_{ctk} – Characteristic axial tensile strength of concrete

f_{ctm} – Mean value of axial tensile strength of concrete

f_p – Mean value of axial tensile strength of concrete

f_{pk} – Tensile strength of prestressing steel

$f_{p0,1}$ – 0,1% proof-stress of prestressing steel

$f_{p0,1k}$ – Characteristic 0,1% proof-stress of prestressing steel

$f_{0,2k}$ – Characteristic 0,2% proof-stress of reinforcement

f_t – Tensile strength of reinforcement

f_{tk} – Characteristic tensile strength of reinforcement

f_y – Yield strength of reinforcement

f_{yd} – Design yield strength of reinforcement

f_{yk} – Characteristic yield strength of reinforcement

f_{ywd} – Design yield of shear reinforcement

h – Height

h – Overall depth of a cross-section

i – Radius of gyration

k – Coefficient, Factor

l (or l or L) – Length, Span

m – Mass

r – Radius

$1/r$ – Curvature at a particular section

t – Thickness

t – Time being considered

t_0 – The age of concrete at the time of loading

u – Perimeter of concrete cross-section, having area A_c

u, v, w – Components of the displacement of a point

x – Neutral axis depth

x, y, z – Coordinates

z – Lever arm of internal forces

Грецькі малі літери

α – Кут; множник
 β – Кут; множник; коефіцієнт
 γ – Коефіцієнт надійності
 γ_A – Коефіцієнт надійності для аварійних впливів A
 γ_C – Коефіцієнт надійності для бетону
 γ_F – Коефіцієнт надійності для впливів F
 $\gamma_{F,fat}$ – Коефіцієнт надійності для впливів утомленості
 $\gamma_{C,fat}$ – Коефіцієнт надійності для визначення втомленості бетону
 γ_G – Коефіцієнт надійності для постійних впливів G
 γ_M – Коефіцієнт надійності для властивості матеріалу з урахуванням невизначеностей самої властивості матеріалу, відхилень у геометрії та використаної розрахункової моделі
 γ_P – Коефіцієнт надійності для дій, пов'язаних з попереднім напруженням P
 γ_Q – Коефіцієнт надійності для змінних дій Q
 γ_S – Коефіцієнт надійності для арматурної і попередньо напруженої сталі
 $\gamma_{S,fat}$ – Коефіцієнт надійності для арматурної і попередньо напруженої сталі при дії навантаження утомленості
 γ_f – Коефіцієнт надійності для дій без урахування невизначеностей моделі
 γ_g – Коефіцієнт надійності для постійних дій без урахування невизначеностей моделі
 γ_m – Коефіцієнт надійності для властивості матеріалу з урахуванням невизначеностей тільки властивості матеріалу
 δ – Показник збільшення / перерозподілу
 ζ – Показник зменшення / коефіцієнт перерозподілу
 ε_c – Відносна деформація стиску бетону
 ε_{c1} – Відносна деформація стиску бетону при максимальних напруженнях f_c
 ε_{cu} – Відносна гранична деформація стиску бетону
 ε_u – Відносна деформація арматурної або попередньо напруженої сталі при максимально-му навантаженні

Greek lower case letters

α – Angle ; ratio
 β – Angle ; ratio; coefficient
 γ – Partial factor
 γ_A – Partial factor for accidental actions A
 γ_C – Partial factor for concrete
 γ_F – Partial factor for actions, F
 $\gamma_{F,fat}$ – Partial factor for fatigue actions
 $\gamma_{C,fat}$ – Partial factor for fatigue of concrete
 γ_G – Partial factor for permanent actions, G
 γ_M – Partial factor for a material property, taking account of uncertainties in the material property itself, in geometric deviation and in the design model used
 γ_P – Partial factor for actions associated with prestressing, P
 γ_Q – Partial factor for variable actions, Q
 γ_S – Partial factor for reinforcing or prestressing steel
 $\gamma_{S,fat}$ – Partial factor for reinforcing or prestressing steel under fatigue loading
 γ_f – Partial factor for actions without taking account of model uncertainties
 γ_g – Partial factor for permanent actions without taking account of model uncertainties
 γ_m – Partial factors for a material property, taking account only of uncertainties in the material property
 δ – Increment/redistribution ratio
 ζ – Reduction factor/distribution coefficient
 ε_c – Compressive strain in the concrete
 ε_{c1} – Compressive strain in the concrete at the peak stress f_c
 ε_{cu} – Ultimate compressive strain in the concrete
 ε_u – Strain of reinforcement or prestressing steel at maximum load

ε_{uk} – Характеристична відносна деформація арматурної або попередньо напруженої сталі при максимальному навантаженні

θ – Кут

λ – Гнучкість

μ – Коефіцієнт тертя між пучками та їх каналами

ν – Коефіцієнт Пуассона

ν – Коефіцієнт зниження міцності бетону з тріщинами при зсуві

ξ – Співвідношення міцності зчеплення попередньо напруженої і звичайної арматурної сталі

ρ – Густина бетону в абсолютно сухому стані, кг/м^3

ρ_{1000} – Величина втрат від релаксації (у %) через 1000 год після попереднього напруження і при середній температурі 20 °C

ρ_l – Коефіцієнт армування для поздовжньої арматури

ρ_w – Коефіцієнт армування для поперечної арматури

σ_c – Напруження стиску у бетоні

σ_{cp} – Напруження стиску у бетоні від осьового навантаження або попереднього напруження

σ_{cu} – Напруження стиску у бетоні при граничній деформації стиску ε_{cu}

τ – Крутні напруження зрізу

ϕ – Діаметр арматурного стрижня або каналу для попереднього напруження

ϕ_n – Еквівалентний діаметр арматурного стрижня або пучка арматурних стрижнів

$\varphi(t, t_0)$ – Коефіцієнт повзучості, що визначає повзучість за проміжок часу між t і t_0 відносно пружних деформацій на 28 добу

$\varphi(\infty, t_0)$ – Повне значення коефіцієнта повзучості

ψ – Коефіцієнти, що визначають характерні величини змінних дій:

ψ_0 – для комбінації величин

ψ_1 – для повторюваних величин

ψ_2 – для умовно постійних величин

ε_{uk} – Characteristic strain of reinforcement or prestressing steel at maximum load

θ – Angle

λ – Slenderness ratio

μ – Coefficient of friction between the tendons and their ducts

ν – Poisson's ratio

ν – Strength reduction factor for concrete cracked in shear

ξ – Ratio of bond strength of prestressing and reinforcing steel

ρ – Oven-dry density of concrete in kg/m^3

ρ_{1000} – Value of relaxation loss (in %), at 1000 hours after tensioning and at a mean temperature of 20 °C

ρ_l – Reinforcement ratio for longitudinal reinforcement

ρ_w – Reinforcement ratio for shear reinforcement

σ_c – Compressive stress in the concrete

σ_{cp} – Compressive stress in the concrete from axial load or prestressing

σ_{cu} – Compressive stress in the concrete at the ultimate compressive strain ε_{cu}

τ – Torsional shear stress

ϕ – Diameter of a reinforcing bar or of a prestressing duct

ϕ_n – Equivalent diameter of a bundle of reinforcing bars

$\varphi(t, t_0)$ – Creep coefficient, defining creep between times t and t_0 , related to elastic deformation at 28 days

$\varphi(\infty, t_0)$ – Final value of creep coefficient

ψ – Factors defining representative values of variable actions:

ψ_0 – for combination values

ψ_1 – for frequent values

ψ_2 – for quasi-permanent values

2 ОСНОВИ ПРОЕКТУВАННЯ

2.1 Вимоги

2.1.1 Основні вимоги

(1)Р Проектування залізобетонних конструкцій повинно здійснюватись відповідно до загальних положень, встановлених у EN 1990.

(2)Р Додаткові положення, наведені у цьому розділі для залізобетонних конструкцій, також повинні застосовуватись.

(3)Р Вважається, що для залізобетонних конструкцій повинні задовольнятися основні вимоги розділу 2 EN 1990, які застосовуються у поєднанні з наступним:

- проектування за граничними станами у поєднанні з методом коефіцієнтів надійності відповідно до EN 1990;
- впливами згідно з EN 1991;
- сполученнями впливів згідно з до EN 1990;
- опором, довговічністю і придатністю до експлуатації згідно з цим стандартом.

Примітка. Вимоги стосовно вогнетривкості (розділ 5 EN 1990 і EN 1992-1-2) можуть вимагати більших розмірів елементів порівняно з необхідною конструкційною несучою здатністю за нормальної температури.

2.1.2 Управління надійністю

(1) Правила управління надійністю надано у розділі 2 EN 1990.

(2) Вважається, що проектування із застосуванням коефіцієнтів надійності, що наведені у цьому Єврокодї (див. 2.4), і коефіцієнтів надійності, наданих у додатках EN 1990, забезпечує конструкцію, що відноситься до класу надійності RC2.

Примітка. Детальніше див. додатки В і С EN 1990.

2.1.3 Проектний строк служби, довговічність і управління якістю

(1) Правила для проектного строку служби, довговічності та управління якістю наведені у розділі 2 EN 1990.

2.2 Принципи проектування за граничними станами

(1) Правила для проектування за граничними станами наведені у розділі 3 EN 1990.

2 BASIS OF DESIGN

2.1 Requirements

2.1.1 Basic requirements

(1)P The design of concrete structures shall be in accordance with the general rules given in EN 1990.

(2)P The supplementary provisions for concrete structures given in this section shall also be applied.

(3) The basic requirements of EN 1990 Section 2 are deemed to be satisfied for concrete structures when the following are applied together:

- limit state design in conjunction with the partial factor method in accordance with EN 1990;
- actions in accordance with EN 1991,
- combination of actions in accordance with EN 1990 and
- resistances, durability and serviceability in accordance with this Standard.

Note: Requirements for fire resistance (see EN 1990 Section 5 and EN 1992-1-2) may dictate a greater size of member than that required for structural resistance at normal temperature.

2.1.2 Reliability management

(1) The rules for reliability management are given in EN 1990 Section 2.

(2) A design using the partial factors given in this Eurocode (see 2.4) and the partial factors given in the EN 1990 annexes is considered to lead to a structure associated with reliability Class RC2.

Note: For further information see EN 1990 Annexes B and C.

2.1.3 Design working life, durability and quality management

(1) The rules for design working life, durability and quality management are given in EN 1990 Section 2.

2.2 Principles of limit state design

(1) The rules for limit state design are given in EN 1990 Section 3.

2.3 Основні змінні

2.3.1 Навантаження та впливи навколишнього середовища

2.3.1.1 Загальні положення

(1) Впливи, що застосовуються при проектуванні, можна брати з відповідних частин EN 1991.

Примітка 1. Відповідні частини EN 1991, які застосовуються при проектуванні, включають:

EN 1991-1.1 Густина, власна вага і прикладені навантаження

EN 1991-1.2 Дії при пожежі

EN 1991-1.3 Снігові навантаження

EN 1991-1.4 Вітрові навантаження

EN 1991-1.5 Температурні дії

EN 1991-1.6 Дії під час зведення

EN 1991-1.7 Аварійні дії, викликані ударами і вибухами

EN 1991-2 Навантаження від транспорту на мостах

EN 1991-3 Дії від кранів та інших механізмів

EN 1991-4 Дії в силосах та резервуарах

Примітка 2. Впливи, характерні для цього стандарту, надаються у відповідних розділах.

Примітка 3. Впливи від тиску ґрунту та води можна прийняти за EN 1997.

Примітка 4. Якщо враховується різниця переміщень, то може використовуватись відповідним чином визначена прогнозна величина переміщень.

Примітка 5. Інші впливи, у разі необхідності, можуть визначатись проектними умовами для конкретного об'єкта.

2.3.1.2 Температурні впливи

(1) Температурні впливи повинні враховуватись при перевірці граничних станів за придатністю до експлуатації.

(2) Температурні впливи необхідно аналізувати для граничних станів за міцністю і стійкістю тільки для випадків, коли вони мають значний вплив (наприклад, умови утомленості, при перевірці стійкості, де вторинні величини є важливими, тощо). В інших випадках вони можуть не враховуватись за умови забезпечення необхідної несучої здатності за пластичністю та граничним поворотом перерізу.

(3) При врахуванні температурних впливів їх потрібно розглядати як змінні дії і прикладати з відповідним коефіцієнтом надійності і коефіцієнтом ψ .

Примітка. Коефіцієнт ψ визначається згідно з відповідним додатком EN 1990 і EN 1991-1-5.

2.3 Basic variables

2.3.1 Actions and environmental influences

2.3.1.1 General

(1) Actions to be used in design may be obtained from the relevant parts of EN 1991.

Note 1: The relevant parts of EN 1991 for use in design include:

EN 1991-1.1 Densities, self-weight and imposed loads

EN 1991-1.2 Fire actions

EN 1991-1.3 Snow loads

EN 1991-1.4 Wind loads

EN 1991-1.5 Thermal actions

EN 1991-1.6 Actions during execution

EN 1991-1.7 Accidental actions due to impact and explosions

EN 1991-2 Traffic loads on bridges

EN 1991-3 Actions induced by cranes and other machinery

EN 1991-4 Actions in silos and tanks

Note 2: Actions specific to this Standard are given in the relevant sections.

Note 3: Actions from earth and water pressure may be obtained from EN 1997.

Note 4: When differential movements are taken into account, appropriate estimate values of predicted movements may be used.

Note 5: Other actions, when relevant, may be defined in the design specification for a particular project.

2.3.1.2 Thermal effects

(1) Thermal effects should be taken into account when checking serviceability limit states.

(2) Thermal effects should be considered for ultimate limit states only where they are significant (e.g. fatigue conditions, in the verification of stability where second order effects are of importance, etc). In other cases they need not be considered, provided that the ductility and rotation capacity of the elements are sufficient.

(3) Where thermal effects are taken into account they should be considered as variable actions and applied with a partial factor and ψ factor.

Note: The ψ factor is defined in the relevant annex of EN 1990 and EN 1991-1-5.

2.3.1.3 Нерівномірні осідання/переміщення

(1) Нерівномірні осідання/переміщення споруди, викликані просадками ґрунтів, повинні кваліфікуватись як постійний вплив G_{set} , який у такій якості включається у сполучення впливів. Як правило, G_{set} виражається певною сукупністю значень, що відповідають різницям (у порівнянні зі встановленим початковим рівнем) осідань/переміщень між окремими фундаментами або їх частинами $d_{set,i}$ (i означає номер конкретного фундаменту або його частини).

Примітка. При врахуванні нерівномірних осідань можуть використовуватись відповідним чином обчислені прогностичні значення осідань.

(2) Впливи нерівномірних осідань повинні враховуватись, як правило, при перевірці за граничними станами за придатністю до експлуатації.

(3) Для граничних станів за несучою здатністю і стійкістю вони повинні враховуватись тільки, якщо вони є суттєвими (наприклад, умови утомленості, при перевірці стійкості, де вторинні величини є важливими, тощо). В інших випадках вони можуть не враховуватись за умови забезпечення необхідної несучої здатності за пластичністю та граничним поворотом перерізу.

(4) При врахуванні нерівномірних осідань повинен застосовуватись коефіцієнт надійності для впливів осідань.

Примітка. Коефіцієнт надійності для впливів осідань визначається згідно з відповідним додатком EN 1990.

2.3.1.4 Попереднє напруження

(1)P У цьому Єврокодi розглядається попереднє напруження для пучків, виготовлених із високоміцної сталі (дроти, канати, стрижні).

(2) Пучки можуть омонолічуватись бетоном. Вони можуть напружуватись на опори і бетонуватись або напружуватись на бетон і омонолічуватись або залишатись без зчеплення з бетоном.

(3) Пучки також можуть розміщуватись зовні конструкції з контактом у певних точках через пристрої для відхилення і заанкерування.

(4) Положення стосовно попереднього напруження надаються у 5.10.

2.3.1.3 Differential settlements / movements

(1) Differential settlements/movements of the structure due to soil subsidence should be classified as a permanent action, G_{set} which is introduced as such in combinations of actions. In general, G_{set} is represented by a set of values corresponding to differences (compared to a reference level) of settlements/movements between individual foundations or part of foundations, $d_{set,i}$ (i denotes the number of the individual foundation or part of foundation).

Note: Where differential settlements are taken into account, appropriate estimate values of predicted settlements may be used.

(2) The effects of differential settlements should generally be taken into account for the verification for serviceability limit states.

(3) For ultimate limit states they should be considered only where they are significant (e.g. fatigue conditions, in the verification of stability where second order effects are of importance, etc). In other cases for ultimate limit states they need not be considered, provided that the ductility and rotation capacity of the elements are sufficient.

(4) Where differential settlements are taken into account a partial safety factor for settlement effects should be applied.

Note: The value of the partial safety factor for settlement effects is defined in the relevant annex of EN1990.

2.3.1.4 Prestress

(1)P The prestress considered in this Eurocode is applied by tendons made of high-strength steel (wires, strands or bars).

(2) Tendons may be embedded in the concrete. They may be pre-tensioned and bonded or post-tensioned and bonded or unbonded.

(3) Tendons may also be external to the structure with points of contact occurring at deviators and anchorages.

(4) Provisions concerning prestress are found in 5.10.

2.3.2 Характеристики матеріалів і виробів

2.3.2.1 Загальні положення

(1) Правила стосовно характеристик матеріалів і виробів надаються у розділі 4 EN 1990.

(2) Правила стосовно бетону, арматури і сталі для попереднього напруження надаються у розділі 3 або у відповідних специфікаціях на вироби.

2.3.2.2 Усадка і повзучість

(1) Усадка і повзучість бетону є характеристиками, що залежать від часу. Їх впливи, як правило, повинні враховуватись для перевірки граничних станів за придатністю до експлуатації.

(2) Для граничних станів за несучою здатністю і стійкістю впливи усадки і повзучості повинні враховуватись тільки у разі, якщо вони є суттєвими, наприклад, при перевірці граничного стану за стійкістю, коли впливи вторинних величин є важливими. Для інших випадків ці впливи можуть не враховуватись для граничних станів за несучою здатністю за умови забезпечення необхідної несучої здатності за пластичністю та граничним поворотом перебігу.

(3) При урахуванні повзучості її розрахунковий вплив повинен оцінюватись для квазіпостійного сполучення впливів незалежно від розрахункового випадку, що розглядається, наприклад, довготривалий, короткотривалий чи аварійний.

Примітка. У більшості випадків впливи повзучості можуть оцінюватись при постійних навантаженнях і середній величині попереднього напруження.

2.3.3 Деформації бетону

(1)P Наслідки деформації, спричиненої температурою, повзучістю і усадкою, повинні враховуватись при розрахунку.

(2) Вплив цих дій, як правило, враховується через дотримання правил застосування даного стандарту. Також необхідно дотримуватись наступних правил:

- мінімізувати деформації і утворення тріщин, спричинених початковими переміщеннями, повзучістю і усадкою, шляхом підбору складу бетонної суміші;
- мінімізувати обмеження деформацій шляхом обладнання опор і з'єднань;

2.3.2 Material and product properties

2.3.2.1 General

(1) The rules for material and product properties are given in EN 1990 Section 4.

(2) Provisions for concrete, reinforcement and prestressing steel are given in Section 3 or the relevant Product Standard.

2.3.2.2 Shrinkage and creep

(1) Shrinkage and creep are time-dependent properties of concrete. Their effects should generally be taken into account for the verification of serviceability limit states.

(2) The effects of shrinkage and creep should be considered at ultimate limit states only where their effects are significant, for example in the verification of ultimate limit states of stability where second order effects are of importance. In other cases these effects need not be considered for ultimate limit states, provided that ductility and rotation capacity of the elements are sufficient.

(3) When creep is taken into account its design effects should be evaluated under the quasi-permanent combination of actions irrespective of the design situation considered i.e. persistent, transient or accidental.

Note: In most cases the effects of creep may be evaluated under permanent loads and the mean value of prestress.

2.3.3 Deformations of concrete

(1)P The consequences of deformation due to temperature, creep and shrinkage shall be considered in design.

(2) The influence of these effects is normally accommodated by complying with the application rules of this Standard. Consideration should also be given to:

- minimising deformation and cracking due to early-age movement, creep and shrinkage through the composition of the concrete mix;
- minimising restraints to deformation by the provision of bearings or joints;

– за наявності обмежень забезпечувати врахування їх впливу при проектуванні.

(3) Для конструкцій будівель впливи температури і усадки можна не враховувати у загальному розрахунку за умови, що з'єднання здійснюються на певній мінімально допустимій відстані d_{joint} , яка забезпечує розподіл кінцевих деформацій.

Примітка. Величина d_{joint} встановлюється національними додатками. Рекомендованою є величина 30 м. Для збірних залізобетонних конструкцій ця величина може бути більшою ніж для монолітних, оскільки усадка і повзучість частково проявились до зведення.

2.3.4 Геометричні дані

2.3.4.1 Загальні положення

(1) Правила для геометричних даних наведено у розділі 4 EN 1990.

2.3.4.2 Додаткові вимоги для буронабивних паль

(1)Р Невизначеності, пов'язані з поперечним перерізом буронабивних паль і технології бетонування, повинні бути в межах допустимих для проекту.

(2) У разі відсутності інших положень у проектних розрахунках буронабивних паль, улаштованих із вилученням обсадних труб, приймаються наступні їх діаметри:

- якщо $d_{nom} < 400$ мм, $d = d_{nom} - 20$ мм;
- якщо $400 \leq d_{nom} \leq 1000$ мм, $d = 0,95 d_{nom}$
- якщо $d_{nom} > 1000$ мм, $d = d_{nom} - 50$ мм

Тут d_{nom} – номінальний діаметр палі.

2.4 Перевірка за допомогою методу коефіцієнтів надійності

2.4.1 Загальні положення

(1) Правила для методу коефіцієнтів надійності наведено у розділі 6 EN 1990.

2.4.2 Розрахункові величини

2.4.2.1 Коефіцієнт надійності для впливу усадки

(1) У разі необхідності врахування впливу усадки при перевірці граничного стану необхідно застосовувати коефіцієнт надійності γ_{SH} .

Примітка. Величина γ_{SH} для використання у конкретній країні встановлюється національним додатком. Рекомендованою величиною є 1,0.

– if restraints are present, ensuring that their influence is taken into account in design.

(3) In building structures, temperature and shrinkage effects may be omitted in global analysis provided joints are incorporated at every distance d_{joint} to accommodate resulting deformations.

Note: The value of d_{joint} is subject to a National Annex. The recommended value is 30 m. For precast concrete structures the value may be larger than that for cast in-situ structures, since part of the creep and shrinkage takes place before erection.

2.3.4 Geometric data

2.3.4.1 General

(1) The rules for geometric data are given in EN 1990 Section 4.

2.3.4.2 Supplementary requirements for cast in place piles

(1)P Uncertainties related to the cross-section of cast in place piles and concreting procedures shall be allowed for in design.

(2) In the absence of other provisions the diameter used in design calculations, of cast in place piles without permanent casing should be taken as:

- if $d_{nom} < 400$ mm, $d = d_{nom} - 20$ mm
- if $400 \leq d_{nom} \leq 1000$ mm, $d = 0,95 d_{nom}$
- if $d_{nom} > 1000$ mm, $d = d_{nom} - 50$ mm

Where d_{nom} is the nominal diameter of the pile.

2.4 Verification by the partial factor method

2.4.1 General

(1) The rules for the partial factor method are given in EN 1990 Section 6.

2.4.2 Design values

2.4.2.1 Partial factor for shrinkage action

(1) Where consideration of shrinkage actions is required for ultimate limit state a partial factor γ_{SH} should be used.

Note: The value of γ_{SH} for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is 1,0.

2.4.2.2 Коефіцієнт надійності для попереднього напруження

(1) Попереднє напруження у більшості випадків передбачається як сприятливий вплив і при перевірці граничного стану необхідно застосовувати коефіцієнт надійності $\gamma_{P,fav}$. Розрахункова величина попереднього напруження може базуватись на середньому значенні зусилля попереднього напруження (розділ 4 EN 1990).

Примітка. Величина $\gamma_{P,fav}$ для використання у конкретній країні встановлюється національним додатком. Рекомендованою величиною для довготривалих і короткотривалих розрахункових випадків є 1,0. Це значення також може використовуватись при перевірці утомленості.

(2) При перевірці граничного стану за стійкістю при зовнішньому попередньому напруженні, коли зростання величини попереднього напруження може бути несприятливою дією, необхідно застосовувати $\gamma_{P,unfav}$.

Примітка. Величина $\gamma_{P,unfav}$ для використання при перевірці граничного стану за стійкістю у конкретній країні встановлюється національним додатком. Рекомендованою величиною при загальному розрахунку є 1,3.

(3) При перевірці місцевих впливів також використовується $\gamma_{P,unfav}$.

Примітка. Величина $\gamma_{P,unfav}$ для використання при перевірці місцевих впливів у конкретній країні встановлюється національним додатком. Рекомендованою величиною є 1,2. Місцеві впливи заанкерування попередньо напружених пучків на упори розглядається у 8.10.2.

2.4.2.3 Коефіцієнт надійності для навантажень утомленості

(1) Для навантажень утомленості застосовується коефіцієнт надійності $\gamma_{F,fat}$.

Примітка. Величина $\gamma_{F,fat}$ для застосування у конкретній країні встановлюється національним додатком. Рекомендованою величиною є 1,0.

2.4.2.4 Коефіцієнти надійності для матеріалів

(1) При перевірці граничних станів необхідно застосовувати коефіцієнти надійності для матеріалів γ_C і γ_S .

Примітка. Величини γ_C і γ_S для використання у конкретній країні встановлюються національним додатком. Рекомендовані величини для довготривалих і короткотривалих та аварійних розрахункових випадків наведені у таблиці 2.1N. Ці значення не використовуються при перевірці вогнестійкості, для якої необхідно посилатись на EN 1992-1-2.

2.4.2.2 Partial factors for prestress

(1) Prestress in most situations is intended to be favourable and for the ultimate limit state verification the value of $\gamma_{P,fav}$ should be used. The design value of prestress may be based on the mean value of the prestressing force (see EN 1990 Section 4).

Note: The value of $\gamma_{P,fav}$ for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value for persistent and transient design situations is 1,0. This value may also be used for fatigue verification.

(2) In the verification of the limit state for stability with external prestress, where an increase of the value of prestress can be unfavourable $\gamma_{P,unfav}$ should be used.

Note: The value of $\gamma_{P,unfav}$ in the stability limit state for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value for global analysis is 1,3.

(3) In the verification of local effects $\gamma_{P,unfav}$ should also be used.

Note: The value of $\gamma_{P,unfav}$ for local effects for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is 1,2. The local effects of the anchorage of pre-tensioned tendons are considered in 8.10.2.

2.4.2.3 Partial factor for fatigue loads

(1) The partial factor for fatigue loads is $\gamma_{F,fat}$.

Note: The value of $\gamma_{F,fat}$ for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is 1,0.

2.4.2.4 Partial factors for materials

(1) Partial factors for materials for ultimate limit states γ_C and γ_S should be used.

Note: The values of γ_C and γ_S for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended values for 'persistent & transient' and 'accidental, design situations are given in Table 2.1N. These are not valid for fire design for which reference should be made to EN 1992-1-2.

Для перевірки утомленості рекомендуються коефіцієнти надійності $\gamma_{C,fat}$ і $\gamma_{S,fat}$, наведені у таблиці 2.1N, для довготривалих розрахункових випадків.

For fatigue verification the partial factors for persistent design situations given in Table 2.1N are recommended for the values of $\gamma_{C,fat}$ and $\gamma_{S,fat}$.

Таблиця 2.1N – Коефіцієнти надійності для матеріалів при граничних станах

Table 2.1N – Partial factors for materials for ultimate limit states

| Розрахункові випадки Design situations | γ_C для бетону γ_C for concrete | γ_S для арматурної сталі γ_S for reinforcing steel | γ_S для попередньо напруженої сталі γ_S for prestressing steel |
|---|--|---|---|
| Довготривалий і короткотривалий Persistent & Transient | 1,5 | 1,15 | 1,15 |
| Аварійний Accidental | 1,2 | 1,0 | 1,0 |

Примітка. Величини γ_C і γ_S для перевірки за граничним станом стосовно придатності до експлуатації, що використовуються у конкретній країні, встановлюються національним додатком. Для розрахункових випадків, що не охоплені конкретними положеннями цього Єврокоду, рекомендованою величиною є 1,0.

Note: The values of γ_C and γ_S in the serviceability limit state for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value for situations not covered by particular clauses of this Eurocode is 1,0.

(2) Значення коефіцієнтів надійності для матеріалів при перевірці на граничний стан за придатністю до експлуатації повинні прийматись такими, що дорівнюють вказаним у конкретних положеннях цього Єврокоду.

(2) The values for partial factors for materials for serviceability limit state verification should be taken as those given in the particular clauses of this Eurocode.

(3) Можуть застосовуватись менші значення γ_C і γ_S , якщо підтверджено здійснення заходів, що знижують невизначеність при визначенні опору.

(3) Lower values of γ_C and γ_S may be used if justified by measures reducing the uncertainty in the calculated resistance.

Примітка. Інформація наведена у довідковому додатку А.

Note: Information is given in Informative Annex A.

2.4.2.5 Коефіцієнти надійності для матеріалів фундаментів

2.4.2.5 Partial factors for materials for foundations

(1) Розрахункові значення характеристик міцності ґрунту повинні визначатись згідно з EN 1997.

(1) Design values of strength properties of the ground should be calculated in accordance with EN 1997.

(2) При визначенні розрахункового опору буронабивних паль, що виготовляються з видаленням обсадних труб, коефіцієнт надійності для бетону γ_C , наведений у 2.4.2.4(1), необхідно помножити на коефіцієнт k_f .

(2) The partial factor for concrete γ_C given in 2.4.2.4 (1) should be multiplied by a factor k_f for calculation of design resistance of cast in place piles without permanent casing.

Примітка. Величина k_f для використання у конкретній країні встановлюється національним додатком. Рекомендованою величиною є 1,1.

Note: The value of k_f for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is 1,1.

2.4.3 Сполучення впливів

(1) Загальні параметри сполучення впливів для граничних станів за несучою здатністю і стійкістю та за придатністю до експлуатації наведені у розділі 6 EN 1990.

Примітка 1. Детальні вирази для комбінації впливів наведено у нормативних додатках до EN 1990, наприклад, у додатку A1 – для будівель, у A2 – для мостів тощо, з відповідними рекомендованими значеннями для коефіцієнтів надійності і характеристичних значень впливів, наданих у примітках.

Примітка 2. Сполучення впливів для перевірки утомленості надані у 6.8.3.

(2) По всій конструкції необхідно прикладати меншу або більшу розрахункову величину (залежно від того, яке значення діє несприятливо) кожної постійної дії (наприклад, власна вага конструкції).

Примітка. Можуть існувати деякі винятки з цього правила (наприклад, при перевірці статичної рівноваги див. розділ 6 EN 1990). У таких випадках може застосовуватись інший набір коефіцієнтів надійності (набір A). Один із прикладів, що може застосовуватись для будівель, наведено у додатку A1 EN 1990.

2.4.4 Перевірка статичної рівноваги – EQU

(1) Вираження надійності при перевірці статичної рівноваги також застосовується для розрахункових випадків перевірки рівноваги, таких як анкерні пристрої або перевірки на підйом опор нерозрізних балок.

Примітка. Інформація наведена у додатку A EN 1990.

2.5 Проектування з використанням випробувань

(1) Проектування конструкцій або елементів може супроводжуватись випробуваннями.

Примітка. Інформація наведена у розділі 5 і додатку D EN 1990.

2.6 Додаткові вимоги для основ

(1)P У випадках, коли характер взаємодії "основа-споруда" значно впливає на результат впливів у споруді, необхідно враховувати властивості ґрунту і вплив взаємодії згідно з EN 1997-1.

(2) Якщо можливі нерівномірні осідання, їх вплив на результат навантажень на конструкцію повинен перевірятись.

2.4.3 Combinations of actions

(1) The general formats for combinations of actions for the ultimate and serviceability limit states are given in EN 1990, Section 6.

Note 1: Detailed expressions for combinations of actions are given in the normative annexes of EN 1990, i.e. Annex A1 for buildings, A2 for bridges, etc. with relevant recommended values for partial factors and representative values of actions given in the notes.

Note 2: Combination of actions for fatigue verification is given in 6.8.3.

(2) For each permanent action either the lower or the upper design value (whichever gives the more unfavourable effect) should be applied throughout the structure (e.g. self-weight in a structure).

Note: There may be some exceptions to this rule (e.g. in the verification of static equilibrium, see EN 1990 Section 6). In such cases a different set of partial factors (Set A) may be used. An example valid for buildings is given in Annex A1 of EN 1990.

2.4.4 Verification of static equilibrium – EQU

(1) The reliability format for the verification of static equilibrium also applies to design situations of EQU, such as holding down devices or the verification of the uplift of bearings for continuous beams.

Note: Information is given in Annex A of EN 1990.

2.5 Design assisted by testing

(1) The design of structures or structural elements may be assisted by testing.

Note: Information is given in Section 5 and Annex D of EN 1990.

2.6 Supplementary requirements for foundations

(1)P Where ground-structure interaction has significant influence on the action effects in the structure, the properties of the soil and the effects of the interaction shall be taken into account in accordance with EN 1997-1.

(2) Where significant differential settlements are likely their influence on the action effects in the structure should be checked.

Примітка 1. Для моделювання взаємодії "основа-споруда" можна використовувати додаток G.

Примітка 2. Для більшості розрахунків конструкцій є прийнятним спрощений метод, що не враховує впливи деформацій основи.

(3) Бетонні фундаменти повинні конструюватися згідно з EN 1997-1.

(4) У відповідних випадках розрахунок повинен охоплювати впливи таких явищ, як просідання, піднімання, замерзання, розтоплення, ерозію тощо.

2.7 Вимоги до елементів кріплення

(1) Місцеві і конструктивні впливи елементів кріплення повинні аналізуватися.

Примітка. Вимоги до проектування елементів кріплення наводяться у технічних умовах "Проектування елементів кріплення для використання у бетоні" (розробляється). Ці технічні умови будуть охоплювати наступні види елементів:

елементи, що замоноличуються:

- анкери з головками,
- U-подібні стрижні,

та які встановлюються після бетонування:

- дюбелі,
- врізані анкери,
- різьбові анкери,
- замоноличені анкери,
- защемлені дюбелі,
- защемлені врізані анкери.

Виконання кріплень повинно відповідати вимогам стандарту CEN або затверджуватись через європейське технічне ухвалення.

Технічні умови "Проектування елементів кріплення для використання у бетоні" включають місцеву передачу навантаження у конструкції.

При проектуванні конструкції повинні враховуватись навантаження і додаткові вимоги, наведені у додатку A.

Note 1: Annex G may be used to model the soil-structure interaction.

Note 2: Simple methods ignoring the effects of ground deformation are normally appropriate for the majority of structural designs.

(3) Concrete foundations should be sized in accordance with EN 1997-1.

(4) Where relevant, the design should include the effects of phenomena such as subsidence, heave, freezing, thawing, erosion, etc.

2.7 Requirements for fastenings

(1) The local and structural effects of fasteners should be considered.

Note: The requirements for the design of fastenings are given in the Technical Specification 'Design of Fastenings for Use in Concrete' (under development). This Technical Specification will cover the design of the following types of fasteners:

cast-in fasteners such as:

- headed anchors,
- channel bars,

and post-installed fasteners such as:

- expansion anchors,
- undercut anchors,
- concrete screws,
- bonded anchors,
- bonded expansion anchors and
- bonded undercut anchors.

The performance of fasteners should comply with the requirements of a CEN Standard or should be demonstrated by a European Technical Approval.

The Technical Specification 'Design of Fastenings' for Use in Concrete' includes the local transmission of loads into the structure.

In the design of the structure the loads and additional design requirements given in Annex A of that Technical Specification should be taken into account.

3 МАТЕРІАЛИ

3.1 Бетон

3.1.1 Загальні положення

(1)Р Нижче наведені основні положення і правила для звичайного і високоміцного бетону.

(2) Правила для бетону на легких заповнювачах наведено у розділі 11.

3.1.2 Міцність

(1)Р Міцність бетону на стиск позначається через класи міцності бетону, які пов'язані з характеристичною 5% циліндричною міцністю f_{ck} або кубовою міцністю $f_{ck,cube}$ згідно з EN 206-1.

(2)Р Класи міцності у даних нормах ґрунтуються на характеристичній 5% циліндричній міцності f_{ck} , визначеній на 28 добу з максимальним значенням C_{max} .

Примітка. Величина C_{max} , що застосовується у конкретній країні, встановлюється національним додатком. Рекомендованим є значення C90/105.

(3) Характеристичні значення міцності f_{ck} і відповідні механічні характеристики, які необхідні для проектування, наведено у таблиці 3.1.

(4) У певних випадках (наприклад, попереднє напруження) доцільно визначати міцність бетону на стиск до або після 28 діб на основі випробування зразків, що зберігались в умовах, відмінних від визначених у EN 12390.

Якщо міцність бетону визначається у віці $t > 28$ діб, значення α_{cc} і α_{ct} , визначені у 3.1.6(1)Р і 3.1.6(2)Р, необхідно знижувати множенням на коефіцієнт k_t .

Примітка. Величина k_t , що застосовується у конкретній країні, встановлюється національним додатком. Рекомендованим є значення 0,85.

(5) Може виникати потреба у визначенні міцності бетону на стиск $f_{ck}(t)$ в момент часу t на декількох стадіях (наприклад, розпалубка, передача попереднього напруження), де

$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8 \text{ МПа для } 3 < t < 28 \text{ діб,}$$

$$f_{ck}(t) = f_{ck} \text{ для } t \geq 28 \text{ діб}$$

Більш точні значення повинні базуватись на випробуваннях, особливо для $t \leq 3$ доби.

(6) Міцність бетону на стиск у віці t залежить від типу цементу, температури і умов догляду. При середній температурі 20 °C і догляду згідно з EN 12390 міцність бетону на стиск при різному віці $f_{cm}(t)$ може обчислюватись за виразами (3.1) і (3.2):

3 MATERIALS

3.1 Concrete

3.1.1 General

(1)P The following clauses give principles and rules for normal and high strength concrete.

(2) Rules for lightweight aggregate concrete are given in Section 11.

3.1.2 Strength

(1)P The compressive strength of concrete is denoted by concrete strength classes which relate to the characteristic (5%) cylinder strength f_{ck} or the cube strength $f_{ck,cube}$, in accordance with EN 206-1.

(2)P The strength classes in this code are based on the characteristic cylinder strength f_{ck} determined at 28 days with a maximum value of C_{max} .

Note: The value of C_{max} for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is C90/105.

(3) The characteristic strengths for f_{ck} and the corresponding mechanical characteristics necessary for design, are given in Table 3.1.

(4) In certain situations (e.g. prestressing) it may be appropriate to assess the compressive strength for concrete before or after 28 days, on the basis of test specimens stored under other conditions than prescribed in EN 12390.

If the concrete strength is determined at an age $t > 28$ days the values α_{cc} and α_{ct} defined in 3.1.6 (1)P and 3.1.6 (2)P should be reduced by a factor k_t .

Note: The value of k_t for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is 0,85.

(5) It may be required to specify the concrete compressive strength, $f_{ck}(t)$ at time t for a number of stages (e.g. demoulding, transfer of prestress), where

$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8 \text{ МПа for } 3 < t < 28 \text{ days}$$

$$f_{ck}(t) = f_{ck} \text{ for } t \geq 28 \text{ days}$$

More precise values should be based on tests especially for $t \leq 3$ days.

(6) The compressive strength of concrete at an age t depends on the type of cement, temperature and curing conditions. For a mean temperature of 20°C and curing in accordance with EN 12390 the compressive strength of concrete at various ages $f_{cm}(t)$ may be estimated (3.1) i (3.2):

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t)f_{cm} \quad (3.1)$$

при

at

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{26}{t} \right)^{1/2} \right] \right\}, \quad (3.2)$$

де

$f_{cm}(t)$ – середня міцність бетону на стиск у віці t діб;

f_{cm} – середня міцність бетону на стиск у віці 28 діб згідно з таблицею 3.1;

$\beta_{cc}(t)$ – коефіцієнт, що залежить від віку бетону t ;

t – вік бетону, діб;

s – коефіцієнт, що залежить від типу цементу:

= 0,20 для цементу класів міцності CEM 42,5 R, CEM 52,5 N і CEM 52,5 R (клас R)

= 0,25 для цементу класів міцності CEM 32,5 R, CEM 42,5 N (клас N)

= 0,38 для цементу класів міцності CEM 32,5 N (клас S)

Примітка. $\exp\{ \}$ означає те саме, що і $e^{()}$.

Якщо бетон не відповідає специфікації за міцністю на стиск у віці 28 діб, то недоцільно використовувати вирази (3.1) і (3.2).

Це положення не має зворотної сили для підтвердження невідповідності початкової міцності через пізніше зростання міцності.

У випадках застосування теплової обробки див. 10.3.1.1(3).

(7)Р Міцність бетону на розтяг ґрунтується на найбільших напруженнях, які досягаються при зосередженому навантаженні розтягу. Міцність на розтяг при згині необхідно визначати за 3.1.8(1).

(8) У разі визначення міцності на розтяг через міцність на розтяг при розколюванні $f_{ct,sp}$ відповідне значення осьової міцності на розтяг f_{ct} може прийматись як:

$$f_{ct} = 0,9f_{ct,sp} \quad (3.3)$$

(9) Розвиток міцності на розтяг із часом повністю залежить від догляду і умов твердіння, а також розмірів конструкційних елементів. У якості першого наближення можна припустити, що міцність на розтяг $f_{ctm}(t)$ дорівнює:

$$f_{ctm}(t) = (\beta_{cc}(t))^{\alpha} \cdot f_{ctm}, \quad (3.4)$$

where

$f_{cm}(t)$ – is the mean concrete compressive strength at an age of t days;

f_{cm} – is the mean compressive strength at 28 days according to Table 3.1;

$\beta_{cc}(t)$ – is a coefficient which depends on the age of the concrete t ;

t is the age of the concrete in days;

s – is a coefficient which depends on the type of cement:

= 0,20 for cement of strength Classes CEM 42,5 R, CEM 52,5 N and CEM 52,5 R (Class R)

= 0,25 for cement of strength Classes CEM 32,5 R, CEM 42,5 N (Class N)

= 0,38 for cement of strength Classes CEM 32,5 N (Class S)

Note: $\exp\{ \}$ has the same meaning as $e^{()}$.

Where the concrete does not conform with the specification for compressive strength at 28 days the use of Expressions (3.1) and (3.2) is not appropriate.

This clause should not be used retrospectively to justify a non conforming reference strength by a later increase of the strength.

For situations where heat curing is applied to the member see 10.3.1.1 (3).

(7)P The tensile strength refers to the highest stress reached under concentric tensile loading. For the flexural tensile strength reference should be made to 3.1.8 (1).

(8) Where the tensile strength is determined as the splitting tensile strength, $f_{ct,sp}$ an approximate value of the axial tensile strength, f_{ct} may be taken as:

(9) The development of tensile strength with time is strongly influenced by curing and drying conditions as well as by the dimensions of the structural members. As a first approximation it may be assumed that the tensile strength $f_{ctm}(t)$ is equal to:

де $\beta_{cc}(t)$ визначається за виразом (3.2), а

$\alpha = 1$ для $t < 28$

$\alpha = 2/3$ для $t \geq 28$. Величини f_{ctm} наведено у таблиці 3.1.

Примітка. Якщо розвиток міцності на розтяг важливий, рекомендується враховувати при виконанні випробувань вплив умов та розмірів конструктивних елементів.

3.1.3 Пружна деформація

(1) Пружні деформації бетону в значній мірі залежать від його складу (особливо заповнювачів). Величини, що надаються у цьому стандарті, повинні розглядатись як індикативні для загального застосування. Однак, вони можуть конкретизуватись, якщо передбачається, що конструкція буде чутливою до відхилень від цих загальних значень.

(2) Модуль пружності бетону залежить від модулів пружності його складових. Відповідні значення модуля пружності E_{cm} , величина січної між $\sigma_c = 0$ і $0,4 f_{cm}$ для бетону на кварцових заповнювачах, наведено у таблиці 3.1. Для заповнювачів із вапняку і піщаника значення необхідно знижувати відповідно на 10% і 30%. Для заповнювачів із базальту значення необхідно збільшувати на 20%.

Примітка. Національні додатки кожної країни можуть вказувати додаткову інформацію, яка не суперечить.

where $\beta_{cc}(t)$ follows from Expression (3.2) and

$\alpha = 1$ for $t < 28$

$\alpha = 2/3$ for $t \geq 28$. The values for f_{ctm} are given in Table 3.1.

Note: Where the development of the tensile strength with time is important it is recommended that tests are carried out taking into account the exposure conditions and the dimensions of the structural member.

3.1.3 Elastic deformation

(1) The elastic deformations of concrete largely depend on its composition (especially the aggregates). The values given in this Standard should be regarded as indicative for general applications. However, they should be specifically assessed if the structure is likely to be sensitive to deviations from these general values.

(2) The modulus of elasticity of a concrete is controlled by the moduli of elasticity of its components. Approximate values for the modulus of elasticity E_{cm} , secant value between $\sigma_c = 0$ and $0,4 f_{cm}$, for concretes with quartzite aggregates, are given in Table 3.1. For limestone and sandstone aggregates the value should be reduced by 10% and 30% respectively. For basalt aggregates the value should be increased by 20%.

Note: A Country's National Annex may refer to non-contradictory complementary information.

Таблиця 3.1 – Характеристики міцності і деформативності бетону
Table 3.1 – Strength and deformation characteristics for concrete

| | Класи міцності бетону Strength classes for concrete | | | | | | | | | | | | | | | Аналітична залежність/пояснення Analytical relation/Explanation |
|-------------------------------|--|-----|-----|-----|------|------|-----|-----|------|------|-----|------|-----|-----|--|--|
| | 12 | 16 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 70 | 80 | 90 | | |
| f_{ck} (МПа) | 15 | 20 | 25 | 30 | 37 | 45 | 50 | 55 | 60 | 67 | 75 | 85 | 95 | 105 | | |
| $f_{ck,cube}$ (МПа) | 20 | 24 | 28 | 33 | 38 | 43 | 48 | 53 | 58 | 63 | 68 | 78 | 88 | 98 | $f_{cm} = f_{ck} + 8$ МПа (МПа) | |
| f_{cm} (МПа) | 1,6 | 1,9 | 2,2 | 2,6 | 2,9 | 3,2 | 3,5 | 3,8 | 4,1 | 4,2 | 4,4 | 4,6 | 4,8 | 5,0 | $f_{ctm} = 0,30f_{ck}^{(2/3)} \leq C50 / 60$ $f_{ctm} = 2,12 \ln(1 + (f_{cm} / 10)) > C50 / 60$ | |
| $f_{ctk,0,05}$ (МПа) | 1,1 | 1,3 | 1,5 | 1,8 | 2,0 | 2,2 | 2,5 | 2,7 | 2,9 | 3,0 | 3,1 | 3,2 | 3,4 | 3,5 | $f_{ctk,0,05} = 0,7f_{ctm}$ 5% вибірки (fractile) | |
| $f_{ctk,0,95}$ (МПа) | 2,0 | 2,5 | 2,9 | 3,3 | 3,8 | 4,2 | 4,6 | 4,9 | 5,3 | 5,5 | 5,7 | 6,0 | 6,3 | 6,6 | $f_{ctk,0,05} = 1,3f_{ctm}$ 95% вибірки (fractile) | |
| E_{cm} (МПа) | 27 | 29 | 30 | 31 | 33 | 34 | 35 | 36 | 37 | 38 | 39 | 41 | 42 | 44 | $E_{cm} = 22[(f_{cm} / 10)^{0,3} (f_{cm} \text{ у МПа (in МПа)})]$ | |
| $\varepsilon_{c1}(\text{‰})$ | 1,8 | 1,9 | 2,0 | 2,1 | 2,2 | 2,25 | 2,3 | 2,4 | 2,45 | 2,5 | 2,6 | 2,7 | 2,8 | 2,8 | Див. рисунок 3.2 (see figure 3.2) $\varepsilon_{c1}(\text{‰}) = 0,7f_{cm}^{0,31} < 2,8$ | |
| $\varepsilon_{cu1}(\text{‰})$ | | | | | 3,5 | | | | | 3,2 | 3,0 | 2,8 | 2,8 | 2,8 | Див. рисунок 3.2 (see figure 3.2) Для (for) $f_{ck} > 50$ МПа (МПа) $\varepsilon_{c1}(\text{‰}) = 2,8 + 27[(98 - f_{cm}) / 100]^4$ | |
| $\varepsilon_{c2}(\text{‰})$ | | | | | 2,0 | | | | | 2,2 | 2,3 | 2,4 | 2,5 | 2,6 | Див. рисунок 3.3 (see figure 3.3) Для (for) $f_{ck} > 50$ МПа (МПа) $\varepsilon_{c2}(\text{‰}) = 2,0 + 0,085(f_{ck} - 50)^{0,53}$ | |
| $\varepsilon_{cu2}(\text{‰})$ | | | | | 3,5 | | | | | 3,1 | 2,9 | 2,7 | 2,6 | 2,6 | Див. рисунок 3.3 (see figure 3.3) Для (for) $f_{ck} > 50$ МПа (МПа) $\varepsilon_{c2}(\text{‰}) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck}) / 100]^4$ | |
| n | | | | | 2,0 | | | | | 1,75 | 1,6 | 1,45 | 1,4 | 1,4 | Для (for) $f_{ck} > 50$ МПа (МПа) $n = 1,4 + 23,4[(90 - f_{ck}) / 100]^4$ | |
| $\varepsilon_{c3}(\text{‰})$ | | | | | 1,75 | | | | | 1,8 | 1,9 | 2,0 | 2,2 | 2,3 | Див. рисунок 3.4 (see figure 3.4) Для (for) $f_{ck} > 50$ МПа (МПа) $\varepsilon_{c3}(\text{‰}) = 1,75 + 0,55[(f_{ck} - 50) / 40]^4$ | |
| $\varepsilon_{cu3}(\text{‰})$ | | | | | 3,5 | | | | | 3,1 | 2,9 | 2,7 | 2,6 | 2,6 | Див. рисунок 3.3 (see figure 3.3) Для (for) $f_{ck} > 50$ МПа (МПа) $\varepsilon_{c3}(\text{‰}) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck}) / 100]^4$ | |

(3) Зміну модуля пружності з часом можна визначити через залежність:

$$E_{cm}(t) = (f_{cm}(t) / f_{cm})^{0,3} E_{cm}, \quad (3.5)$$

де $E_{cm}(t)$ і $f_{cm}(t)$ – значення у віці t діб, а E_{cm} і f_{cm} – значення, визначені у віці 28 діб. Взаємозв'язок між $f_{cm}(t)$ і f_{cm} випливає з виразу (3.1).

(4) Коефіцієнт Пуассона може прийматись 0,2 для бетону без тріщин і 0 для бетону з тріщинами.

(5) У разі відсутності більш точних даних коефіцієнт лінійного теплового розширення може прийматись $10 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$.

3.1.4 Повзучість і усадка

(1) Повзучість і усадка бетону залежить від вологості навколишнього середовища, розмірів елемента і складу бетону. На повзучість також впливає ступінь зрілості бетону в момент прикладання навантаження і вона залежить від тривалості та величини навантаження.

(2) Коефіцієнт повзучості $\varphi(t, t_0)$ пов'язаний з E_c , тангенціальним модулем, що може прийматись як $1,05 E_{cm}$. Якщо нема потреби у високій точності, то значення з рисунка 3.1 можна приймати як коефіцієнт повзучості за умови, що напруження стиску у бетоні не перевищують $0,45 f_{ck}(t_0)$ у віці t_0 , що є віком бетону у момент навантаження.

Примітка. Для детальнішої інформації включно з розвитком повзучості у часі див. додаток В.

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

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot (\sigma_c / E_c). \quad (3.6)$$

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

$$\varphi_k(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \exp(1,5(k_\sigma - 0,45)), \quad (3.7)$$

де

$\varphi_k(\infty, t_0)$ – умовно нелінійний коефіцієнт повзучості, що заміняє $\varphi(\infty, t_0)$;

(3) Variation of the modulus of elasticity with time can be estimated by:

where $E_{cm}(t)$ and $f_{cm}(t)$ are the values at an age of t days and E_{cm} and f_{cm} are the values determined at an age of 28 days. The relation between $f_{cm}(t)$ and f_{cm} follows from Expression (3.1).

(4) Poisson's ratio may be taken equal to 0,2 for uncracked concrete and 0 for cracked concrete.

(5) Unless more accurate information is available, the linear coefficient of thermal expansion may be taken equal to $10 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$.

3.1.4 Creep and shrinkage

(1) Creep and shrinkage of the concrete depend on the ambient humidity, the dimensions of the element and the composition of the concrete. Creep is also influenced by the maturity of the concrete when the load is first applied and depends on the duration and magnitude of the loading.

(2) The creep coefficient $\varphi(t, t_0)$ is related to E_c , the tangent modulus, which may be taken as $1,05 E_{cm}$. Where great accuracy is not required, the value found from Figure 3.1 may be considered as the creep coefficient, provided that the concrete is not subjected to a compressive stress greater than $0,45 f_{ck}(t_0)$ at an age t_0 , the age of concrete at the time of loading.

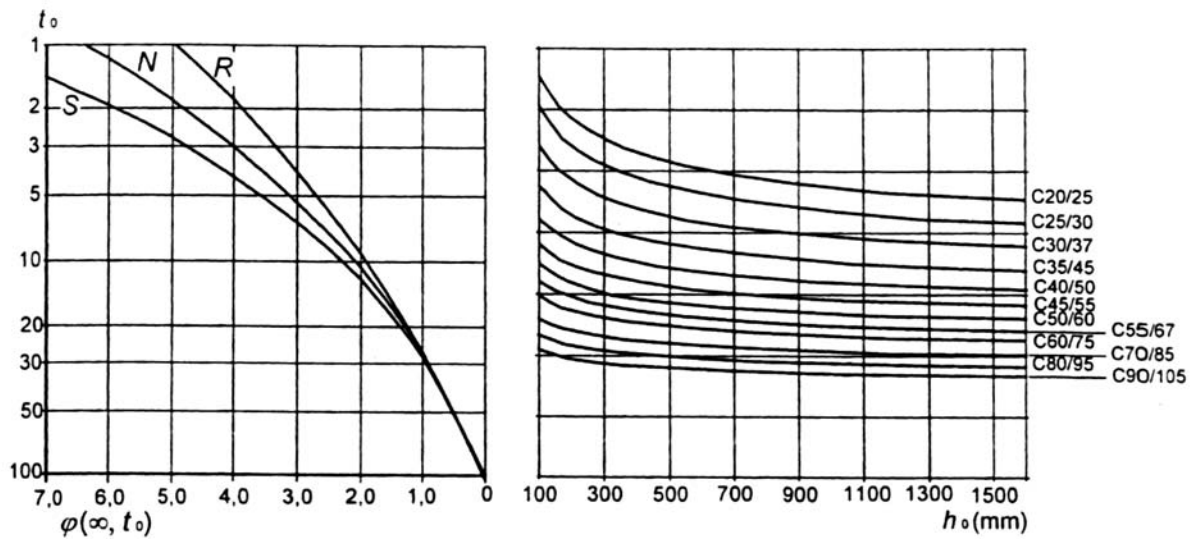
Note: For further information, including the development of creep with time, Annex B may be used.

(3) The creep deformation of concrete $\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$ at time $t = \infty$ for a constant compressive stress σ_c , applied at the concrete age t_0 is given by:

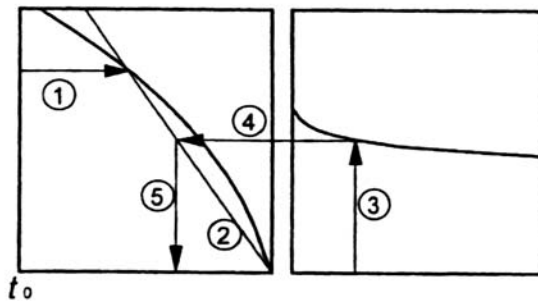
(4) When the compressive stress of concrete at an age t_0 exceeds the value $0,45 f_{ck}(t_0)$ then creep non-linearity should be considered. Such a high stress can occur as a result of pretensioning, e.g. in precast concrete members at tendon level. In such cases the non-linear notional creep coefficient should be obtained as follows:

where

$\varphi_k(\infty, t_0)$ is the non-linear notional creep coefficient, which replaces $\varphi(\infty, t_0)$;

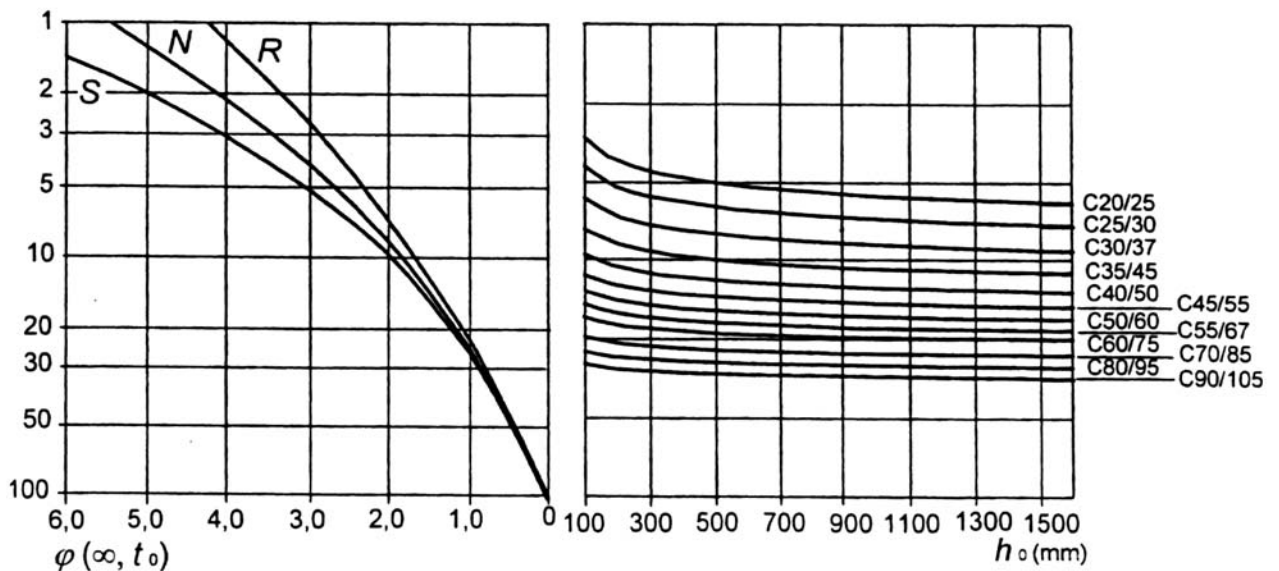


а – умови внутрішнього середовища $RH = 50\%$
 a – inside conditions $RH = 50\%$



Примітка. Точка перетину між лініями 4 і 5 повинна також бути вище точки 1. Для $t_0 > 100$ буде коректно прийняти $t_0 = 100$ (і використовувати тангенціальну лінію)

Note: Intersection point between lines 4 and 5 can also be above point 1. For $t_0 > 100$ it is sufficiently accurate to assume $t_0 = 100$ (and use the tangent line)



б – умови зовнішнього середовища $RH = 80\%$
 b – outside conditions $RH = 80\%$

Рисунок 3.1 – Метод визначення коефіцієнта повзучості $\varphi(\infty, t_0)$ для бетону за нормальних умов навколишнього середовища

Figure 3.1 – Method for determining the creep coefficient $\varphi(\infty, t_0)$ for concrete under normal environmental conditions

k_c – співвідношення "напруження-міцність" $\sigma_c/f_{cm}(t_0)$, де σ_c – напруження стиску, а $f_{cm}(t_0)$ – середня міцність бетону на стиск у момент навантаження.

(5) Значення, наведені на рисунку 3.1, дійсні в діапазоні температур навколишнього середовища між $-40\text{ }^\circ\text{C}$ до $+40\text{ }^\circ\text{C}$ і середньою відотною вологістю між $RH = 40\%$ до $RH = 100\%$. Використовуються наступні значення символів:

$\varphi(\infty, t_0)$ – кінцевий коефіцієнт повзучості;

t_0 – вік бетону при навантаженні, днів;

h_0 – умовний розмір $= 2A_c/u$, де A_c – площа перерізу бетону, а u – периметр тієї частини, яка піддається висушуванню:

S – клас S згідно з 3.1.2(6),

N – клас N згідно з 3.1.2(6),

R – клас R згідно з 3.1.2(6).

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

$$\varepsilon_{CS} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}, \quad (3.8)$$

де

ε_{CS} – загальна деформація усадки;

ε_{cd} – деформація усадки при висиханні;

ε_{ca} – деформація внутрішньої усадки.

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

Примітка. Формула для $\varepsilon_{cd,0}$ наведена у додатку В.

k_c is the stress-strength ratio $\sigma_c/f_{cm}(t_0)$, where σ_c is the compressive stress and $f_{cm}(t_0)$ is the mean concrete compressive strength at the time of loading.

(5) The values given in Figure 3.1 are valid for ambient temperatures between $-40\text{ }^\circ\text{C}$ and $+40\text{ }^\circ\text{C}$ and a mean relative humidity between $RH = 40\%$ and $RH = 100\%$. The following symbols are used:

$\varphi(\infty, t_0)$ is the final creep coefficient;

t_0 is the age of the concrete at time of loading in days;

h_0 is the notional size $= 2A_c/u$, where A_c is the concrete cross-sectional area and u is the perimeter of that part which is exposed to drying:

S is Class S , according to 3.1.2 (6),

N is Class N , according to 3.1.2 (6),

R is Class R , according to 3.1.2 (6).

(6) The total shrinkage strain is composed of two components, the drying shrinkage strain and the autogenous shrinkage strain. The drying shrinkage strain develops slowly, since it is a function of the migration of the water through the hardened concrete. The autogenous shrinkage strain develops during hardening of the concrete: the major part therefore develops in the early days after casting. Autogenous shrinkage is a linear function of the concrete strength. It should be considered specifically when new concrete is cast against hardened concrete. Hence the values of the total shrinkage strain ε_{CS} follow from

where

ε_{CS} is the total shrinkage strain;

ε_{cd} is the drying shrinkage strain;

ε_{ca} is the autogenous shrinkage strain.

The final value of the drying shrinkage strain $\varepsilon_{cd,\infty}$ is equal to $k_n \cdot \varepsilon_{cd,0}$. $\varepsilon_{cd,0}$ may be taken from Table 3.2 (expected mean values, with a coefficient of variation of about 30%).

Note: The formula for $\varepsilon_{cd,0}$ is given in Annex B.

Таблиця 3.2 – Номінальні значення необмеженої усадки при висиханні $\varepsilon_{cd,0}$, ‰ для бетону на цементі СЕМ класу N

Table 3.2 – Nominal unrestrained drying shrinkage values $\varepsilon_{cd,0}$, ‰, for concrete with cement CEM Class N

| $f_{ck}/f_{ck,cube}$ (МПа) (MPa) | Відносна вологість, ‰ Relative Humidity, ‰ | | | | | |
|-------------------------------------|---|------|------|------|------|------|
| | 20 | 40 | 60 | 80 | 90 | 100 |
| 20/25 | 0,62 | 0,58 | 0,49 | 0,30 | 0,17 | 0,00 |
| 40/50 | 0,48 | 0,46 | 0,38 | 0,24 | 0,13 | 0,00 |
| 60/75 | 0,38 | 0,36 | 0,30 | 0,19 | 0,10 | 0,00 |
| 80/95 | 0,30 | 0,28 | 0,24 | 0,15 | 0,08 | 0,00 |
| 90/105 | 0,27 | 0,25 | 0,21 | 0,13 | 0,07 | 0,00 |

Розвиток деформації усадки при висиханні впливає з:

The development of the drying shrinkage strain in time follows from:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad (3.9)$$

де

where

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

k_h is a coefficient depending on the notional size h_0 according to Table 3.3

Таблиця 3.3 – Значення k_h за виразом (3.9)

Table 3.3 – Values for k_h in Expression (3.9)

| h_0 | k_h |
|------------|-------|
| 100 | 1,0 |
| 200 | 0,85 |
| 300 | 0,75 |
| ≥ 500 | 0,70 |

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \sqrt{h_0^3}}, \quad (3.10)$$

де

where

t – вік бетону в момент часу, що розглядається;

t is the age of the concrete at the moment considered, in days;

t_s – вік бетону (днів) при початку усадки висихання (або набухання). Як правило, це час завершення догляду;

t_s is the age of the concrete (days) at the beginning of drying shrinkage (or swelling). Normally this is at the end of curing;

h_0 – умовний розмір, мм, поперечного перерізу $= 2A_c / u$,

h_0 is the notional size (mm) of the cross-section $= 2A_c / u$,

де

where

A_c – площа поперечного перерізу бетону;

A_c is the concrete cross-sectional area

u – периметр тієї частини перерізу, яка піддається висушуванню.

u is the perimeter of that part of the cross section which is exposed to drying.

Деформації внутрішньої усадки впливають з:

The autogenous shrinkage strain follows from:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty), \quad (3.11)$$

де

where

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5(f_{ck} - 10)10^{-6}, \quad (3.12)$$

а

and

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2t^{0,5}), \quad (3.13)$$

де t у добах.

where t is given in days.

3.1.5 Залежність "напруження-деформації" для нелінійних розрахунків конструкцій

3.1.5 Stress-strain relation for non-linear structural analysis

(1) Залежність між σ_c і ε_c показана на рисунку 3.2 (напруження стиску та деформація скорочення показані у абсолютних величинах) для короткотривалого осьового навантаження, що описується виразом:

(1) The relation between σ_c and ε_c shown in Figure 3.2 (compressive stress and shortening strain shown as absolute values) for short term uniaxial loading is described by the Expression:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta}, \quad (3.14)$$

де

where

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

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

ε_{c1} – деформації при максимальних напруженнях згідно з таблицею 3.1;

ε_{c1} is the strain at peak stress according to Table 3.1;

$$k = 1,05E_{cm} \times |\varepsilon_{c1}| / f_{cm} \quad (f_{cm} - \text{згідно з таблицею 3.1}).$$

$$k = 1,05E_{cm} \times |\varepsilon_{c1}| / f_{cm} \quad (f_{cm} - \text{according to Table 3.1}).$$

Вираз (3.14) справедливий при $0 < |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{cu1}|$, де ε_{cu1} – номінальні граничні деформації.

Expression (3.14) is valid for $0 < |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{cu1}|$ where ε_{cu1} is the nominal ultimate strain.

(2) Можливе використання іншої залежності "напруження-деформації", якщо вона належним чином представляє характер роботи бетону, який розглядається.

(2) Other idealised stress-strain relations may be applied, if they adequately represent the behaviour of the concrete considered.

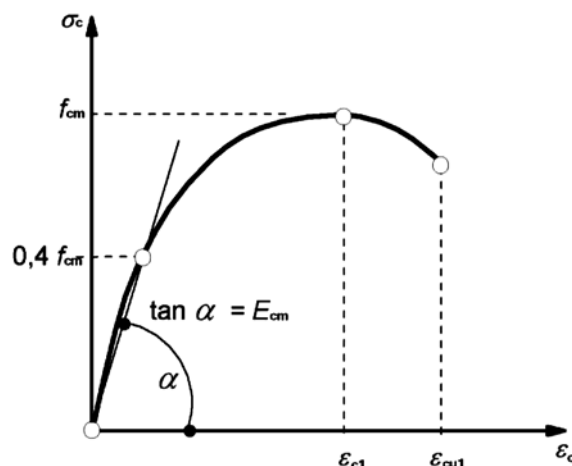


Рисунок 3.2 – Схематичне зображення залежності "напруження-деформації" для розрахунків конструкцій (величина $0,4f_{cm}$ для визначення E_{cm} є наближеною)

Figure 3.2 – Schematic representation of the stress-strain relation for structural analysis (the use $0,4f_{cm}$ for the definition of E_{cm} is approximate).

3.1.6 Розрахункова міцність на стиск і розтяг

(1)Р Величина розрахункового опору на стиск визначається, як:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_C, \quad (3.15)$$

де

γ_C – коефіцієнт надійності для бетону, див. 2.4.2.4;

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

Примітка. Величина α_{cc} , що застосовується у конкретних країнах, повинна встановлюватись у національному додатку в межах 0,8...1,0. Рекомендованим є значення 1,0.

(2)Р Величина розрахункового опору на розтяг f_{ctd} визначається, як:

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk,0,05} / \gamma_C, \quad (3.16)$$

де

γ_C – коефіцієнт надійності для бетону, див. 2.4.2.4;

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

Примітка. Величина α_{ct} , що застосовується у конкретних країнах, повинна встановлюватись у національному додатку. Рекомендованим є значення 1,0.

3.1.7 Залежність "напруження-деформації" для розрахунку поперечних перерізів

(1) Для розрахунку поперечних перерізів може використовуватись наступна залежність "напруження-деформації", див. рисунок 3.3 (деформації стиску показані позитивними):

$$\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \text{ для (for) } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2}, \quad (3.17)$$

$$\sigma_c = f_{cd} \text{ для (for) } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2}, \quad (3.18)$$

де

n – експонента згідно з таблицею 3.1;

ε_{c2} – деформації при досягненні максимального опору згідно з таблицею 3.1;

ε_{cu2} – граничні деформації згідно з таблицею 3.1.

3.1.6 Design compressive and tensile strengths

(1)P The value of the design compressive strength is defined as

where

γ_C is the partial safety factor for concrete, see 2.4.2.4, and

α_{cc} is the coefficient taking account of long term effects on the compressive strength and of unfavourable effects resulting from the way the load is applied.

Note: The value of α_{cc} for use in a Country should lie between 0,8 and 1,0 and may be found in its National Annex. The recommended value is 1,0.

(2)P The value of the design tensile strength f_{ctd} is defined as

where

γ_C is the partial safety factor for concrete, see 2.4.2.4, and

α_{ct} is a coefficient taking account of long term effects on the tensile strength and of unfavourable effects, resulting from the way the load is applied.

Note: The value of α_{ct} for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is 1,0.

3.1.7 Stress-strain relations for the design of cross-sections

(1) For the design of cross-sections, the following stress-strain relationship may be used, see Figure 3.3 (compressive strain shown positive):

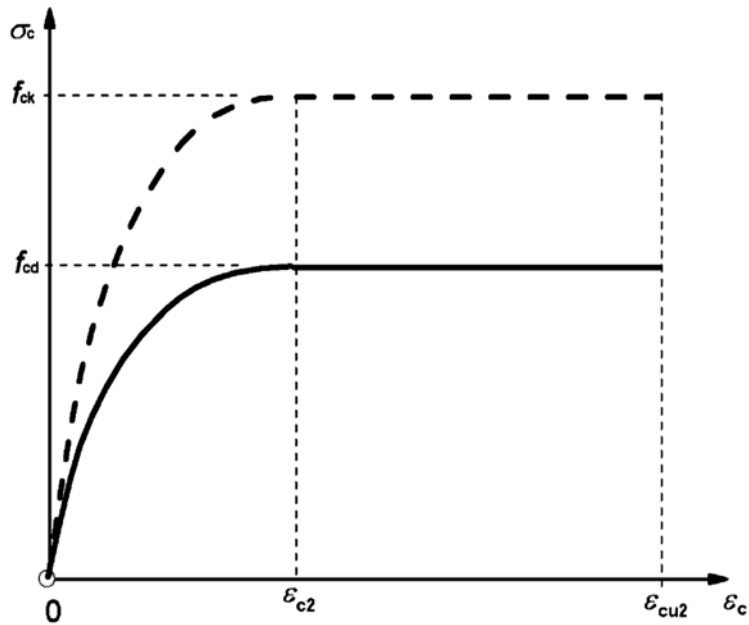


Рисунок 3.3 – Параболічно-прямокутна діаграма для бетону при стиску
Figure 3.3 – Parabola-rectangle diagram for concrete under compression

(2) Можливе застосування інших спрощених діаграм залежності "напруження-деформації", якщо вони є еквівалентними або більш консервативними ніж визначена у (1), наприклад, дволінійна, показана на рисунку 3.4 (напруження стиску та деформація скорочення показані у абсолютних величинах), із величинами ϵ_{c3} та ϵ_{cu3} , згідно з таблицею 3.1.

(2) Other simplified stress-strain relationships may be used if equivalent to or more conservative than the one defined in (1), for instance bi-linear according to Figure 3.4 (compressive stress and shortening strain shown as absolute values) with values of ϵ_{c3} and ϵ_{cu3} according to Table 3.1.

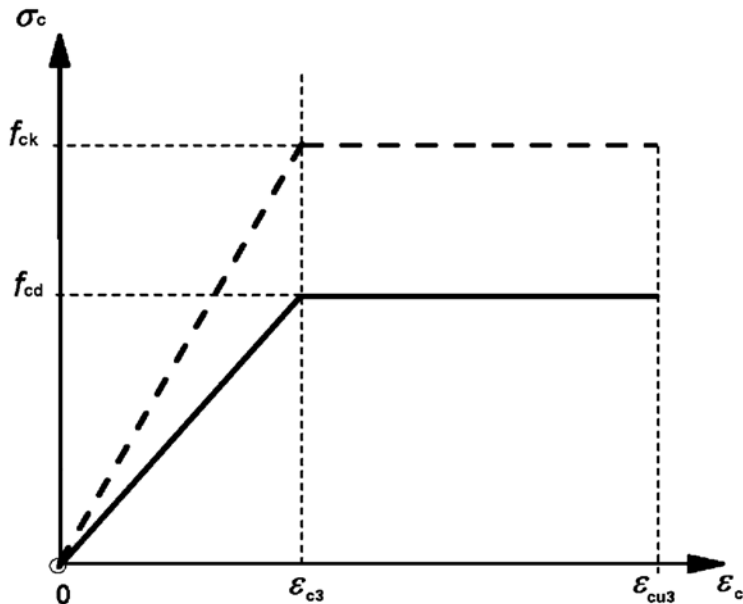


Рисунок 3.4 – Дволінійна залежність "напруження-деформації"
Figure 3.4 – Bi-linear stress-strain relation

(3) Можна допускати прямокутний характер розподілу напружень (як показано на рисунку 3.5). Коефіцієнт λ , що визначає фактичну висоту стиснутої зони, і коефіцієнт η , що визначає фактичну міцність, приймаються так:

$$\lambda = 0,8 \text{ при (at) } f_{ck} \leq 50 \text{ МПа (MPa) ,} \quad (3.19)$$

$$\lambda = 0,8 - (f_{ck} - 50) / 400 \text{ при (at) } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ МПа (MPa)} \quad (3.20)$$

i

and

$$\eta = 1,0 \text{ при (at) } f_{ck} \leq 50 \text{ МПа (MPa) ,} \quad (3.21)$$

$$\eta = 1,0 - (f_{ck} - 50) / 200 \text{ при (at) } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ МПа (MPa) .} \quad (3.22)$$

Примітка. Якщо ширина стиснутої зони зменшується у напрямі найбільш стиснутого волокна, то значення ηf_{cd} необхідно зменшувати на 10%.

Note: If the width of the compression zone decreases in the direction of the extreme compression fibre, the value ηf_{cd} should be reduced by 10%.

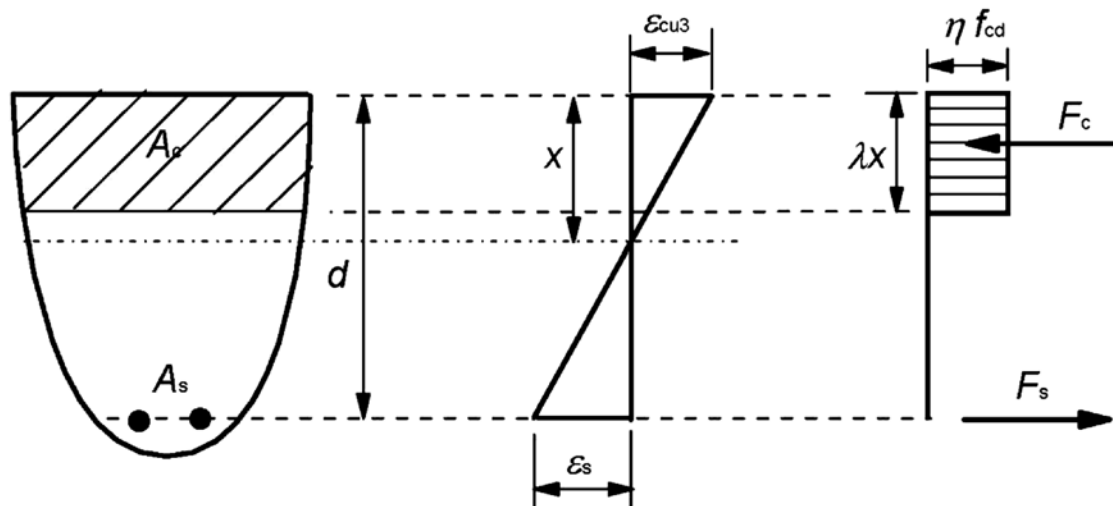


Рисунок 3.5 – Прямокутний характер розподілу напружень

Figure 3.5 – Rectangular stress distribution

3.1.8 Міцність на розтяг при згині

(1) Середня міцність на розтяг при згині залізобетонних елементів залежить від середньої міцності на осьовий розтяг і висоти поперечного перерізу. Можна використовувати наступну залежність:

$$f_{ctm,fl} = \max \{ (1,6 - h / 1000) f_{ctm}; f_{ctm} \} , \quad (3.23)$$

де

h – загальна висота перерізу елемента, мм;

f_{ctm} – середня міцність на осьовий розтяг за таблицею 3.1.

Відношення, наведене у (3.23), також застосовується для величин характеристичного опору осьовому розтягу.

3.1.8 Flexural tensile strength

(1) The mean flexural tensile strength of reinforced concrete members depends on the mean axial tensile strength and the depth of the cross-section. The following relationship may be used:

where

h is the total member depth in mm;

f_{ctm} is the mean axial tensile strength following from Table 3.1.

The relation given in Expression (3.23) also applies for the characteristic tensile strength values.

3.1.9 Бетон при тривісному стиску

(1) Обтиснення бетону викликає деяку зміну фактичної залежності "напруження-деформації": досягається вища міцність і вищі критичні деформації. Інші основні характеристики матеріалу можуть прийматись для розрахунку без змін.

(2) За відсутності більш точних даних може використовуватись залежність "напруження-деформації", показана на рисунку 3.6 (деформації стиску показані позитивними), при збільшенні характеристичної міцності та деформацій згідно з:

$$f_{ck,c} = f_{ck} (1,000 + 5,0 \sigma_2 / f_{ck}) \text{ для (for) } \sigma_2 \leq 0,05 f_{ck} , \quad (3.24)$$

$$f_{ck,c} = f_{ck} (1,125 + 2,50 \sigma_2 / f_{ck}) \text{ для (for) } \sigma_2 \leq 0,05 f_{ck} , \quad (3.25)$$

$$\varepsilon_{c2c} = \varepsilon_{c2} (f_{ck,c} / f_{ck})^2 , \quad (3.26)$$

$$\varepsilon_{cu2c} = \varepsilon_{cu2} + 0,2 \sigma_2 / f_{ck} , \quad (3.27)$$

де

$\sigma_2 (= \sigma_3)$ – фактичні поперечні напруження стиску в загальних координатах, викликані обтисненням, а ε_{c2} і ε_{cu2} – згідно з таблицею 3.1. Обтиснення можна створити відповідними замкнутими або перехресними в'язями, які досягають пластичного стану внаслідок поперечного розширення бетону.

3.1.9 Confined concrete

(1) Confinement of concrete results in a modification of the effective stress-strain relationship: higher strength and higher critical strains are achieved. The other basic material characteristics may be considered as unaffected for design.

(2) In the absence of more precise data, the stress-strain relation shown in Figure 3.6 (compressive strain shown positive) may be used, with increased characteristic strength and strains according to:

where

$\sigma_2 (= \sigma_3)$ is the effective lateral compressive stress at the ULS due to confinement and ε_{c2} and ε_{cu2} follow from Table 3.1. Confinement can be generated by adequately closed links or cross-ties, which reach the plastic condition due to lateral extension of the concrete.

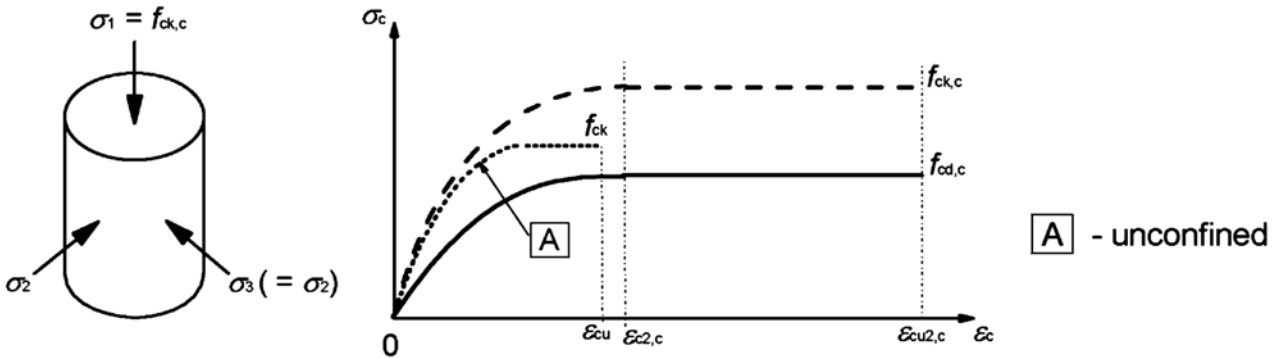


Рисунок 3.6 – Залежність "напруження-деформації" для обтисненого бетону

Figure 3.6 – Stress-strain relationship for confined concrete

3.2 Арматурна сталь

3.2.1 Загальні положення

(1)P Нижче наведені основні положення і правила для арматури у формі стрижнів, прутків гладкого круглого прокату, зварних сіток та решітчастих конструкцій. Не розповсюджуються на стрижні із спеціальним покриттям.

(2)P Вимоги до характеристик арматури застосовуються як до матеріалу, поміщеного у бетон, що тужавіє. Якщо робочі процеси на майданчику можуть вплинути на певні характеристики арматури, то ці характеристики необхідно перевірити після таких процесів.

(3)P Якщо використовуються інші арматурні сталі, не у відповідності з EN 10080, то характеристики повинні перевірятись на відповідність згідно з 3.2.2...3.2.6 і додатком С.

(4)P Потрібні характеристики арматурних сталей повинні перевірятись випробуваннями згідно з методикою EN 10080.

Примітка. EN 10080 розглядає опір на границі текучості R_e , який пов'язаний з максимальним і мінімальним характеристичними значеннями, що базуються на довготривалій перевірці рівня якості виробництва. Характеристичні напруження текучості f_{yk} базуються тільки на даних арматури, яка використовується у конкретній конструкції. Немає прямої залежності між f_{yk} і характеристичним R_e . Однак, методи визначення і перевірки опору на границі текучості, наведені у EN 10080, забезпечують належний контроль для одержання f_{yk} .

(5) Правила використання, пов'язані з решітчастими конструкціями (EN 10080 для визначення), застосовуються тільки для решіток, виготовлених із стрижнів періодичного профілю. Решітчасті конструкції, виготовлені з інших типів арматури, можуть наводитись у відповідних європейських ухваленнях.

3.2.2 Характеристики

(1)P Характер роботи арматурної сталі визначається наступними характеристиками:

- міцність на границі текучості f_{yk} або $f_{0,2k}$;
- максимальна фактична міцність на границі текучості $f_{y,max}$;
- міцність на розтяг f_t ;
- пластичність ε_{uk} і f_t/f_{yk} ;
- гнучкість;
- властивості зчеплення (f_R у додатку С);
- розміри перерізу і допуски;
- міцність на втому;

3.2 Reinforcing steel

3.2.1 General

(1)P The following clauses give principles and rules for reinforcement which is in the form of bars, de-coiled rods, welded fabric and lattice girders. They do not apply to specially coated bars.

(2)P The requirements for the properties of the reinforcement are for the material as placed in the hardened concrete. If site operations can affect the properties of the reinforcement, then those properties shall be verified after such operations.

(3)P Where other steels are used, which are not in accordance with EN10080, the properties shall be verified to be in accordance with 3.2.2 to 3.2.6 and Annex C.

(4)P The required properties of reinforcing steels shall be verified using the testing procedures in accordance with EN 10080.

Note: EN 10080 refers to a yield strength R_e , which relates to the characteristic, minimum and maximum values based on the long-term quality level of production. In contrast f_{yk} is the characteristic yield stress based on only that reinforcement used in a particular structure. There is no direct relationship between f_{yk} and the characteristic R_e . However the methods of evaluation and verification of yield strength given in EN 10080 provide a sufficient check for obtaining f_{yk} .

(5) The application rules relating to lattice girders (see EN 10080 for definition) apply only to those made with ribbed bars. Lattice girders made with other types of reinforcement may be given in an appropriate European Technical Approval.

3.2.2 Properties

(1)P The behaviour of reinforcing steel is specified by the following properties:

- yield strength (f_{yk} or $f_{0,2k}$);
- maximum actual yield strength $f_{y,max}$;
- tensile strength f_t ;
- ductility ε_{uk} and f_t/f_{yk} ;
- bendability;
- bond characteristics (f_R See Annex C);
- section sizes and tolerances;
- fatigue strength;

- зварюваність;
- міцність на зсув та міцність зварювання для зварних сіток і решітчастих конструкцій.

(2)P Цей Єврокод застосовується для арматури періодичного профілю та зварюваної, включно з сітками. Дозволені методи зварювання наведені у таблиці 3.4

Примітка 1. Характеристики арматури, необхідні для застосування з цим Єврокодом, наведено у додатку С.

Примітка 2. Характеристики і правила використання стрижнів періодичного профілю у збірних залізобетонних виробках можна знайти у відповідних стандартах на виробі.

(3)P Правила застосування при розрахунку і конструюванні у цьому Єврокоді справедливі для визначеного діапазону міцності на границі текучості $f_{yk} = 400 \dots 600$ МПа.

Примітка Верхня межа f_{yk} у цьому діапазоні для використання у конкретній країні може визначатись національним додатком.

(4)P Характеристики поверхні стрижнів періодичного профілю повинні бути такими, щоб забезпечити необхідне зчеплення з бетоном.

(5) Необхідне зчеплення може забезпечуватись через дотримання необхідної площі проєкції профілю f_R .

Примітка. Мінімальні значення відносної площі профілю f_R наведено у додатку С.

(6)P Арматура повинна мати необхідну гнучкість, щоб дотримуватися мінімальних діаметрів отворів, визначених у таблиці 8.1, і здійснювати випрямлення.

Примітка. Вимоги стосовно гнуття та випрямлення наведені у додатку С.

3.2.3 Міцність

(1)P Міцність на границі текучості f_{yk} (або 0,2% умовна границя текучості $f_{0,2k}$) і міцність на розтяг f_{tk} визначаються відповідно як характеристичне значення навантаження текучості і як характеристичне максимальне навантаження при безпосередньому осьовому розтягу, кожне розділено на номінальну площу поперечного перерізу.

- weldability;
- shear and weld strength for welded fabric and lattice girders.

(2)P This Eurocode applies to ribbed and weldable reinforcement, including fabric. The permitted welding methods are given in Table 3.4.

Note 1: The properties of reinforcement required for use with this Eurocode are given in Annex C.

Note 2: The properties and rules for the use of indented bars with precast concrete products may be found in the relevant product standard.

(3)P The application rules for design and detailing in this Eurocode are valid for a specified yield strength range, $f_{yk} = 400$ to 600 MPa.

Note: The upper limit of f_{yk} within this range for use within a Country may be found in its National Annex.

(4)P The surface characteristics of ribbed bars shall be such to ensure adequate bond with the concrete.

(5) Adequate bond may be assumed by compliance with the specification of projected rib area, f_R .

Note: Minimum values of the relative rib area, f_R , are given in the Annex C.

(6)P The reinforcement shall have adequate bendability to allow the use of the minimum mandrel diameters specified in Table 8.1 and to allow rebending to be carried out.

Note: For bend and rebend requirements see Annex C.

3.2.3 Strength

(1)P The yield strength f_{yk} (or the 0,2% proof stress, $f_{0,2k}$) and the tensile strength f_{tk} are defined respectively as the characteristic value of the yield load, and the characteristic maximum load in direct axial tension, each divided by the nominal cross sectional area.

3.2.4 Характеристики пластичності

(1)P Арматура повинна мати необхідну пластичність, відповідно відношення міцності на розтяг до напружень текучості $(f_t/f_y)_k$ та видовження при максимальному зусиллі ϵ_{uk} .

(2) На рисунку 3.7 показано діаграму "напруження-деформації" для звичайної гарячекатаної та холоднотягнутої сталі.

Примітка. Значення $(f_t/f_y)_k$ і ϵ_{uk} для класів А, В і С наведено у додатку С.

3.2.4 Ductility characteristics

(1)P The reinforcement shall have adequate ductility as defined by the ratio of tensile strength to the yield stress, $(f_t/f_y)_k$ and the elongation at maximum force, ϵ_{uk} .

(2) Figure 3.7 shows stress-strain curves for typical hot rolled and cold worked steel.

Note: Values of $(f_t/f_y)_k$ and ϵ_{uk} for Class A, B and C are given in Annex C.

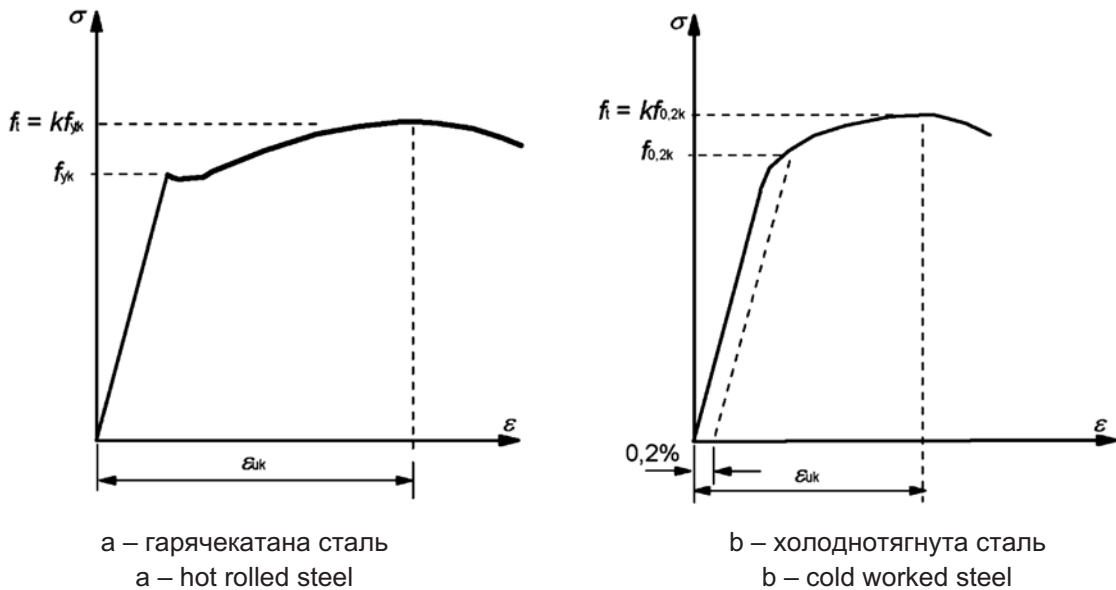


Рисунок 3.7 – Діаграма "напруження-деформації" для звичайної арматурної сталі (абсолютні величини показано для напружень і деформацій розтягу)

Figure 3.7 – Stress-strain diagrams of typical reinforcing steel (absolute values are shown for tensile stress and strain)

3.2.5 Зварювання

(1)P Процеси зварювання арматурних стрижнів повинні відповідати вимогам таблиці 3.4, а зварюваність відповідати EN 10080.

(2)P Всі види зварювання арматурних стрижнів повинні виконуватись згідно з EN ISO 17760.

(3)P Міцність зварних з'єднань вдовж довжини заанкерування зварних сіток повинна бути достатньою для сприйняття розрахункових зусиль.

(4) Міцність зварних з'єднань зварних сіток може вважатись достатньою, якщо кожне зварне з'єднання може сприймати поперечні зусилля не менше 25% сили, еквівалентної фактичним характеристичним напруженням текучості від номінальної площі перерізу. Ця сила повинна діяти на площі тоншого дроту у разі різних діаметрів.

3.2.5 Welding

(1)P Welding processes for reinforcing bars shall be in accordance with Table 3.4 and the weldability shall be in accordance with EN10080.

(2)P All welding of reinforcing bars shall be carried out in accordance with EN ISO 17760.

(3)P The strength of the welded joints along the anchorage length of welded fabric shall be sufficient to resist the design forces.

(4) The strength of the welded joints of welded fabric may be assumed to be adequate if each welded joint can withstand a shearing force not less than 25% of a force equivalent to the specified characteristic yield stress times the nominal cross sectional area. This force should be based on the area of the thicker wire if the two are different.

Таблиця 3.4 – Допустимі види зварювання і приклади застосування

Table 3.4 – Permitted welding processes and examples of application

| Вид навантаження Loading case | Метод зварювання Welding method | Стрижні при розтягу ¹ Bars in tension ¹ | Стрижні при стиску ² Bars in compression ² |
|---|--|--|--|
| Переважаюче статичне (див. 6.8.1(2)) Predominantly static (see 6.8.1 (2)) | Стикове наплавленням flash-welding | з'єднання встик butt joint | |
| | ручне дугове металевим електродом і ручне дугове електродом з покриттям manual metal arc welding and metal arc welding with filling electrode | з'єднання встик при $\phi \geq 20$ мм, накладками, внапуск, хрестоподібне з'єднання ³ , з'єднання з іншими сталевими елементами butt joint with $\phi \geq 20$ mm, splice, lap, cruciform joints ³ , joint with other steel members | |
| | ручне дугове електродом ² metal arc active welding ² | накладками, внапуск, хрестоподібне з'єднання ³ , з'єднання з іншими сталевими елементами splice, lap, cruciform ³ joints & joint with other steel members | |
| | | – | з'єднання встик при $\phi \geq 20$ мм butt joint with $\phi \geq 20$ mm |
| | тертям friction welding | з'єднання встик, з'єднання з іншими сталями butt joint, joint with other steels | |
| | контактне точкове resistance spot welding | з'єднання внапуск ⁴ , хрестоподібне з'єднання ^{2,4} lap joint ⁴ , cruciform joint ^{2,4} | |
| Переважаюче не статичне (див. 6.8.1(2)) Not predominantly static (see 6.8.1 (2)) | стикове наплавленням flash-welding | з'єднання встик butt joint | |
| | ручне дугове металевим електродом manual metal arc welding | – | з'єднання встик при $\phi \geq 14$ мм butt joint with $\phi \geq 14$ mm |
| | ручне дугове електродом з покриттям metal arc active welding ² | – | з'єднання встик при $\phi \geq 14$ мм butt joint with $\phi \geq 14$ mm |
| | контактне точкове resistance spot welding | з'єднання внапуск ⁴ , хрестоподібне з'єднання ^{2,4} lap joint ⁴ , cruciform joint ^{2,4} | |
| Примітка 1. Можуть зварюватись тільки стрижні з приблизно рівними діаметрами. | | Note 1: Only bars with approximately the same nominal diameter may be welded together. | |
| Примітка 2. Допустиме співвідношення різних діаметрів стрижнів $\geq 0,57$. | | Note 2: Permitted ratio of mixed diameter bars $\geq 0,57$. | |
| Примітка 3. Для несучих з'єднань $\phi \leq 16$ мм. | | Note 3: For bearing joints $\phi \leq 16$ mm. | |
| Примітка 4. Для несучих з'єднань $\phi \leq 28$ мм. | | Note 4: For bearing joints $\phi \leq 28$ mm. | |

3.2.6 Втома

(1)P У разі необхідності, перевірка міцності на втому здійснюється згідно з EN 10080.

Примітка. Інформація надається у додатку С.

3.2.7 Розрахункові передумови

(1) Розрахунок повинен базуватись на номінальній площі перерізу арматури, а розрахункові значення визначаються з характеристичних, наведених у 3.2.2.

(2) Для звичайного розрахунку можна прийняти одну з наступних передумов (рисунок 3.8):

а) похилу верхню гілку з граничною деформацією ϵ_{ud} і максимальними напруженнями kf_{yk}/γ_s при ϵ_{uk} , де $k = (f_t / f_y)k$;

б) горизонтальну верхню гілку без необхідності перевірки граничної деформації.

Примітка 1. Величина ϵ_{ud} для конкретної країни може встановлюватись національним додатком. Рекомендованим є значення $0,9\epsilon_{uk}$.

Примітка 2. Величина $(f_t / f_y)k$ наведена у додатку С.

(3) Середнє значення густини можна прийняти 7850 кг/м^3 .

(4) Розрахункове значення модуля пружності E_s можна прийняти 200 ГПа .

3.2.6 Fatigue

(1)P Where fatigue strength is required it shall be verified in accordance with EN 10080.

Note: Information is given in Annex C.

3.2.7 Design assumptions

(1) Design should be based on the nominal cross-section area of the reinforcement and the design values derived from the characteristic values given in 3.2.2.

(2) For normal design, either of the following assumptions may be made (see Figure 3.8):

a) an inclined top branch with a strain limit of ϵ_{ud} and a maximum stress of kf_{yk}/γ_s at ϵ_{uk} where $k = (f_t / f_y)k$;

b) a horizontal top branch without the need to check the strain limit.

Note 1: The value of ϵ_{ud} for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is $0,9\epsilon_{uk}$.

Note 2: The value of $(f_t / f_y)k$ is given in Annex C.

(3) The mean value of density may be assumed to be 7850 kg/m^3 .

(4) The design value of the modulus of elasticity, E_s may be assumed to be 200 GPa .

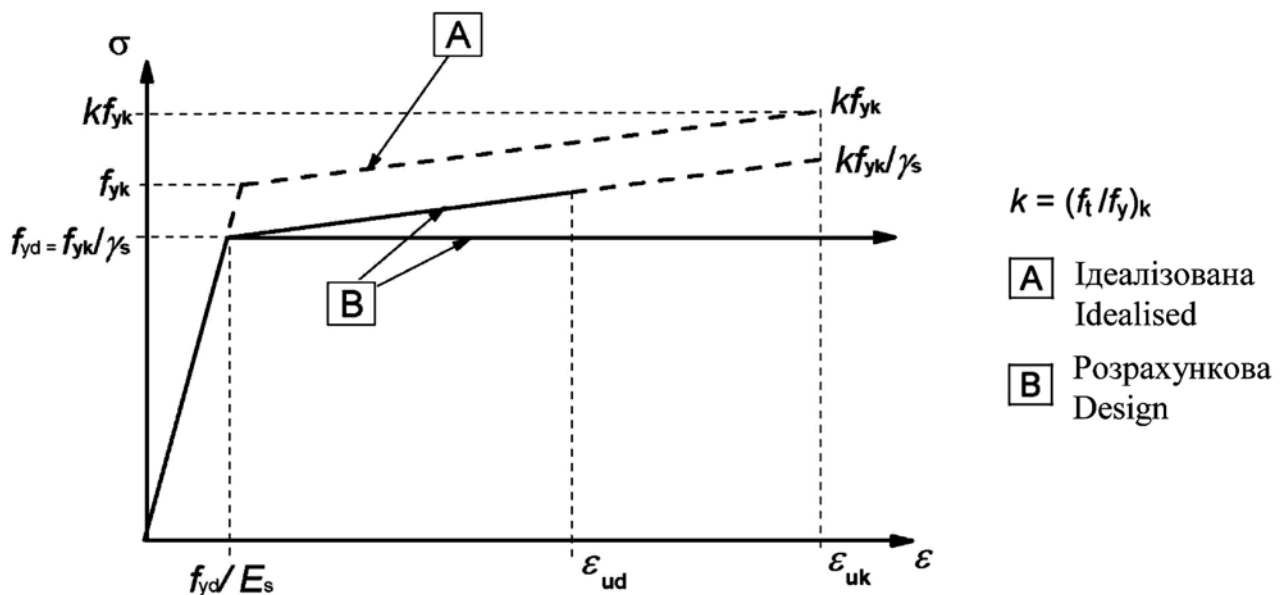


Рисунок 3.8 – Ідеалізована і розрахункова діаграми "напруження-деформації" для арматурної сталі (при розтягу і стиску)

Figure 3.8 – Idealised and design stress-strain diagrams for reinforcing steel (for tension and compression)

3.3 Попередньо напружена арматура

3.3.1 Загальні положення

(1)P Це положення застосовується для дротів, стрижнів та канатів, які використовуються у якості попередньо напружених пучків у залізо-бетонних конструкціях.

(2)P Попередньо напружена арматура повинна мати прийнятно низький рівень чутливості до корозії у стані напруження.

(3) Можна вважати, що рівень чутливості до корозії у стані напруження прийнятно низький, якщо напружена арматура відповідає критеріям, визначеним у EN 10138, або наданим у відповідному Європейському технічному ухваленні.

(4) Вимоги до характеристик напруженої арматури такі, як і до матеріалів, кінцевим станом яких є встановлення у конструкцію. Якщо способи виробництва, випробувань і перевірки відповідності напруженої арматури здійснюються згідно з EN 10138 або з наведеними у відповідних Європейських технічних ухваленнях, то можна вважати, що вимоги даного Єврокоду задовольняються.

(5)P Для арматурних сталей, що відповідають цьому Єврокоду, міцність на розтяг 0,1% умовної границі текучості і видовження при максимальному навантаженні визначаються характеристичними величинами; ці величини позначаються відповідно f_{pk} , $f_{p0,1k}$ і ϵ_{uk} .

Примітка. EN 10138 ґрунтується на характеристичних, мінімальних і максимальних значеннях, які базуються на довготривалій перевірці рівня якості виробництва. Характеристичні напруження текучості та міцність на розтяг $f_{p0,1k}$ і f_{pk} навпаки, базуються тільки на даних напруженої арматури, яка необхідна у конкретній конструкції. Немає прямої залежності між двома сукупностями величин. Однак, характеристичні значення 0,1% умовного зусилля текучості $F_{p0,1k}$, розділеного на площу поперечного перерізу S_n , наведені у EN 10138, у поєднанні з методами визначення і перевірки забезпечують належний контроль при отриманні значення $f_{p0,1k}$.

(6) Якщо використовуються арматурні сталі, що не визначені згідно з EN 10138, характеристики можуть надаватись у відповідному Європейському технічному ухваленні.

(7)P Кожний виріб повинен бути чітко ідентифікованим відповідно до системи класифікації у 3.3.2 (2)P.

3.3 Prestressing steel

3.3.1 General

(1)P This clause applies to wires, bars and strands used as prestressing tendons in concrete structures.

(2)P Prestressing tendons shall have an acceptably low level of susceptibility to stress corrosion.

(3) The level of susceptibility to stress corrosion may be assumed to be acceptably low if the prestressing tendons comply with the criteria specified in EN 10138 or given in an appropriate European Technical Approval.

(4) The requirements for the properties of the prestressing tendons are for the materials as placed in their final position in the structure. Where the methods of production, testing and attestation of conformity for prestressing tendons are in accordance with EN 10138 or given in an appropriate European Technical Approval it may be assumed that the requirements of this Eurocode are met.

(5)P For steels complying with this Eurocode, tensile strength, 0,1% proof stress, and elongation at maximum load are specified in terms of characteristic values; these values are designated respectively f_{pk} , $f_{p0,1k}$ and ϵ_{uk} .

Note: EN 10138 refers to the characteristic, minimum and maximum values based on the long-term quality level of production. In contrast $f_{p0,1k}$ and f_{pk} are the characteristic proof stress and tensile strength based on only that prestressing steel required for the structure. There is no direct relationship between the two sets of values. However the characteristic values for 0,1% proof force, $F_{p0,1k}$ divided by the cross-section area, S_n given in EN 10138 together with the methods for evaluation and verification provide a sufficient check for obtaining the value of $f_{p0,1k}$.

(6) Where other steels are used, which are not in accordance with EN 10138, the properties may be given in an appropriate European Technical Approval.

(7)P Each product shall be clearly identifiable with respect to the classification system in 3.3.2 (2)P.

(8)P Напружена арматура повинна класифікуватись за рівнем релаксації згідно з 3.3.2 (4)P або наведеним у відповідному Європейському технічному ухваленні.

(9)P Кожна поставка повинна супроводжуватись сертифікатом, що містить всі дані, необхідні для ідентифікації згідно з (i)...(iv) у 3.3.2 (2)P та додаткову інформацію у разі необхідності.

(10)P Не допускається зварювання дротів і стрижнів. Окремі дроти канатів можуть включати зварювання у шаховому порядку, виконане до холодного волочіння.

(11)P Для напружених пучків у бухтах після розмотування по довжині дроту або канату максимальний вигин повинен відповідати EN 10138, якщо інше не вказано у відповідному Європейському технічному ухваленні.

3.3.2 Характеристики

(1)P Характеристики напруженої сталі наведено у EN 10138, частини 2-4 або Європейському технічному ухваленні.

(2)P Напружена арматура (дроти, канати і стрижні) повинні кваліфікуватись за:

(i) міцністю, вказуючи величину 0,1% умовної границі текучості $f_{p0,1k}$, величину відношення міцності на розтяг до умовної границі текучості $f_{pk} / f_{p0,1k}$ та видовження при максимальному навантаженні ε_{uk} ;

(ii) класом, вказуючи характер релаксації;

(iii) розміром;

(iv) характеристиками поверхні.

(3)P Фактична маса напруженої арматури не повинна відрізнятись від номінальної більш ніж гранично-допустима в EN 10138 або вказана у Європейському технічному ухваленні.

(4)P У даному Єврокодi визначено три класи за релаксацією:

- Клас 1: дріт або канат – із звичайною релаксацією;
- Клас 2: дріт або канат – із низькою релаксацією;
- Клас 3: гарячекатані або оброблені стрижні.

Примітка. Клас 1 не охоплюється EN 10138.

(8)P The prestressing tendons shall be classified for relaxation purposes according to 3.3.2 (4)P or given in an appropriate European Technical Approval.

(9)P Each consignment shall be accompanied by a certificate containing all the information necessary for its identification with regard to (i) – (iv) in 3.3.2 (2)P and additional information where necessary.

(10)P There shall be no welds in wires and bars. Individual wires of strands may contain staggered welds made only before cold drawing.

(11)P For coiled prestressing tendons, after uncoiling a length of wire or strand the maximum bow height shall comply with EN 10138 unless given in an appropriate European Technical Approval.

3.3.2 Properties

(1)P The properties of prestressing steel are given in EN 10138, Parts 2 to 4 or European Technical Approval.

(2)P The prestressing tendons (wires, strands and bars) shall be classified according to:

(i) Strength, denoting the value of the 0,1% proof stress $f_{p0,1k}$ and the value of the ratio of tensile strength to proof strength $f_{pk} / f_{p0,1k}$ and elongation at maximum load ε_{uk} ;

(ii) Class, indicating the relaxation behaviour;

(iii) Size;

(iv) Surface characteristics.

(3)P The actual mass of the prestressing tendons shall not differ from the nominal mass by more than the limits specified in EN 10138 or given in an appropriate European Technical Approval.

(4)P In this Eurocode, three classes of relaxation are defined:

- Class 1: wire or strand – ordinary relaxation;
- Class 2: wire or strand – low relaxation;
- Class 3: hot rolled and processed bars.

Note: Class 1 is not covered by EN 10138.

(5) Обчислення втрат від релаксації напруженої сталі при проектуванні повинні ґрунтуватися на ρ_{1000} , втратах від релаксації (μ %) після 1000 год від натягування за середньої температури 20 °C (EN 10138 для визначення ізотермічних випробувань на релаксацію).

Примітка. Величина ρ_{1000} виражається процентним відношенням початкових напружень і визначається за початковим напруженням $0,7f_p$, де f_p – фактична міцність на розтяг зразка напруженої арматури. Для проектних обчислень використовується характеристична міцність на розтяг f_{pk} , і це враховано у нижченаведених виразах.

(6) Значення ρ_{1000} може прийматись 8% для класу 1; 2,5% для класу 2 і 4% для класу 3 або прийматись за сертифікатом.

(7) Втрати на релаксацію можна прийняти за сертифікатом виробника або обчислювати у процентному відношенні зміни напружень від початкових попередніх напружень і визначатись застосуванням одного з нижченаведених виразів. Вирази (3.28) і (3.29) застосовуються відповідно для дротів або канатів при звичайному напруженні (на упори) і пучків з низькою релаксацією, в той час як вираз (3.30) – для гарячекатаних і оброблених стрижнів.

(5) The design calculations for the losses due to relaxation of the prestressing steel should be based on the value of ρ_{1000} , the relaxation loss (in %) at 1000 hours after tensioning and at a mean temperature of 20 °C (see EN 10138 for the definition of the isothermal relaxation test).

Note: The value of ρ_{1000} is expressed as a percentage ratio of the initial stress and is obtained for an initial stress equal to $0,7f_p$, where f_p is the actual tensile strength of the prestressing steel samples. For design calculations, the characteristic tensile strength f_{pk} is used and this has been taken into account in the following expressions.

(6) The values for ρ_{1000} can be either assumed equal to 8% for Class 1, 2,5% for Class 2, and 4% for Class 3, or taken from the certificate.

(7) The relaxation loss may be obtained from the manufacturers test certificates or defined as the percentage ratio of the variation of the prestressing stress over the initial prestressing stress, should be determined by applying one of the Expressions below. Expressions (3.28) and (3.29) apply for wires or strands for ordinary prestressing and low relaxation tendons respectively, whereas Expression (3.30) applies for hot rolled and processed bars.

$$\text{Клас 1 (Class 1)} \quad \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 5,39\rho_{1000}e^{6,7\mu}\left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} \cdot 10^{-5}, \quad (3.28)$$

$$\text{Клас 2 (Class 2)} \quad \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66\rho_{1000}e^{9,1\mu}\left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} \cdot 10^{-5}, \quad (3.29)$$

$$\text{Клас 3 (Class 3)} \quad \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 1,98\rho_{1000}e^{8\mu}\left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} \cdot 10^{-5}, \quad (3.30)$$

де

$\Delta\sigma_{pr}$ – абсолютне значення втрат від релаксації попереднього напруження;

σ_{pi} – при напруженні на упори σ_{pi} – абсолютна величина початкових попередніх напружень $\sigma_{pi} = \sigma_{pm0}$ (див. також 5.10.3 (2));

- при напруженні на бетон σ_{pi} – максимальні напруження розтягу, що прикладені до пучка, мінус миттєві втрати, які відбуваються протягом процесу напруження, див. 5.10.4 (1) (i);

t – час після напруження, год;

$\mu = \sigma_{pi} / f_{pk}$, де f_{pk} – характеристичне значення міцності на розтяг напруженої арматури;

where

$\Delta\sigma_{pr}$ is absolute value of the relaxation losses of the prestress;

σ_{pi} For post-tensioning σ_{pi} is the absolute value of the initial prestress $\sigma_{pi} = \sigma_{pm0}$ (see also 5.10.3 (2));

For pre-tensioning σ_{pi} is the maximum tensile stress applied to the tendon minus the immediate losses occurred during the stressing process see 5.10.4 (1) (i);

t is the time after tensioning (in hours);

$\mu = \sigma_{pi} / f_{pk}$, where f_{pk} is the characteristic value of the tensile strength of the prestressing steel;

ρ_{1000} – величина втрат від релаксації (%), через 1000 год після натягування за середньої температури 20 °С.

Примітка. Якщо втрати від релаксації обчислюються для різних часових інтервалів (стадій) або необхідна більша точність, необхідно користуватись додатком D.

(8) Величини (кінцевих) довготривалих втрат від релаксації можна обчислювати для часу t , що дорівнює 500 000 год (тобто близько 57 років).

(9) Втрати від релаксації дуже чутливі до температури сталі. Якщо застосовується теплова обробка (наприклад, паром), використовується 10.3.2.2. Якщо така температура перевищує 50 °С, то втрати від релаксації необхідно перевіряти.

3.3.3 Міцність

(1)P Величину напружень 0,1% умовної границі текучості $f_{p0,1k}$ і визначену величину міцності на розтяг f_{pk} визначають відповідно, як характеристичне значення 0,1% фактичного навантаження та максимальне характеристичне значення осьового навантаження, розділених на номінальну площу поперечного перерізу, як показано на рисунку 3.9.

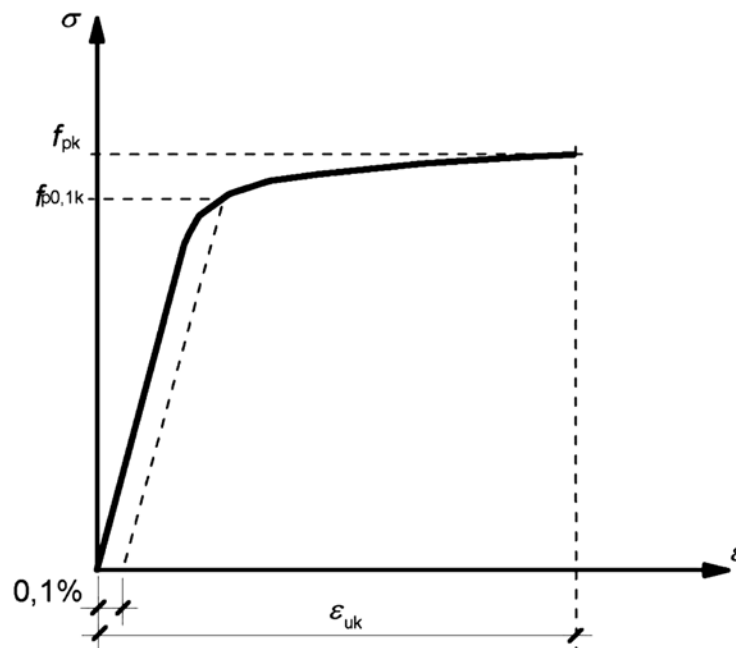


Рисунок 3.9 – Графік залежності "напруження-деформації" для звичайної напруженої арматури (абсолютні значення показані для напружень стиску і розтягу)

Figure 3.9 – Stress-strain diagram for typical prestressing steel (absolute values are shown for tensile stress and strain)

ρ_{1000} is the value of relaxation loss (in %), at 1000 hours after tensioning and at a mean temperature of 20 °С.

Note: Where the relaxation losses are calculated for different time intervals (stages) and greater accuracy is required, reference should be made to Annex D.

(8) The long term (final) values of the relaxation losses may be estimated for a time t equal to 500 000 hours (i.e. around 57 years).

(9) Relaxation losses are very sensitive to the temperature of the steel. Where heat treatment is applied (e.g. by steam), 10.3.2.2 applies. Otherwise where this temperature is greater than 50 °С the relaxation losses should be verified.

3.3.3 Strength

(1)P The 0,1% proof stress $f_{p0,1k}$ and the specified value of the tensile strength f_{pk} are defined as the characteristic value of the 0,1% proof load and the characteristic maximum load in axial tension respectively, divided by the nominal cross sectional area as shown in Figure 3.9.

3.3.4 Характеристики пластичності

(1)P Напружена арматура повинна мати необхідну пластичність згідно з EN 10138.

(2) Можна вважати, що необхідна пластичність при видовженні забезпечується, якщо напружена арматура досягає необхідної величини видовження при максимальному навантаженні, вказаному в EN 10138.

(3) Якщо напружена арматура задовольняє вимоги EN ISO 15630 стосовно гнучкості, то можна вважати, що вона має необхідну пластичність при згині.

(4) Графік залежності "напруження-деформації" для напруженої арматури, що ґрунтується на даних виробництва, повинен розроблятися виробником і надаватися у якості додатка до сертифіката, що супроводжує кожну поставку (див. 3.3.1 (9)P).

(5) Можна вважати, що необхідна пластичність напруженої арматури при розтягу забезпечується, якщо виконується умова: $f_{pk}/f_{p0,1k} \geq k$.

Примітка. Величина k для конкретної країни може встановлюватись у національному додатку. Рекомендованим значенням є 1,1.

3.3.5 Втома

(1)P Напружена арматура повинна мати необхідну міцність на втому.

(2)P Діапазон напружень втоми для напруженої арматури повинен відповідати EN 10138 або наданому відповідним Європейським технічним ухваленням.

3.3.6 Розрахункові передумови

(1)P Конструктивний розрахунок виконується на основі номінальної площі поперечного перерізу напруженої сталі та характеристичних значень $f_{p0,1k}$, f_{pk} та ε_{uk} .

(2) Розрахункове значення модуля пружності E_p може прийматись 205 ГПа для дротів та стрижнів. У залежності від процесів виготовлення фактичний діапазон значень може становити 195...210 ГПа. Сертифікати на кожну поставку повинні містити відповідне значення.

(3) Розрахункове значення модуля пружності E_p може прийматись 195 ГПа для канатів. У залежності від процесів виготовлення фактичний діапазон значень може становити 185...205 ГПа. Сертифікати на кожну поставку повинні містити відповідне значення.

3.3.4 Ductility characteristics

(1)P The prestressing tendons shall have adequate ductility, as specified in EN 10138.

(2) Adequate ductility in elongation may be assumed if the prestressing tendons obtain the specified value of the elongation at maximum load given in EN 10138.

(3) Adequate ductility in bending may be assumed if the prestressing tendons satisfy the requirements for bendability of EN ISO 15630.

(4) Stress-strain diagrams for the prestressing tendons, based on production data, shall be prepared and made available by the producer as an annex to the certificate accompanying the consignment (see 3.3.1 (9)P).

(5) Adequate ductility in tension may be assumed for the prestressing tendons if $f_{pk}/f_{p0,1k} \geq k$.

Note: The value of k for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is 1,1.

3.3.5 Fatigue

(1)P Prestressing tendons shall have adequate fatigue strength.

(2)P The fatigue stress range for prestressing tendons shall be in accordance with EN 10138 or given in an appropriate European Technical Approval.

3.3.6 Design assumptions

(1)P Structural analysis is performed on the basis of the nominal cross-section area of the prestressing steel and the characteristic values $f_{p0,1k}$, f_{pk} and ε_{uk} .

(2) The design value for the modulus of elasticity, E_p may be assumed equal to 205 GPa for wires and bars. The actual value can range from 195 to 210 GPa, depending on the manufacturing process. Certificates accompanying the consignment should give the appropriate value.

(3) The design value for the modulus of elasticity, E_p may be assumed equal to 195 GPa for strand. The actual value can range from 185 GPa to 205 GPa, depending on the manufacturing process. Certificates accompanying the consignment should give the appropriate value.

(4) Середня густина напруженої арматури для розрахунку може прийматись 7850 kg/m^3 .

(5) Наведені вище значення вважаються дійсними у діапазоні температур $-40 \text{ }^\circ\text{C} \dots +100 \text{ }^\circ\text{C}$ для напруженої сталі у завершеній конструкції.

(6) Розрахункове значення напружень арматури f_{pd} приймається як $f_{p0,1k} / \gamma_S$ (рисунок 3.10).

(7) Для розрахунку поперечного перерізу може прийматись одна з наступних передумов (рисунок 3.10):

- похила гілка з граничною деформацією ε_{uk} . Розрахунок також може ґрунтуватись на фактичній залежності "напруження-деформації". Якщо відома така залежність, то напруження за межею пропорціональності зменшуються аналогічно з рисунком 3.10, або
- горизонтальна верхня гілка без обмеження деформацій.

Примітка. Величина ε_{uk} для конкретної країни може встановлюватись у національному додатку. Рекомендованим значенням є $0,9\varepsilon_{uk}$. Якщо нема більш точних значень, рекомендується приймати $\varepsilon_{ud} = 0,02$, а $f_{p0,1k} / f_{pk} = 0,9$.

(4) The mean density of prestressing tendons for the purposes of design may normally be taken as 7850 kg/m^3 .

(5) The values given above may be assumed to be valid within a temperature range between $-40 \text{ }^\circ\text{C}$ and $+100 \text{ }^\circ\text{C}$ for the prestressing steel in the finished structure.

(6) The design value for the steel stress, f_{pd} , is taken as $f_{p0,1k} / \gamma_S$ (see Figure 3.10).

(7) For cross-section design, either of the following assumptions may be made (see Figure 3.10):

- an inclined branch, with a strain limit ε_{uk} . The design may also be based on the actual stress/strain relationship, if this is known, with stress above the elastic limit reduced analogously with Figure 3.10, or
- a horizontal top branch without strain limit.

Note: The value of ε_{uk} for use in a Country may be found in its National Annis. The recommended value is $0,9\varepsilon_{uk}$. If more accurate values are not known the recommended values are $\varepsilon_{ud} = 0,02$, and $f_{p0,1k} / f_{pk} = 0,9$.

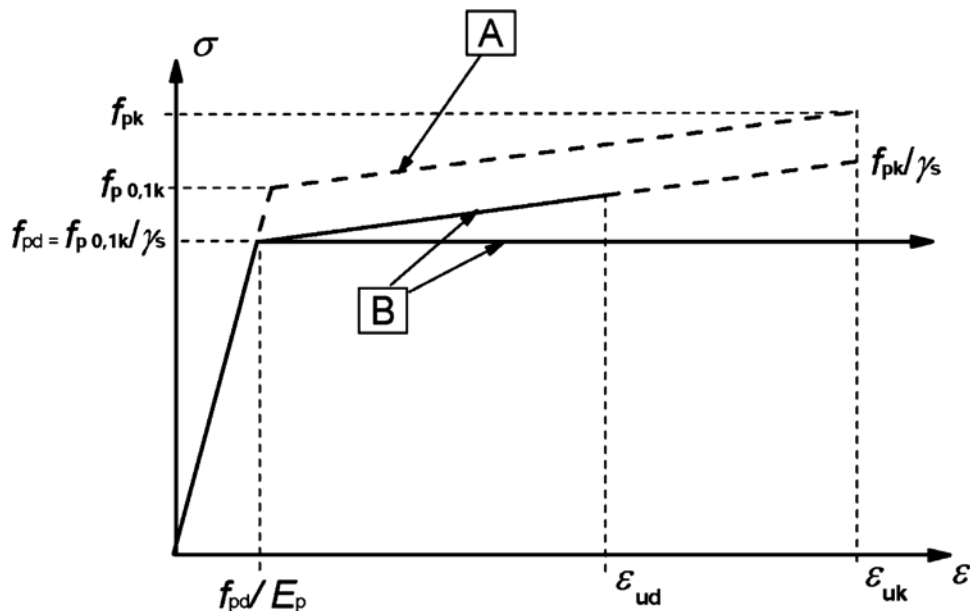


Рисунок 3.10 – Ідеалізована та розрахункова залежність "напруження-деформації" для напруженої сталі (показані абсолютні величини напружень і деформацій розтягу)

Figure 3.10 – Idealised and design stress-strain diagrams for prestressing steel (absolute values are shown for tensile stress and strain)

3.3.7 Напружена арматура в оболонках

(1)P Напружена арматура в оболонках (наприклад, зі зчепленням арматури у каналах, без зчеплення тощо) повинна бути відповідним чином і постійно захищеною від корозії (див. 4.3).

(2)P Напружена арматура в оболонках повинна відповідно захищатись від впливу вогню при пожежі (EN 1992-1-2).

3.4 Пристрої для попереднього напруження

3.4.1 Анкерні пристрої і муфти

3.4.1.1 Загальні положення

(1)P Вимоги 3.4.1 застосовуються до анкерних пристроїв (анкерів) та пристроїв з'єднання (муфт), що використовуються при напруженні конструкцій на бетон, якщо:

(i) анкери використовуються для передачі зусиль у напруженій арматурі на бетон у зоні заанкерування;

(ii) муфти використовуються для з'єднання по довжині окремої арматури, для утворення цільних пучків.

(2)P Анкерні і з'єднувальні пристрої для систем попереднього напруження, що розглядаються, повинні виконуватись згідно з відповідним Європейським технічним ухваленням.

(3)P Конструювання зон заанкерування повинно виконуватись згідно з 5.10, 8.10.3 та 8.10.4.

3.4.1.2 Механічні характеристики

3.4.1.2.1 Заанкерування напруженої арматури

(1)P Пристрої заанкерування та з'єднувальні муфти для напруженої арматури повинні мати міцність, видовження та відповідні характеристики в томи, що відповідають вимогам проекту.

(2) Можна припускати, що ці вимоги задовольняються при забезпеченні наступних умов:

(i) Геометрія і характеристики матеріалів анкерів і муфт, виконані згідно з відповідним Європейським технічним ухваленням та їх передчасне руйнування, виключено.

(ii) Руйнування напруженої арматури не відбувається в межах анкера або муфти.

(iii) Видовження при руйнуванні пристроїв становить $\geq 2\%$.

3.3.7 Prestressing tendons in sheaths

(1)P Prestressing tendons in sheaths (e.g. bonded tendons in ducts, unbonded tendons etc.) shall be adequately and permanently protected against corrosion (see 4.3).

(2)P Prestressing tendons in sheaths shall be adequately protected against the effects of fire (see EN 1992-1-2).

3.4 Prestressing devices

3.4.1 Anchorages and couplers

3.4.1.1 General

(1)P 3.4.1 applies to anchoring devices (anchorages) and coupling devices (couplers) for application in post-tensioned construction, where:

(i) anchorages are used to transmit the forces in tendons to the concrete in the anchorage zone

(ii) couplers are used to connect individual lengths of tendon to make continuous tendons.

(2)P Anchorages and couplers for the prestressing system considered shall be in accordance with the relevant European Technical Approval.

(3)P Detailing of anchorage zones shall be in accordance with 5.10, 8.10.3 and 8.10.4.

3.4.1.2 Mechanical properties

3.4.1.2.1 Anchored tendons

(1)P Prestressing tendon anchorage assemblies and prestressing tendon coupler assemblies shall have strength, elongation and fatigue characteristics sufficient to meet the requirements of the design.

(2) This may be assumed provided that:

(i) The geometry and material characteristics of the anchorage and coupler components are in accordance with the appropriate European Technical Approval and that their premature failure is precluded.

(ii) Failure of the tendon is not induced by the connection to the anchorage or coupler.

(iii) The elongation at failure of the assemblies $\geq 2\%$.

(iv) Пристрої заанкерування не розміщуються у інших зонах з високими напруженнями.

(v) Характеристики утомленості складових анкерних пристроїв і муфт відповідають вимогам відповідного Європейського технічного ухвалення.

3.4.1.2.2 Анкерні пристрої та зони заанкерування

(1)P Міцність анкерних пристроїв і зон повинна бути достатньою для передачі зусиль від напруженої арматури на бетон, а формування тріщин у зоні заанкерування не повинно погіршити роботу анкера.

3.4.2 Зовнішня попередньо напружена арматура без зчеплення

3.4.2.1 Загальні положення

(1)P Зовнішньою, напруженою на бетон без зчеплення вважається арматура, що розміщується за межами початкового залізобетонного перерізу і з'єднується з конструкцією тільки за допомогою анкерних пристроїв та пристроїв для відхилення.

(2)P Система напруження з натягом на бетон для використання із зовнішнім армуванням повинна відповідати вимогам відповідного Європейського технічного ухвалення.

(3) Конструювання арматури повинно виконуватись згідно з правилами, наданими у 8.10.

3.4.2.2 Анкерування

(1) Мінімальний радіус кривизни напруженої арматури у зоні анкерування арматури без зчеплення повинен вказуватись у відповідному Європейському технічному ухваленні.

(iv) Tendon-anchorage assemblies are not located in otherwise highly-stressed zones.

(v) Fatigue characteristics of the anchorage and coupler components are in accordance with the appropriate European Technical Approval.

3.4.1.2.2 Anchorage devices and anchorage zones

(1)P The strength of the anchorage devices and zones shall be sufficient for the transfer of the tendon force to the concrete and the formation of cracks in the anchorage zone shall not impair the function of the anchorage.

3.4.2 External non-bonded tendons

3.4.2.1 General

(1)P An external non-bonded tendon is a tendon situated outside the original concrete section and is connected to the structure by anchorages and deviators only.

(2)P The post-tensioning system for the use with external tendons shall be in accordance with the appropriate European Technical Approval.

(3) Reinforcement detailing should follow the rules given in 8.10.

3.4.2.2 Anchorages

(1) The minimum radius of curvature of the tendon in the anchorage zone for non-bonded tendons should be given in the appropriate European Technical Approval.

4 ДОВГОВІЧНІСТЬ ТА ЗАХИСНИЙ ШАР ДЛЯ АРМАТУРИ

4.1 Загальні положення

(1)Р Довговічна конструкція повинна задовольняти вимоги стосовно придатності до експлуатації, несучої здатності та стійкості через забезпечення проектного строку служби без суттєвих втрат споживчої якості або значних непередбачених витрат на утримання (загальні вимоги також див. EN 1990).

(2)Р Потрібний рівень захисту конструкції повинен встановлюватись через аналіз її передбаченого використання, проектного строку служби (EN 1990), програми обслуговування та дій.

(3)Р Повинна аналізуватись можлива значимість безпосередніх і опосередкованих впливів, умов навколишнього середовища (див. 4.2) і викликаних ними впливів.

Примітка. Приклади охоплюють деформації, викликані повзучістю та усадкою (див. 2.3.2).

(4) Захист сталеві арматури від корозії залежить від густини, якості та товщини захисного шару бетону (див. 4.4) і утворення тріщин (див. 7.3). Густина та якість захисного шару досягається контролем максимального водоцементного відношення і мінімальної кількості цементу (EN 206-1) та може залежати від мінімального класу міцності бетону.

Примітка. Детальнішу інформацію наведено у додатку E.

(5) Якщо металеві елементи кріплення можуть перевірятись та замінюватись, вони можуть застосовуватись із захисним покриттям в умовах прямого впливу. В інших випадках вони повинні виготовлятись із корозійностійкого матеріалу.

(6) Нижченаведені у цьому розділі вимоги повинні розглядатись для конкретних випадків (наприклад, тимчасові або монументальні споруди, споруди, що зазнають дії екстремальних або особливих впливів тощо).

4 DURABILITY AND COVER TO REINFORCEMENT

4.1 General

(1)P A durable structure shall meet the requirements of serviceability, strength and stability throughout its design working life, without significant loss of utility or excessive unforeseen maintenance (for general requirements see also EN 1990).

(2)P The required protection of the structure shall be established by considering its intended use, design working life (see EN 1990), maintenance programme and actions.

(3)P The possible significance of direct and indirect actions, environmental conditions (see 4.2) and consequential effects shall be considered.

Note: Examples include deformations due to creep and shrinkage (see 2.3.2).

(4) Corrosion protection of steel reinforcement depends on density, quality and thickness of concrete cover (see 4.4) and cracking (see 7.3). The cover density and quality is achieved by controlling the maximum water/cement ratio and minimum cement content (see EN 206-1) and may be related to a minimum strength class of concrete.

Note: Further information is given in Annex E.

(5) Where metal fastenings are inspectable and replaceable, they may be used with protective coatings in exposed situations. Otherwise, they should be of corrosion resistant material.

(6) Further requirements to those given in this Section should be considered for special situations (e.g. for structures of temporary or monumental nature, structures subjected to extreme or unusual actions etc.).

4.2 Умови навколишнього середовища

(1)P Інші впливи, яких зазнає конструкція на додаток до механічних, можуть бути хімічними або фізичними.

(2) Умови навколишнього середовища класифікуються згідно з таблицею 4.1, що ґрунтується на EN 206-1.

(3) На додаток до наведених у таблиці 4.1 умов повинні розглядатись особливі форми агресивної або непрямой дії, що включають:

хімічну корозію, що виникає внаслідок:

- експлуатації будівель і споруд (зберігання рідин тощо);
- розчинів кислот або солей кислот (EN 206-1, ISO 9690);
- хлоридів, що містяться у бетоні (EN 206-1);
- лужних реакцій заповнювачів (EN 206-1, національні стандарти);

фізичний агресивний вплив, що виникає внаслідок:

- змін температури;
- абразивного стирання (4.4.1.2 (13));
- проникнення води (EN 206-1).

Примітка. Склад бетону впливає як на захист арматури, так і на стійкість бетону проти агресивних впливів. У додатку E наведено класи міцності, рекомендовані для конкретних класів впливу навколишнього середовища. Це може приводити до вибору вищих класів міцності ніж це потрібно за розрахунком конструкції. У таких випадках значення f_{ctm} повинно відповідати більшій міцності при розрахунку мінімального армування та контролю ширини розкриття тріщин (див. 7.3.2...7.3.4).

4.2 Environmental conditions

(1)P Exposure conditions are chemical and physical conditions to which the structure is exposed in addition to the mechanical actions.

(2) Environmental conditions are classified according to Table 4.1, based on EN 206-1.

(3) In addition to the conditions in Table 4.1, particular forms of aggressive or indirect action should be considered including:

chemical attack, arising from e.g.:

- the use of the building or the structure (storage of liquids, etc);
- solutions of acids or sulfate salts (EN 206-1, ISO 9690);
- chlorides contained in the concrete (EN 206-1);
- alkali-aggregate reactions (EN 206-1, National Standards);

physical attack, arising from e.g.:

- temperature change;
- abrasion (see 4.4.1.2 (13));
- water penetration (EN 206-1).

Note: The composition of the concrete affects both the protection of the reinforcement and the resistance of the concrete to attack. Annex E gives indicative strength classes for the particular environmental exposure classes. This may lead to the choice of higher strength classes than required for the structural design. In such cases the value of f_{ctm} should be associated with the higher strength in the calculation of minimum reinforcement and crack width control (see 7.3.2-7.3.4).

Таблиця 4.1 – Класи впливу, пов'язані з умовами навколишнього середовища, згідно з EN 206-1

Table 4.1 – Exposure classes related to environmental conditions in accordance with EN 206-1

| Клас Class | Характер навколишнього середовища Description of the environment | Приклади місць дії класів впливу Informative examples where exposure classes may occur |
|---|---|--|
| 1 Відсутній ризик корозії чи негативного впливу 1 No risk of corrosion or attack | | |
| X0 | Для бетону без арматури або металевих закладних: всі впливи за винятком, коли має місце заморожування/відтавання, стирання або хімічна корозія Для бетону з арматурою або закладними: дуже сухі умови For concrete without reinforcement or embedded metal: all exposures except where there is freeze/thaw, abrasion or chemical attack For concrete with reinforcement or embedded metal: very dry | Бетон усередині будівель з дуже низькою вологістю повітря Concrete inside buildings with very low air humidity |
| 2 Корозія, викликана карбонізацією 2 Corrosion induced by carbonation | | |
| XC1 | Сухе або постійно мокре Dry or permanently wet | Бетон усередині будівель з низькою вологістю повітря Бетон постійно занурений у воду Concrete inside buildings with low air humidity Concrete permanently submerged in water |
| XC2 | Мокре, рідко сухе Wet, rarely dry | Бетонні поверхні при довготривалому контакті з водою. Більшість фундаментів Concrete surfaces subject to long-term water contact. Many foundations |
| XC3 | Помірно вологе Moderate humidity | Бетон усередині будівель з помірною або високою вологістю повітря Бетон ззовні будівель, захищений від атмосферної вологи Concrete inside buildings with moderate or high air humidity |
| XC4 | Циклічно мокре і сухе Cyclic wet and dry | Бетонні поверхні, що контактують з водою і не підпадають під дію класу XC2 Concrete surfaces subject to water contact, not within exposure class XC2 |
| 3 Корозія, викликана хлоридами 3 Corrosion induced by chlorides | | |
| XD1 | Помірно вологе Moderate humidity | Бетонні поверхні, що зазнають впливу наявних у повітрі хлоридів Concrete surfaces exposed to airborne chlorides |

Продовження табл. 4.1

| Клас Class | Характер навколишнього середовища Description of the environment | Приклади місць дії класів впливу Informative examples where exposure classes may occur |
|---|--|---|
| XD2 | Мокре, рідко сухе Wet, rarely dry | Плавальні басейни Бетонні вироби, що зазнають впливу промислових вод, які містять хлориди Swimming pools Concrete components exposed to industrial waters containing chlorides |
| XD3 | Циклічно мокре і сухе Cyclic wet and dry | Частини мостів, що зазнають впливу бризок води з хлоридами Дорожні покриття Плити автомобільних паркінгів Parts of bridges exposed to spray containing chlorides Pavements Car park slabs |
| 4 Корозія, викликана хлоридами морської води 4 Corrosion induced by chlorides from sea water | | |
| XS1 | У повітрі наявні солі без прямого контакту з морською водою Exposed to airborne salt but not in direct contact with sea water | Прибережні конструкції або на березі Structures near to or on the coast |
| XS2 | Постійно занурені Permanently submerged | Частини морських споруд Parts of marine structures |
| XS3 | Зони припливів, прибою та водяного пилу Tidal, splash and spray zones | |
| 5 Негативний вплив заморожування/відтавання 5 Freeze/Thaw Attack | | |
| XF1 | Помірне насичення водою без добавок проти ожеледиці Moderate water saturation, without de-icing agent | Вертикальні бетонні поверхні, що зазнають впливу дощу і морозу Vertical concrete surfaces exposed to rain and freezing |
| XF2 | Помірне насичення водою з добавками проти ожеледиці Moderate water saturation, with de-icing agent | Вертикальні бетонні поверхні дорожніх конструкцій, що зазнають впливу морозу та аерозолів з добавками проти ожеледиці Vertical concrete surfaces of road structures exposed to freezing and airborne de-icing agents |
| XF3 | Високе насичення водою без добавок проти ожеледиці High water saturation, without de-icing agents | Горизонтальні бетонні поверхні, що зазнають впливу дощу і морозу Horizontal concrete surfaces exposed to rain and freezing |

Кінець табл. 4.1

| Клас Class | Характер навколишнього середовища Description of the environment | Приклади місць дії класів впливу Informative examples where exposure classes may occur |
|--|---|---|
| XF4 | Високе насичення водою з добавками проти ожеледиці або морська вода High water saturation with de-icing agents or sea water | Дорожні та мостові настили, що зазнають впливу добавок проти ожеледиці Бетонні поверхні, що зазнають прямого впливу морозу та бризок із добавками проти ожеледиці Зони прибою прибережних конструкцій, що зазнають впливу морозу Road and bridge decks exposed to de-icing agents Concrete surfaces exposed to direct spray containing de-icing agents and freezing Splash zone of marine structures exposed to freezing |
| 6 Хімічна корозія 6 Chemical attack | | |
| XA1 | Слабоагресивне хімічне середовище згідно з EN 206-1, таблиця 2 Slightly aggressive chemical environment according to EN 206-1, Table 2 | Ґрунти у природному стані і ґрунтові води Natural soils and ground water |
| XA2 | Помірноагресивне хімічне середовище згідно з EN 206-1, таблиця 2 Moderately aggressive chemical environment according to EN 206-1, Table 2 | |
| XA3 | Високоагресивне хімічне середовище згідно з EN 206-1, таблиця 2 Highly aggressive chemical environment according to EN 206-1, Table 2 | |

4.3 Вимоги до довговічності

(1)P Для досягнення необхідного проектного строку служби конструкції повинні вживатись відповідні заходи для захисту елементів конструкцій від негативного впливу навколишнього середовища.

(2)P Питання довговічності повинні враховуватись при виконанні наступних стадій проекту:

- вибір конструктивної схеми,
- вибір матеріалу,
- конструювання,
- зведення,
- контроль якості,
- перевірка,
- спеціальні заходи (наприклад, використання нержавіючої сталі, захисні покриття, катодний захист).

4.3 Requirements for durability

(1)P In order to achieve the required design working life of the structure, adequate measures shall be taken to protect each structural element against the relevant environmental actions.

(2)P The requirements for durability shall be included when considering the following:

- Structural conception,
- Material selection,
 - Construction details,
 - Execution,
 - Quality Control,
 - Inspection,
 - Verifications,
 - Special measures (e.g. use of stainless steel, coatings, cathodic protection).

4.4 Методи перевірки

4.4.1 Захисний шар бетону

4.4.1.1 Загальні положення

(1)Р Захисний шар бетону – це відстань від верхні арматури до найближчої поверхні бетону (включаючи з'єднання, поперечні арматурні стрижні і приповерхнєве армування, за наявності).

(2)Р Номінальний захисний шар повинен вказуватись у робочих кресленнях. Він визначається як мінімальний захисний шар c_{min} (див. 4.4.1.2), плюс допустимі проектні відхилення Δc_{dev} (див. 4.4.1.3):

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} . \quad (4.1)$$

4.4.1.2 Мінімальний захисний шар, c_{min}

(1)Р Мінімальний захисний шар бетону повинен забезпечувати:

- безпечну передачу зусиль зчеплення (розділи 7 і 8);
- захист арматурної сталі від корозії (довговічність);
- необхідну вогнетривкість (див. EN 1992-1-2).

(2)Р Необхідно вибирати більшу з величин, що задовольняє умови стосовно зчеплення і впливу умов навколишнього середовища

$$c_{min} = \max \{ c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ мм} \} , \quad (4.2)$$

де

$c_{min,b}$ – мінімальний захисний шар за вимогами зчеплення, див. 4.4.1.2 (3);

$c_{min,dur}$ – мінімальний захисний шар за вимогами умов середовища, див. 4.4.1.2 (5);

$c_{dur,\gamma}$ – врахування складової безпеки, див. 4.4.1.2 (6)

$c_{dur,st}$ – зменшення мінімального шару при застосуванні нержавіючої сталі, див. 4.4.1.2 (7);

$c_{dur,add}$ – зменшення мінімального шару при додатковому захисті, див. 4.4.1.2 (8).

(3) Для безпечної передачі зусиль зчеплення та забезпечення необхідного ущільнення бетону мінімальний захисний шар повинен бути не меншим ніж $c_{min,b}$ (таблиця 4.2).

4.4 Methods of verification

4.4.1 Concrete cover

4.4.1.1 General

(1)P The concrete cover is the distance between the surface of the reinforcement closest to the nearest concrete surface (including links and stirrups and surface reinforcement where relevant) and the nearest concrete surface.

(2)P The nominal cover shall be specified on the drawings. It is defined as a minimum cover, c_{min} (see 4.4.1.2), plus an allowance in design for deviation, Δc_{dev} (see 4.4.1.3):

4.4.1.2 Minimum cover, c_{min}

(1)P Minimum concrete cover, c_{min} , shall be provided in order to ensure:

- the safe transmission of bond forces (see also Sections 7 and 8);
- the protection of the steel against corrosion (durability);
- an adequate fire resistance (see EN 1992-1-2).

(2)P The greater value for c_{min} satisfying the requirements for both bond and environmental conditions shall be used.

where:

$c_{min,b}$ – minimum cover due to bond requirement, see 4.4.1.2 (3);

$c_{min,dur}$ – minimum cover due to environmental conditions, see 4.4.1.2 (5)

$c_{dur,\gamma}$ – additive safety element, see 4.4.1.2 (6)

$c_{dur,st}$ – reduction of minimum cover for use of stainless steel, see 4.4.1.2 (7);

$c_{dur,add}$ – reduction of minimum cover for use of additional protection, see 4.4.1.2 (8)

(3) In order to transmit bond forces safely and to ensure adequate compaction of the concrete, the minimum cover should not be less than $c_{min,b}$ given in table 4.2.

Таблиця 4.2 – Вимоги до мінімального захисного шару $c_{min, b}$ для забезпечення зчеплення

Table 4.2 – Minimum cover, $c_{min, b}$, requirements with regard to bond

| Вимоги до зчеплення Bond Requirement | |
|--|--|
| Розташування стрижнів Arrangement of bars | Мінімальний захисний шар, $c_{min, b}^*$ Minimum cover $c_{min, b}$ |
| Роздільне Separated | Діаметр стрижня Diameter of bar |
| Сплетене Bundled | Еквівалентний діаметр ϕ_n (8.9.1) Equivalent diameter ϕ_n (see 8.9.1) |

* Якщо номінальний максимальний розмір наповнювача більший ніж 32 мм, $c_{min, b}$ необхідно збільшити на 5 мм.
If the nominal maximum aggregate size is greater than 32 mm, $c_{min, b}$ should be increased by 5 mm.

Примітка. Величини $c_{min, b}$ за наявності круглих і прямокутних каналів, які заповнюються, для арматури напруженої на бетон і на упори, можуть визначатись для конкретної країни національним додатком. Для каналів при напруженні арматури на бетон рекомендуються величини:

при круглих каналах – діаметр

при прямокутному – більше із значень: менша сторона чи половина більшої.

При розмірі круглого або прямокутного каналу більше ніж 80 мм ці вимоги не застосовують.

При напруженні арматури на упори рекомендуються величини:

1,5 × діаметра каната або гладкого дроту;

2,5 × діаметра дроту періодичного профілю.

(4) Мінімальний захисний шар для зони заанкерування напруженої арматури повинен забезпечуватись згідно з відповідним Європейським технічним ухваленням.

(5) Мінімальні величини захисного шару для звичайної і попередньо напруженої арматури у звичайному важкому бетоні з урахуванням класів впливу середовища встановлюються через $c_{min, dur}$

Примітка. Класифікація конструкцій і величини $c_{min, dur}$ можуть визначатись для конкретної країни національним додатком. Рекомендується приймати клас конструкції (проектний строк служби 50 років) S4 при рекомендованих класах бетону, наданих у додатку Е та рекомендованих варіантах класів конструкцій, наведених у таблиці 4.3N. Мінімальний рекомендований клас конструкцій – S1.

Рекомендовані величини $c_{min, dur}$ наведені у таблиці 4.4N (для звичайної арматурної сталі) і таблиці 4.5N (для напруженої арматурної сталі).

Note: The values of $c_{min, b}$ for post-tensioned circular and rectangular ducts for bonded tendons, and pre-tensioned tendons for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended values for post-tensioned ducts are:

circular ducts: diameter

rectangular ducts: greater of the smaller dimension or half the greater dimension.

There is no requirement for more than 80 mm for either circular or rectangular ducts.

The recommended values for pre-tensioned tendon:

1,5 × diameter of strand or plain wire;

2,5 × diameter of indented wire.

(4) For prestressing tendons, the minimum cover of the anchorage should be provided in accordance with the appropriate European Technical Approval.

(5) The minimum cover values for reinforcement and prestressing tendons in normal weight concrete taking account of the exposure classes and the structural classes is given by $c_{min, dur}$

Note: Structural classification and values of $c_{min, dur}$ for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended Structural Class (design working life of 50 years) is S4 for the indicative concrete strengths given in Annex E and the recommended modifications to the structural class is given in Table 4.3N. The recommended minimum Structural Class is S1.

The recommended values of $c_{min, dur}$, are given in Table 4.4N (reinforcing steel) and Table 4.5N (prestressing steel).

Таблиця 4.3N – Рекомендована класифікація конструкцій

Table 4.3N – Recommended structural classification

| Класи конструкцій Structural Class | | | | | | | |
|--|--|---------|---------|---|-----|---------|-------------|
| Критерій Criterion | Класи впливу середовища згідно з таблицею 4.1 Exposure Class according to Table 4.1 | | | | | | |
| | X0 | XC1 | XC2/XC3 | XC4 | XD1 | XD2/XS1 | XD3/XS2/XS3 |
| Проектний строк служби 100 років Design Working Life of 100 years | Збільшення класу на 2 Increase class by 2 | | | | | | |
| Клас міцності ^{1) 2)} Strength Class ^{1) 2)} | ≥C30/37 | ≥C35/45 | ≥C40/50 | | | ≥C45/55 | |
| | Зменшення класу на 1 Reduce class by 1 | | | | | | |
| Елементи з геометрією плит (будівельні процеси не впливають на розташування арматури) Member with slab geometry (position of reinforcement not affected by construction process) | Зменшення класу на 1 Reduce class by 1 | | | | | | |
| Забезпечено спеціальний контроль якості виготовлення бетону Special Quality Control of the concrete production ensured | Зменшення класу на 1 Reduce class by 1 | | | | | | |
| Примітки до таблиці 4.3N | | | | Notes to table 4.3N | | | |
| ¹⁾ Вважається, що існує зв'язок між класом міцності і В/Ц відношенням. Для досягнення низької водопроникності може підбиратись спеціальна суміш (тип цементу, значення В/Ц, дрібні заповнювачі). ²⁾ Границю можна знижувати на 1 клас міцності, якщо має місце втягування повітря більш ніж 4%. | | | | ¹⁾ The strength class and w/c ratio are considered to be related values. A special composition (type of cement, w/c value, fine fillers) with the intent to produce low permeability may be considered. ²⁾ The limit may be reduced by one strength class if air entrainment of more than 4% is applied. | | | |

Таблиця 4.4N – Величини мінімального захисного шару $c_{min, dur}$ за вимогами довговічності для звичайної арматурної сталі, згідно з EN 10080

Table 4.4N – Values of minimum cover, $c_{min, dur}$, requirements with regard to durability for reinforcement steel in accordance with EN 10080.

| Вимоги навколишнього середовища до $c_{min, dur}$, мм Environmental Requirement for $c_{min, dur}$ (mm) | | | | | | | |
|---|--|-----|---------|-----|---------|---------|---------|
| Клас конструкцій Structural Class | Класи впливу середовища згідно з таблицею 4.1 Exposure Class according to Table 4.1 | | | | | | |
| | X0 | XC1 | XC2/XC3 | XC4 | XD1/XS1 | XD2/XS2 | XD3/XS3 |
| S1 | 10 | 10 | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 |
| S2 | 10 | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 |
| S3 | 10 | 10 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 |
| S4 | 10 | 15 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 |
| S5 | 15 | 20 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 |
| S6 | 20 | 25 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 |

Таблиця 4.5N – Величини мінімального захисного шару $c_{min, dur}$ за вимогами довговічності для напруженої арматурної сталі

Table 4.5N – Values of minimum cover, $c_{min, dur}$, requirements with regard to durability for prestressing steel

| Вимоги навколишнього середовища до $c_{min, dur}$, мм Environmental Requirement for $c_{min, dur}$ (mm) | | | | | | | |
|---|--|-----|---------|-----|---------|---------|---------|
| Клас конструкцій Structural Class | Класи впливу середовища згідно з таблицею 4.1 Exposure Class according to Table 4.1 | | | | | | |
| | X0 | XC1 | XC2/XC3 | XC4 | XD1/XS1 | XD2/XS2 | XD3/XS3 |
| S1 | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 |
| S2 | 10 | 15 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 |
| S3 | 10 | 20 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 |
| S4 | 10 | 25 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 |
| S5 | 15 | 30 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 |
| S6 | 20 | 35 | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 |

(6) Захисний шар необхідно збільшувати на додаткову складову безпеки $\Delta c_{dur, \gamma}$.

Примітка. Величина $\Delta c_{dur, \gamma}$ може визначатись для конкретної країни національним додатком. Рекомендована величина 0 мм.

(7) При застосуванні нержавіючої сталі або вжиття інших спеціальних заходів мінімальний захисний шар може зменшуватись на $\Delta c_{dur, st}$. У таких випадках необхідно враховувати впливи всіх відповідних характеристик матеріалів, включно із зчепленням.

Примітка. Величина $\Delta c_{dur, st}$ може визначатись для конкретної країни національним додатком. Рекомендована величина без додаткового визначення 0 мм.

(8) Для бетону із додатковим захистом (наприклад, покриттям), мінімальний захисний шар може зменшуватись на $\Delta c_{dur, add}$.

Примітка. Величина $\Delta c_{dur, add}$ може визначатись для конкретної країни національним додатком. Рекомендована величина без додаткового визначення 0 мм.

(9) Якщо монолітний бетон укладається поверх інших бетонних елементів (збірних або монолітних), мінімальний захисний шар до поверхні контакту може зменшуватись до величини, яка забезпечує необхідне зчеплення (див. (3) вище), за умови:

- клас бетону за міцністю не менше C25/30,
- час впливу зовнішнього середовища на поверхню бетону короткий (< 28 діб),
- поверхня шорстка.

(6) The concrete cover should be increased by the additive safety element $\Delta c_{dur, \gamma}$.

Note: The value of $\Delta c_{dur, \gamma}$ for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is 0 mm.

(7) Where stainless steel is used or where other special measures have been taken, the minimum cover may be reduced by $\Delta c_{dur, st}$. For such situations the effects on all relevant material properties should be considered, including bond.

Note: The value of $\Delta c_{dur, st}$ for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value, without further specification, is 0 mm.

(8) For concrete with additional protection (e.g. coating) the minimum cover may be reduced by $\Delta c_{dur, add}$.

Note: The value of $\Delta c_{dur, add}$ for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value, without further specification, is 0 mm.

(9) Where in-situ concrete is placed against other concrete elements (precast or in-situ) the minimum concrete cover of the reinforcement to the interface may be reduced to a value corresponding to the requirement for bond (see (3) above) provided that:

- the strength class of concrete is at least C25/30,
- the exposure time of the concrete surface to an outdoor environment is short (< 28 days),
- the interface has been roughened.

(10) Для незчепленої напруженої арматури захисний шар повинен забезпечуватись згідно з Європейським технічним ухваленням.

(11) Для нерівної поверхні (наприклад, виступні заповнювачі) мінімальний захисний шар необхідно збільшувати щонайменше на 5 мм.

(12) Коли передбачається можливість впливу на бетон хімічного агресивного середовища або заморожування/відтавання (клас XF і XA), необхідно приділити особливу увагу складу бетону (розділ 6 EN 206-1). Захисний шар, прийнятий згідно з 4.4, як правило, достатній у таких випадках.

(13) При стиранні бетону особливу увагу необхідно приділити підбору наповнювачів згідно з EN 206-1. Зазвичай рекомендується вирішувати питання стирання бетону шляхом збільшення захисного шару (додатковий шар). У цьому випадку мінімальний захисний шар c_{min} необхідно збільшувати на k_1 для класу на стирання XM1, k_2 для XM2 і k_3 для XM3.

Примітка. Клас стирання XM1 означає помірне стирання, наприклад, для елементів на промислових майданчиках із часто проїжджаним транспортом із надувними шинами. Клас стирання XM2 означає інтенсивне стирання, наприклад, для елементів на промислових майданчиках з часто проїжджаними навантажувачами з шинами із цільної гуми. Клас стирання XM3 означає екстремальне стирання, наприклад, для елементів на промислових майданчиках із часто проїжджаними навантажувачами з шинами із каучуку або сталі або гусеничного транспорту. Величини k_1 , k_2 і k_3 можуть встановлюватись для конкретної країни у національному додатку. Рекомендуються значення відповідно 5 мм, 10 мм і 15 мм.

4.4.1.3 Допуск у проекті на відхилення

(1)P При визначенні номінального захисного шару c_{nom} до його мінімального значення необхідно додати допуск на відхилення Δc_{dev} . Необхідний мінімальний захисний шар необхідно збільшити на абсолютне значення допустимого від'ємного відхилення.

Примітка. Величина Δc_{dev} може встановлюватись для конкретної країни у національному додатку. Рекомендоване значення – 10 мм.

(2) Допустимі відхилення для будівель надано у ENV 13670-1. Зазвичай, вони прийнятні і для інших типів споруд. Ці величини необхідно враховувати під час проектування при визначенні номінального захисного шару. Номінальна

(10) For unbonded tendons the cover should be provided in accordance with the European Technical Approval.

(11) For uneven surfaces (e.g. exposed aggregate) the minimum cover should be increased by at least 5 mm.

(12) Where freeze/thaw or chemical attack on concrete (Classes XF and XA) is expected special attention should be given to the concrete composition (see EN 206-1 Section 6). Cover in accordance with 4.4 will normally be sufficient for such situations.

(13) For concrete abrasion special attention should be given on the aggregate according to EN 206-1. Optionally concrete abrasion may be allowed for by increasing the concrete cover (sacrificial layer). In that case the minimum cover c_{min} should be increased by k_1 for Abrasion Class XM1, by k_2 for XM2 and by k_3 for XM3.

Note: Abrasion Class XM1 means a moderate abrasion like for members of industrial sites frequented by vehicles with air tyres. Abrasion Class XM2 means a heavy abrasion like for members of industrial sites frequented by fork lifts with air or solid rubber tyres. Abrasion Class XM3 means an extreme abrasion like for members industrial sites frequented by fork lifts with elastomer or steel tyres or track vehicles.

The values of k_1 , k_2 and k_3 for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended values are 5 mm, 10 mm and 15 mm.

4.4.1.3 Allowance in design for deviation

(1)P To calculate the nominal cover, c_{nom} , an addition to the minimum cover shall be made in design to allow for the deviation (Δc_{dev}). The required minimum cover shall be increased by the absolute value of the accepted negative deviation.

Note: The value of Δc_{dev} for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is 10 mm.

(2) For Buildings, ENV 13670-1 gives the acceptable deviation. This is normally also sufficient for other types of structures. It should be considered when choosing the value of nominal cover for design. The nominal value of cover for design

величина захисного шару повинна використовуватись при розрахунках і вказуватись у кресленнях, окрім випадків, коли обґрунтовано вибір іншої величини захисного шару (наприклад, мінімальне значення).

(3) В окремих випадках прийняте відхилення, а, значить, і допуск Δc_{dev} може зменшуватись.

Примітка. Зменшення Δc_{dev} для таких випадків може встановлюватись для конкретної країни у національному додатку. Рекомендуються наступні величини:

– якщо процес виготовлення здійснюється за системою забезпечення якості, у якій моніторинг включає вимірювання захисного шару бетону, то допуск Δc_{dev} може зменшуватись у межах:

$$10 \text{ мм} \geq \Delta c_{dev} \geq 5 \text{ мм}; \quad (4.3N)$$

$$10 \text{ мм} \geq \Delta c_{dev} \geq 5 \text{ мм};$$

– якщо для моніторингу забезпечується застосування вимірювальних приладів дуже високої точності та при виготовленні перевіряються всі елементи (наприклад, збірні елементи), проектний допуск Δc_{dev} на відхилення може зменшуватись у межах:

$$10 \text{ мм} \geq \Delta c_{dev} \geq 0 \text{ мм}; \quad (4.3N)$$

$$10 \text{ мм} \geq \Delta c_{dev} \geq 0 \text{ мм};$$

(4) При укладанні бетону на нерівну поверхню мінімальний захисний шар може збільшуватись шляхом встановлення більшого проектного допуску. Збільшення повинно відповідати перепадам внаслідок нерівностей, але мінімальний захисний шар повинен бути рівним, щонайменше, k_1 мм при укладанні бетону на підготовлену ґрунтову основу (включаючи бетонну підготовку), і k_2 мм – при укладанні бетону безпосередньо на ґрунт. Захисний шар для арматури при будь-яких характеристиках поверхні, таких як рифлене оздоблення або виступні заповнювачі, також повинен збільшуватись з урахуванням нерівномірності поверхні (4.4.1.2 (11)).

Примітка. Значення k_1 і k_2 можуть встановлюватись для конкретної країни у національному додатку. Рекомендуються величини 40 мм та 75 мм відповідно.

should be used in the calculations and stated on the drawings, unless a value other than the nominal cover is specified (e.g. minimum value).

(3) In certain situations, the accepted deviation and hence allowance, Δc_{dev} , may be reduced.

Note: The reduction in Δc_{dev} in such circumstances for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended values are:

– where fabrication is subjected to a quality assurance system, in which the monitoring includes measurements of the concrete cover, the allowance in design for deviation Δc_{dev} may be reduced:

– where it can be assured that a very accurate measurement device is used for monitoring and non conforming members are rejected (e.g. precast elements), the allowance in design for deviation Δc_{dev} may be reduced:

(4) For concrete cast against uneven surfaces, the minimum cover should generally be increased by allowing larger deviations in design. The increase should comply with the difference caused by the unevenness, but the minimum cover should be at least k_1 mm for concrete cast against prepared ground (including blinding) and k_2 mm for concrete cast directly against soil. The cover to the reinforcement for any surface feature, such as ribbed finishes or exposed aggregate, should also be increased to take account of the uneven surface (see 4.4.1.2 (11)).

Note: The values of k_1 and k_2 for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended values are 40 mm and 75 mm.

5 КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗРАХУНОК

5.1 Загальні положення

5.1.1 Загальні вимоги

(1)Р Метою конструктивного розрахунку є визначення розподілу внутрішніх сил і моментів або напружень, деформацій і переміщень для всієї конструкції або її частини. За необхідності, повинен виконуватись додатковий місцевий розрахунок.

Примітка. Для більшості звичайних випадків розрахунок буде використовуватись для визначення розподілу внутрішніх сил і моментів, а кінцева перевірка або демонстрація опору поперечних перерізів ґрунтується на наслідках цих впливів; однак, для певних особливих елементів методи розрахунку (наприклад, метод скінченних елементів) дають переважно напруження, деформації і переміщення, а не внутрішні сили і моменти. Для застосування цих даних і одержання відповідних результатів перевірки потрібно використати спеціальні методи.

(2) Місцеві розрахунки необхідні, коли умова про лінійний розподіл деформацій неприйнятна, наприклад:

- в околицях опор,
- у місцях зосередженого навантаження,
- у вузлах з'єднань колон і балок,
- у зонах заанкерування,
- у місцях зміни поперечного перерізу.

(3) При плоско-паралельних полях напружень для визначення армування може використовуватись спрощений метод.

Примітка. Спрощений метод наведено у додатку F.

(4)Р Розрахунок повинен виконуватись із використанням ідеалізації як геометрії, так і характеру роботи конструкції. Вибрана ідеалізація повинна відповідати характеру задачі, яка розв'язується.

(5) У розрахунку повинні розглядатись геометрія і властивості конструкції та характер її роботи на кожній стадії будівництва.

(6)Р У розрахунку необхідно враховувати вплив геометрії і властивостей конструкції на характер її роботи на кожній стадії будівництва.

(7) Загальноприйнятою ідеалізацією характеру роботи, яка використовується при розрахунку, є:

- лінійно-пружний характер роботи (див. 5.4);
- лінійно-пружний характер роботи з обмеженим перерозподілом (див. 5.5);

5 STRUCTURAL ANALYSIS

5.1 General

5.1.1 General requirements

(1)P The purpose of structural analysis is to establish the distribution of either internal forces and moments, or stresses, strains and displacements, over the whole or part of a structure. Additional local analysis shall be carried out where necessary.

Note: In most normal cases analysis will be used to establish the distribution of internal forces and moments, and the complete verification or demonstration of resistance of cross sections is based on these action effects; however, for certain particular elements, the methods of analysis used (e.g. finite element analysis) give stresses, strains and displacements rather than internal forces and moments. Special methods are required to use these results to obtain appropriate verification.

(2) Local analyses may be necessary where the assumption of linear strain distribution is not valid, e.g.:

- in the vicinity of supports,
- local to concentrated loads,
- in beam-column intersections,
- in anchorage zones,
- at changes in cross section.

(3) For in-plane stress fields a simplified method for determining reinforcement may be used.

Note: A simplified method is given in Annex F.

(4)P Analyses shall be carried out using idealisations of both the geometry and the behaviour of the structure. The idealisations selected shall be appropriate to the problem being considered.

(5) The geometry and the properties of the structure and its behaviour at each stage of construction shall be considered in the design.

(6)P The effect of the geometry and properties of the structure on its behaviour at each stage of construction shall be considered in the design

(7) Common idealisations of the behaviour used for analysis are:

- linear elastic behaviour (see 5.4);
- linear elastic behaviour with limited redistribution (see 5.5);

- пластичний характер роботи (див. 5.6), який включає стрижневу модель (див. 5.6.4);
- нелінійний характер роботи (див. 5.7).

(8) У будівлях впливи поперечних і осьових зусиль на деформацію лінійних елементів і плит можуть не враховуватись, якщо можна передбачити, що вони будуть становити менше ніж 10% від зусиль, спричинених згином.

5.1.2 Особливі вимоги для фундаментів

(1)P Якщо взаємодія "основа-споруда" суттєво впливає на характер дій у споруді, то характеристики ґрунтів і вплив взаємодії повинні враховуватись згідно з EN 1997-1.

Примітка. Подальша інформація стосовно розрахунку фундаментів неглибокого закладання наведена у додатку G.

(2) При проектуванні фундаментів на природній основі для представлення взаємодії "основа-споруда" можуть застосовуватись відповідні спрощені моделі.

Примітка. Зазвичай, для окремо розташованих фундаментів і пальових ростверків впливами взаємодії "споруда-основа" можна знехтувати.

(3) Для розрахунку несучої здатності окремих паль при визначенні впливів необхідно враховувати взаємодію між палями, ростверком і ґрунтом основи.

(4) Якщо палі розташовано у декілька рядів, вплив на кожну палю необхідно визначати через аналіз взаємодії між ними.

(5) Цю взаємодію можна не враховувати, якщо відстань у чистоті між палями у два і більше разів перевищує діаметр палі.

5.1.3 Випадки навантажень і сполучень

(1)P (1)P При аналізі сполучень навантажень (розділ 6 EN 1990), повинні розглядатись відповідні випадки з метою визначення всіх перерізів конструкції або її частин, де можливе виникнення критичних розрахункових умов.

Примітка. Якщо у конкретній країні необхідно використовувати спрощення стосовно кількості та класифікації навантажень, надається посилання на її національний додаток. Для будівель рекомендується наступна спрощена класифікація навантажень:

(а) знакозмінні прольоти несуть розрахункове змінне та постійне навантаження ($\gamma_Q Q_k + \gamma_G G_k + P_m$), інші прольоти несуть тільки розрахункове постійне навантаження $\gamma_G G_k + P_m$, і

- plastic behaviour (see 5.6), including strut and tie models (see 5.6.4);
- non-linear behaviour (see 5.7).

(8) In buildings, the effects of shear and axial forces on the deformations of linear elements and slabs may be ignored where these are likely to be less than 10% of those due to bending.

5.1.2 Special requirements for foundations

(1)P Where ground-structure interaction has significant influence on the action effects in the structure, the properties of the soil and the effects of the interaction shall be taken into account in accordance with EN 1997-1.

Note: For more information concerning the analysis of shallow foundations see Annex G.

(2) For the design of spread foundations, appropriately simplified models for the description of the soil-structure interaction may be used.

Note: For simple pad footings and pile caps the effects of soil-structure interaction may usually be ignored.

(3) For the strength design of individual piles the actions should be determined taking into account the interaction between the piles, the pile cap and the supporting soil.

(4) Where the piles are located in several rows, the action on each pile should be evaluated by considering the interaction between the piles.

(5) This interaction may be ignored when the clear distance between the piles is greater than two times the pile diameter.

5.1.3 Load cases and combinations

(1)P In considering the combinations of actions, see EN 1990 Section 6, the relevant cases shall be considered to enable the critical design conditions to be established at all sections, within the structure or part of the structure considered.

Note: Where a simplification in the number of load arrangements for use in a Country is required, reference is made to its National Annex. The following simplified load arrangements are recommended for buildings:

(a) alternate spans carrying the design variable and permanent load ($\gamma_Q Q_k + \gamma_G G_k + P_m$), other spans carrying only the design permanent load $\gamma_G G_k + P_m$, and

(b) будь-які два прилеглих прольоти несуть розрахункове змінне та постійне навантаження ($\gamma_Q \cdot Q_k + \gamma_G \cdot G_k + P_m$). Всі інші прольоти несуть тільки розрахункове постійне навантаження $\gamma_G \cdot G_k + P_m$.

5.1.4 Впливи другого порядку

(1)P Впливи другого порядку (розділ 1 EN 1990) повинні враховуватись, якщо передбачається, що вони можуть суттєво вплинути на загальну стійкість конструкції і на досягнення граничного стану у критичних перерізах.

(2) Впливи другого порядку повинні враховуватись згідно з 5.8.

(3) Для будівель впливами другого порядку нижче певних граничних значень можна знехтувати (див. 5.8.2 (6)).

5.2 Геометричні неточності

(1)P Несприятливі впливи від можливих відхилень у геометрії конструкції та розташуванні навантажень повинні враховуватись при розрахунку елементів і конструкцій.

Примітка. Відхилення у розмірах поперечних перерізів, зазвичай, враховуються коефіцієнтами надійності за матеріалами. Їх додатково не потрібно включати у конструктивний розрахунок. Мінімальний ексцентриситет для розрахунку поперечного перерізу наведено у 6.1 (4).

(2)P Неточності повинні враховуватись для граничних станів при довготривалих і аварійних розрахункових випадках.

(3) Неточності необхідно враховувати для граничних станів за придатністю до експлуатації.

(4) Нижченаведені положення застосовуються для центрально стиснутих елементів і конструкцій при вертикальному навантаженні переважно у будівлях. Числові значення відносяться до звичайних відхилень при зведенні (клас 1 за ENV 13670). При використанні інших відхилень (наприклад, клас 2), значення повинні уточнюватись відповідним чином.

(5) Неточності можуть виражатись через нахил θ_1 , виражений як:

$$\theta_1 = \theta_0 \alpha_h \alpha_m, \quad (5.1)$$

де:

θ_0 – базове значення;

α_h – понижуючий коефіцієнт для довжини або висоти: $\alpha_h = 2 / \sqrt{2l}$; $2 / 3 \leq \alpha_h \leq 1$;

(b) any two adjacent spans carrying the design variable and permanent loads ($\gamma_Q \cdot Q_k + \gamma_G \cdot G_k + P_m$). All other spans carrying only the design permanent load $\gamma_G \cdot G_k + P_m$.

5.1.4 Second order effects

(1)P Second order effects (see EN 1990 Section 1) shall be taken into account where they are likely to affect the overall stability of a structure significantly and for the attainment of the ultimate limit state at critical sections.

(2) Second order effects should be taken into account according to 5.8.

(3) For buildings, second order effects below certain limits may be ignored (see 5.8.2 (6)).

5.2 Geometric imperfections

(1)P The unfavourable effects of possible deviations in the geometry of the structure and the position of loads shall be taken into account in the analysis of members and structures.

Note: Deviations in cross section dimensions are normally taken into account in the material safety factors. These should not be included in structural analysis. A minimum eccentricity for cross section design is given in 6.1 (4).

(2)P Imperfections shall be taken into account in ultimate limit states in persistent and accidental design situations.

(3) Imperfections need not be considered for serviceability limit states.

(4) The following provisions apply for members with axial compression and structures with vertical load, mainly in buildings. Numerical values are related to normal execution deviations (Class 1 in ENV 13670). With the use of other deviations (e.g. Class 2), values should be adjusted accordingly.

(5) Imperfections may be represented by an inclination, θ_1 , given by:

where

θ_0 – is the basic value:

α_h – is the reduction factor for length or height: $\alpha_h = 2 / \sqrt{2l}$; $2 / 3 \leq \alpha_h \leq 1$;

α_m – понижуючий коефіцієнт для кількості елементів: $\alpha_m = \sqrt{0,5(1+1/m)}$;

l – довжина або висота, м, (див. (4))

m – кількість вертикальних елементів, що формують сумарне значення.

Примітка. Величина θ_0 для конкретної країни може встановлюватись у національному додатку. Рекомендовано значення 1/200.

(6) У виразі (5.1) значення l і m залежать від впливу, що розглядається, і для якого вирізняють три основних класи (рисунок 5.1):

- вплив на окремих елемент: l = фактичній довжині елемента, $m = 1$;
- вплив на систему в'язей: l = висоті будівлі, m = кількості вертикальних елементів, що передають горизонтальні зусилля на систему в'язей;
- вплив на диски перекриттів та покриттів, які розподіляють горизонтальні навантаження: l = висоті поверху, m = кількості вертикальних елементів у поверсі (поверхах), що формують сумарне значення горизонтальної сили на перекриття.

(7) Для окремих елементів (див. 5.8.1) вплив неточностей може враховуватись двома альтернативними способами а) або б):

а) – як певний ексцентриситет e_i , виражений через:

$$e_i = \theta_i l_0 / 2, \quad (5.2)$$

де l_0 – фактична довжина, див. 5.8.3.2.

Для стін і окремих колон, розкріплених системою в'язей з метою спрощення, завжди може використовуватись $e_i = l_0/400$, що відповідає $\alpha_h = 1$.

б) – як певна поперечна сила H_i розташована так, щоб викликати максимальний момент:

для не розкріпленого в'язями елемента (рисунок 5.1 а1):

$$H_i = \theta_i N; \quad (5.3a)$$

для розкріпленого в'язями елемента (рисунок 5.1 а2):

$$H_i = 2\theta_i N, \quad (5.3b)$$

де N – осьове навантаження.

Примітка. Ексцентриситет підходить для статично визначених елементів, тоді як поперечне навантаження може використовуватись як для статично визначених, так і невизначених елементів. Сила H_i може розділятися на декілька еквівалентних поперечних впливів.

α_m – is the reduction factor for number of members: $\alpha_m = \sqrt{0,5(1+1/m)}$;

l – is the length or height [m], see (4)

m – is the number of vertical members contributing to the total effect.

Note: The value of θ_0 for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is 1/200.

(6) In Expression (5.1), the definition of l and m depends on the effect considered, for which three main cases can be distinguished (see also Figure 5.1):

- Effect on isolated member: l = actual length of member, $m = 1$;
- Effect on bracing system: l = height of building, m = number of vertical members contributing to the horizontal force on the bracing system;
- Effect on floor or roof diaphragms distributing the horizontal loads: l = storey height, m = number of vertical elements in the storey(s) contributing to the total horizontal force on the floor.

(7) For isolated members (see 5.8.1), the effect of imperfections may be taken into account in two alternative ways a) or b):

a) as an eccentricity, e_i , given by

where l_0 – is the effective length, see 5.8.3.2.

For walls and isolated columns in braced systems, $e_i = l_0/400$ may always be used as a simplification, corresponding to $\alpha_h = 1$.

b) as a transverse force, H_i , in the position that gives maximum moment:

for unbraced members (see Figure 5.1 a1):

for braced members (see Figure 5.1 a2):

where N is the axial load.

Note: Eccentricity is suitable for statically determinate members, whereas transverse load can be used for both determinate and indeterminate members. The force H_i may be substituted by some other equivalent transverse action.

(8) Для споруд вплив нахилу θ_i може виражатись через поперечні сили, які враховуються у розрахунку разом з іншими впливами.

Вплив на в'язеву систему (рисунок 5.1 b):

$$H_i = \theta_i (N_b - N_a) . \quad (5.4)$$

Вплив на диск перекриття (рисунок 5.1 c1):

$$H_i = \theta_i (N_b + N_a) / 2 . \quad (5.5)$$

Вплив на диск покриття (рисунок 5.1 c2):

$$H_i = \theta_i N_a , \quad (5.6)$$

де N_a і N_b – складові сили H_i вдовж осі.

(8) For structures, the effect of the inclination θ_i may be represented by transverse forces, to be included in the analysis together with other actions.

Effect on bracing system, (see Figure 5.1 b):

Effect on floor diaphragm, (see Figure 5.1 c1):

Effect on roof diaphragm, (see Figure 5.1 c2):

where N_a and N_b are longitudinal forces contributing to H_i .

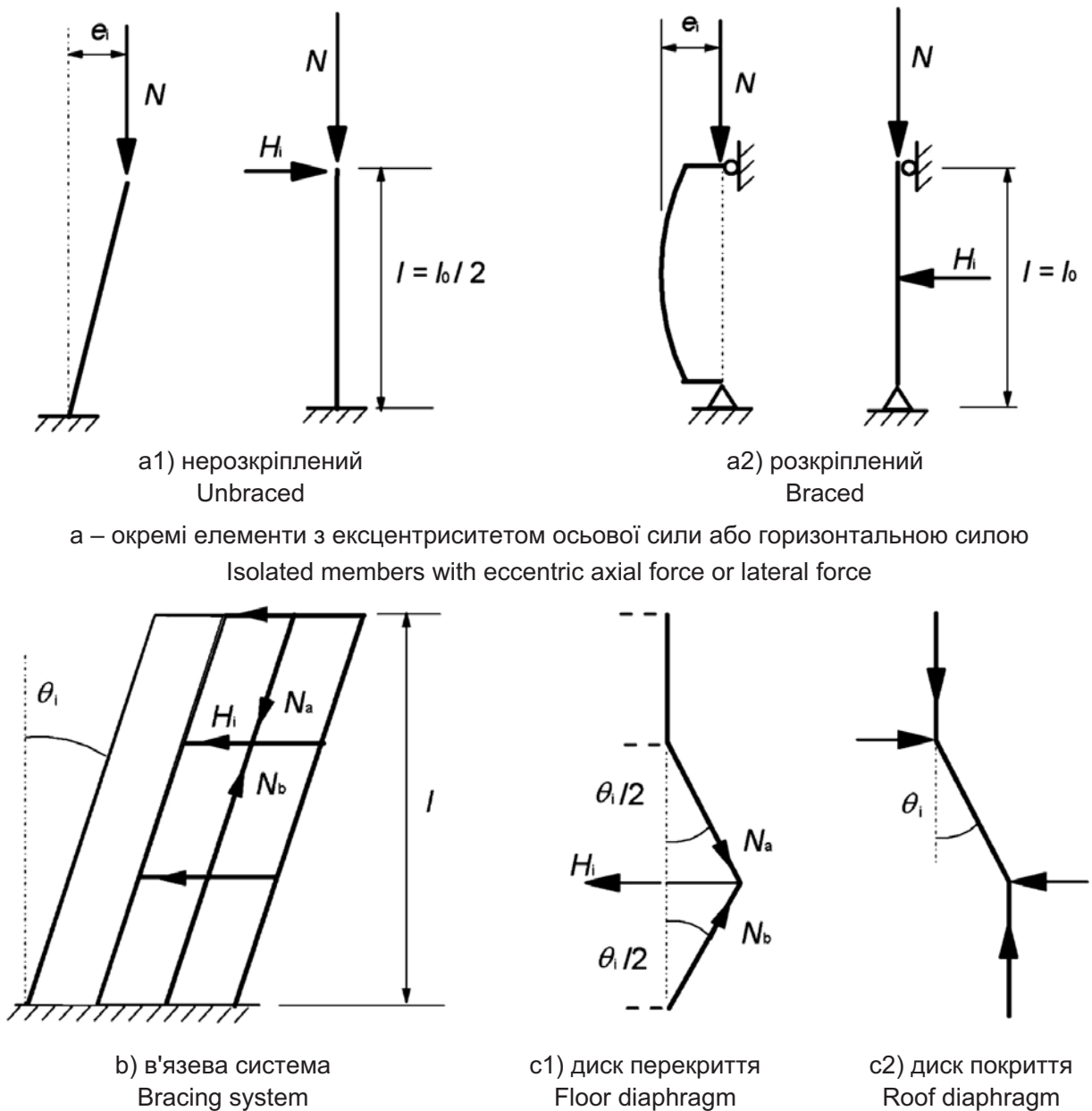


Рисунок 5.1 – Приклади впливу геометричних неточностей
Figure 5.1 – Examples of the effect of geometric imperfections

(9) Для стін і окремих колон, розкріплених системою в'язей, у якості альтернативного спрощення може використовуватись ексцентриситет $e_i = l_0 / 400$, який охоплює неточності, пов'язані із відхиленнями, що виникають при нормальному зведенні (див. 5.2(4)).

5.3 Ідеалізація споруди

5.3.1 Конструктивні моделі для загально-го розрахунку

(1)Р Елементи споруди класифікуються шляхом розгляду їх характеру і функціонування як балки, колони, плити, стіни, панелі, арки, оболонки тощо. Правила охоплюють розрахунок цих характерних елементів та споруд, що сформовані сукупністю таких елементів.

(2) Для будівель застосовуються нижченаведені положення (3)...(7):

(3) Балка – це елемент, у якого проліт не менше ніж у 3 рази перевищує загальну висоту перерізу. В іншому разі вона повинна розглядатись як балка-стінка.

(4) Плита – це елемент, у якого мінімальний розмір сторони не менше ніж у 5 разів перевищує загальну товщину плити.

(5) Плита, на яку прикладено переважно рівномірно розподілені навантаження, може розглядатись як така, що працює за балочною схемою, якщо:

- вона має дві вільні (не обперті) та практично паралельні грані або
- вона є центральною частиною практично прямокутної плити, обпертої по чотирьох гранях при співвідношенні довшого прольоту до коротшого більше 2.

(6) Ребристі або кесонні плити не потрібно розглядати як дискретні елементи для потреб розрахунку, якщо забезпечується умова, що полиця або верхня частина конструкції та поперечні ребра мають необхідну жорсткість на кручення. Це можна прийняти за умови, що:

- крок ребер не перевищує 1500 мм,
- висота ребер під полицею не перевищує у 4 рази їх ширину,
- товщина полиці щонайменше становить 1/10 відстані у чистоті між ребрами або 50 мм, яке із значень більше,
- поперечні ребра передбачені із кроком у чистоті, що не перевищує більше ніж у 10 разів загальну товщину плити.

(9) As a simplified alternative for walls and isolated columns in braced systems, an eccentricity $e_i = l_0 / 400$ may be used to cover imperfections related to normal execution deviations (see 5.2(4)).

5.3 Idealisation of the structure

5.3.1 Structural models for overall analysis

(1)P The elements of a structure are classified, by consideration of their nature and function, as beams, columns, slabs, walls, plates, arches, shells etc. Rules are provided for the analysis of the commoner of these elements and of structures consisting of combinations of these elements.

(2) For buildings the following provisions (3) to (7) are applicable:

(3) A beam is a member for which the span is not less than 3 times the overall section depth. Otherwise it should be considered as a deep beam.

(4) A slab is a member for which the minimum panel dimension is not less than 5 times the overall slab thickness.

(5) A slab subjected to dominantly uniformly distributed loads may be considered to be one way spanning if either:

- it possesses two free (unsupported) and sensibly parallel edges, or
- it is the central part of a sensibly rectangular slab supported on four edges with a ratio of the longer to shorter span greater than 2.

(6) Ribbed or waffle slabs need not be treated as discrete elements for the purposes of analysis, provided that the flange or structural topping and transverse ribs have sufficient torsional stiffness. This may be assumed provided that:

- the rib spacing does not exceed 1500 mm,
- the depth of the rib below the flange does not exceed 4 times its width,
- the depth of the flange is at least 1/10 of the clear distance between ribs or 50 mm, whichever is the greater,
- transverse ribs are provided at a clear spacing not exceeding 10 times the overall depth of the slab.

Мінімальна товщина плити 50 мм може бути зменшена до 40 мм, якщо між ребрами розташовано сталі модулі (стала структура).

(7) Колона – це елемент, у якого висота перерізу не перевищує ширину більше ніж у 4 рази, висота елемента щонайменше у 3 рази висоту перерізу. У іншому разі, вона повинна розглядатись як стіна.

5.3.2 Геометричні дані

5.3.2.1 Робоча ширина полиць (для всіх граничних станів)

(1)Р У таврових балках робоча ширина полиці, на якій можна допустити рівномірний розподіл напружень, залежить від розмірів стінки і полиці, виду навантаження, прольоту, умов опирання та поперечної арматури.

(2) Робоча ширина полиці повинна ґрунтуватись на відстані l_0 між точками нульового моменту, які можна взяти з рисунка 5.2.

Примітка. Довжина консолі l_3 повинна бути меншою ніж половина прилеглої прольоту, а співвідношення прилеглих прольотів повинно бути у межах між 2/3 і 1,5.

The minimum flange thickness of 50 mm may be reduced to 40 mm where permanent blocks are incorporated between the ribs.

(7) A column is a member for which the section depth does not exceed 4 times its width and the height is at least 3 times the section depth. Otherwise it should be considered as a wall.

5.3.2 Geometric data

5.3.2.1 Effective width of flanges (all limit states)

(1)P In T beams the effective flange width, over which uniform conditions of stress can be assumed, depends on the web and flange dimensions, the type of loading, the span, the support conditions and the transverse reinforcement.

(2) The effective width of flange should be based on the distance l_0 between points of zero moment, which may be obtained from Figure 5.2.

Note: The length of the cantilever, l_3 , should be less than half the adjacent span and the ratio of adjacent spans should lie between 2/3 and 1,5.

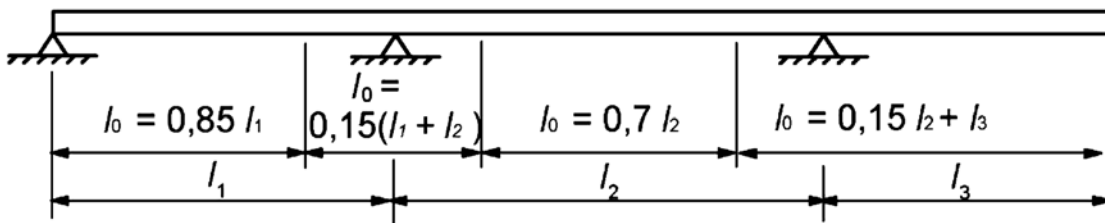


Рисунок 5.2 – Визначення l_0 для розрахунку робочої ширини полиці

Figure 5.2 – Definition of l_0 , for calculation of effective flange width

(3) Робоча ширина полиці b_{eff} для таврової або L – подібної балки може визначатись, як:

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b, \quad (5.7)$$

де:

(3) The effective flange width b_{eff} for a T beam or L beam may be derived as:

where:

$$b_{eff,i} = 0,2b_i + 0,1l_0 \leq 0,2l_0 \quad (5.7a)$$

i

and

$$b_{eff,i} \leq b_i \quad (5.7b)$$

(рисунки 5.2 і 5.3).

(for the notations see Figures 5.2 above and 5.3 below).

(4) Для конструктивного розрахунку, якщо не вимагається високої точності, можна прийняти постійну ширину вдовж усього прольоту. Необхідно приймати значення, яке прийнятне до прольотного поперечного перерізу.

(4) For structural analysis, where a great accuracy is not required, a constant width may be assumed over the whole span. The value applicable to the span section should be adopted.

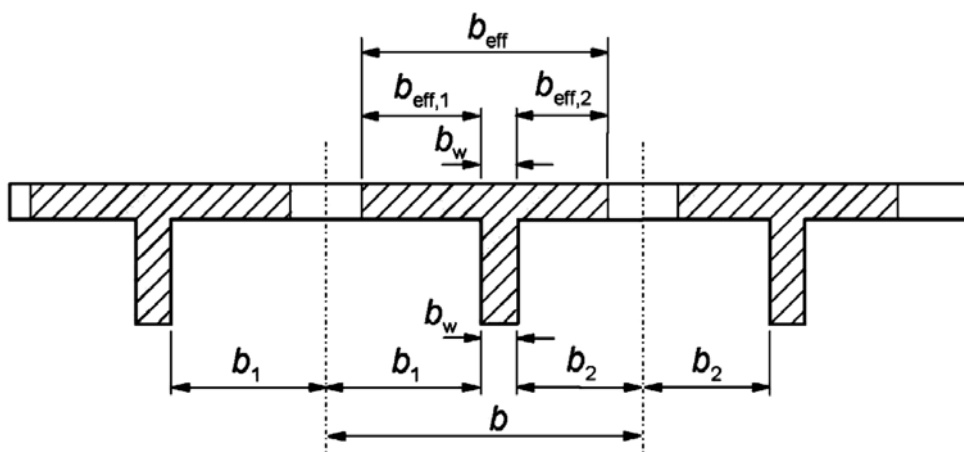


Рисунок 5.3 – Характеристики робочої ширини полиці
Figure 5.3 – Effective flange width parameters

5.3.2.2 Робочий проліт балок і плит у будівлях

Примітка. Нижченаведені положення надаються переважно для розрахунку елементів. Деякі із цих спрощень, у разі їх придатності, можуть застосовуватись для розрахунку рам.

(1) Робочий проліт елемента l_{eff} повинен обчислюватись так:

$$l_{eff} = l_n + a_1 + a_2, \quad (5.8)$$

де:

l_n – відстань у чистоті між гранями опор;

величини a_1 і a_2 на кожному з кінців прольоту можуть визначатись за відповідними значеннями a_i на рисунку 5.4, де t – ширина елемента обпирання.

(2) Нерозрізні плити і балки можуть, зазвичай, розраховуватись за умови, що опори не забезпечують ніякого опору повороту.

(3) Якщо балка або плита є монолітною з її опорами, критичний розрахунковий момент на опорі повинен дорівнювати тому, що діє на грані опори. Розрахунковий момент і реакція, що передається на елемент обпирання (наприклад, колону, стіну тощо), повинні, як правило, прийматись як більше із пружного або перерозподіленого значення.

Примітка. Момент на грані опори повинен бути не меншим ніж 0,65 від моменту, що виникає при жорсткому защемленні.

5.3.2.2 Effective span of beams and slabs in buildings

Note: The following provisions are provided mainly for member analysis. For frame analysis some of these simplifications may be used where appropriate.

(1) The effective span, l_{eff} , of a member should be calculated as follows:

where

l_n – is the clear distance between the faces of the supports;

values for a_1 and a_2 , at each end of the span, may be determined from the appropriate a_i values in Figure 5.4, where t is the width of the supporting element as shown.

(2) Continuous slabs and beams may generally be analysed on the assumption that the supports provide no rotational restraint.

(3) Where a beam or slab is monolithic with its supports, the critical design moment at the support should be taken as that at the face of the support. The design moment and reaction transferred to the supporting element (e.g. column, wall, etc.) should be generally taken as the greater of the elastic or redistributed values.

Note: The moment at the face of the support should not be less than 0,65 that of the full fixed end moment.

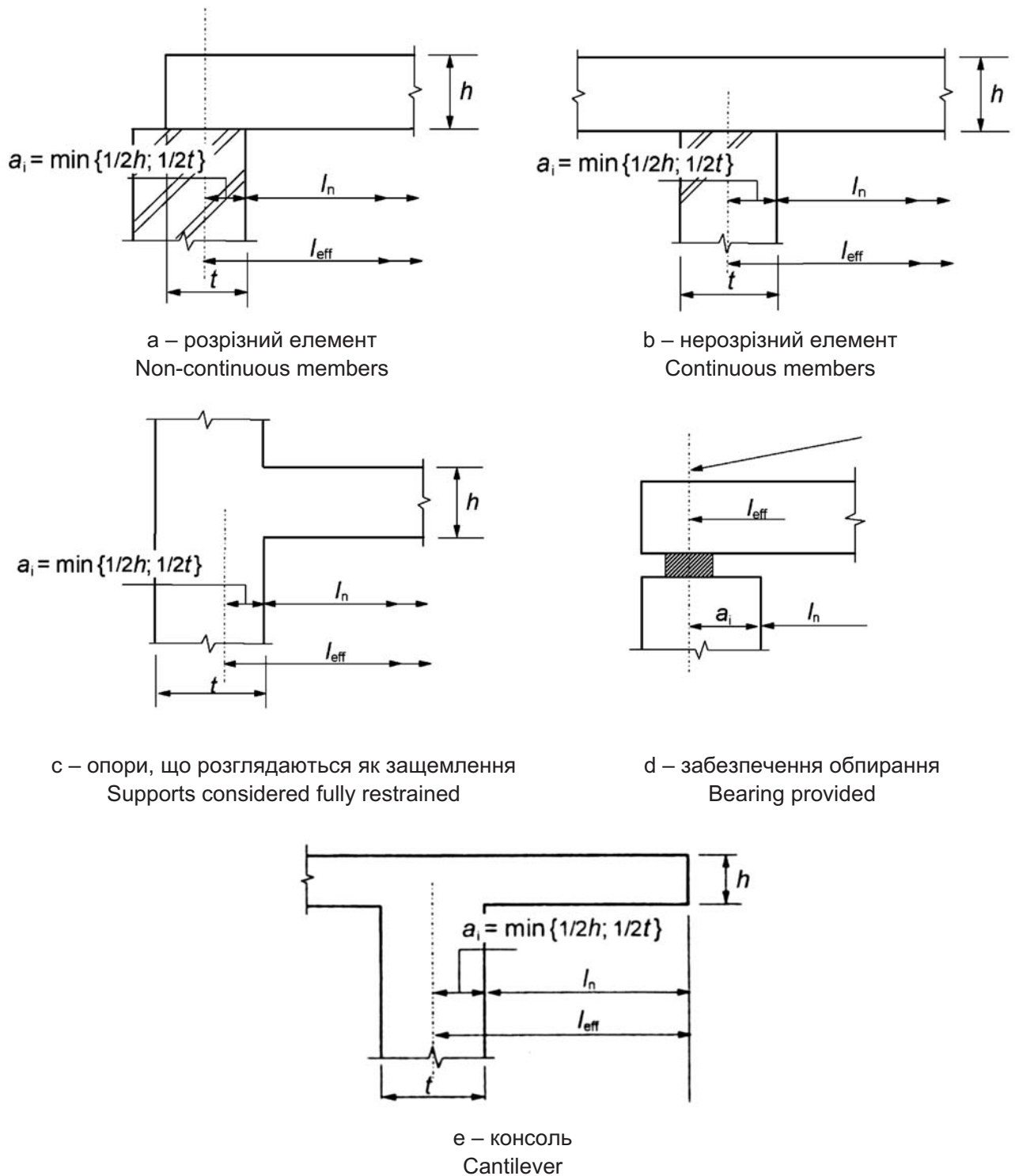


Рисунок 5.4 – Робочий проліт l_{eff} для різних умов обпирання

Figure 5.4 – Effective span l_{eff} for different support conditions

(4) Якщо балка або плита є нерозрізною і можна вважати, що опори не розкріплені від будь-якого повороту (наприклад, поверх стін), то використовується незалежний метод розрахунку, за якого розрахунковий опорний момент, обчислений для прольоту, що дорівнює відстані між центрами опор, може зменшуватись на величину ΔM_{Ed} , визначену за виразом:

(4) Regardless of the method of analysis used, where a beam or slab is continuous over a support which may be considered to provide no restraint to rotation (e.g. over walls), the design support moment, calculated on the basis of a span equal to the centre-to-centre distance between supports, may be reduced by an amount ΔM_{Ed} as follows:

$$\Delta M_{Ed} = F_{Ed, sup} t / 8, \quad (5.9)$$

де:

$F_{Ed, sup}$ – розрахункова опорна реакція;

t – ширина опори (рисунок 5.4 б)).

Примітка. При застосуванні опорних підшипників за t слід приймати ширину підшипника.

5.4 Лінійно-пружний розрахунок

(1) Лінійний розрахунок елементів на основі теорії пружності може застосовуватись для граничних станів за придатністю до експлуатації та за несучою здатністю і стійкістю.

(2) Для визначення впливу навантажень лінійний розрахунок може виконуватись за умов:

- (i) відсутності тріщин у перерізах,
- (ii) лінійної залежності "напруження-деформації" та
- (iii) середньої величини модуля пружності.

(3) Для температурної деформації, осідання і впливу усадки при граничному стані за несучою здатністю і стійкістю (ULS) можна приймати знижену жорсткість, що відповідає перерізу з тріщинами, нехтуючи жорсткістю на розтяг, але враховуючи вплив повзучості. При граничному стані за придатністю до експлуатації (SLS) необхідно розглядати поступовий розвиток тріщин.

5.5 Лінійно-пружний розрахунок з обмеженим перерозподілом

(1)P Вплив будь-якого перерозподілу моментів на всі аспекти розрахунку повинен враховуватись.

(2) Лінійний розрахунок з обмеженим перерозподілом може застосовуватись для аналізу конструктивних елементів при перевірці граничних станів за несучою здатністю і стійкістю (ULS).

(3) Моменти, визначені при лінійно-пружному розрахунку на граничні стани I групи, можуть перерозподілятись за умови, що результуючий перерозподіл моментів буде у рівновазі з прикладеними навантаженнями.

(4) У нерозрізних балках і плитах, які:

- a) переважно зазнають згину, і
- b) мають співвідношення прилеглих прольотів у діапазоні 0,5...2, перерозподіл згинальних моментів може здійснюватись без детальної перевірки на граничний кут повороту перерізу при забезпеченні наступних умов:

where:

$F_{Ed, sup}$ – is the design support reaction;

t – is the breadth of the support (see Figure 5.4 b)).

Note: Where support bearings are used t should be taken as the bearing width.

5.4 Linear elastic analysis

(1) Linear analysis of elements based on the theory of elasticity may be used for both the serviceability and ultimate limit states.

(2) For the determination of the action effects, linear analysis may be carried out assuming:

- i) uncracked cross sections,
- ii) linear stress-strain relationships and
- iii) mean value of the modulus of elasticity.

(3) For thermal deformation, settlement and shrinkage effects at the ultimate limit state (ULS), a reduced stiffness corresponding to the cracked sections, neglecting tension stiffening but including the effects of creep, may be assumed. For the serviceability limit state (SLS) a gradual evolution of cracking should be considered.

5.5 Linear elastic analysis with limited redistribution

(1)P The influence of any redistribution of the moments on all aspects of the design shall be considered.

(2) Linear analysis with limited redistribution may be applied to the analysis of structural members for the verification of ULS.

(3) The moments at ULS calculated using a linear elastic analysis may be redistributed, provided that the resulting distribution of moments remains in equilibrium with the applied loads.

(4) In continuous beams or slabs which:

- a) are predominantly subject to flexure and
- b) have the ratio of the lengths of adjacent spans in the range of 0,5 to 2, redistribution of bending moments may be carried out without explicit check on the rotation capacity, provided that:

$$\delta \geq k_1 + k_2 x_u / d \quad f_{ck} \leq 50 \text{ МПа (MPa)} , \quad (5.10a)$$

$$\delta \geq k_3 + k_4 x_u / d \quad f_{ck} > 50 \text{ МПа (MPa)} \quad (5.10b)$$

$\geq k_5$ – якщо використовується клас арматури В і С (додаток С);

$\geq k_6$ – якщо використовується клас арматури А (додаток С),

де:

δ – співвідношення перерозподіленого і пружного згинальних моментів;

x_u – висота нейтральної осі у граничному стані після перерозподілу;

d – робоча висота перерізу

Примітка. Величини k_1, k_2, k_3, k_4, k_5 і k_6 , для конкретної країни можуть встановлюватись у національному додатку. Рекомендованими є наступні значення: $k_1 = 0,44$; $k_2 = 1,25(0,6 + 0,0014/\varepsilon_{cu2})$; $k_3 = 0,54$; $k_4 = 1,25(0,6 + 0,0014/\varepsilon_{cu2})$; $k_5 = 0,7$ і $k_6 = 0,8$.

ε_{cu2} – граничні деформації згідно з таблицею 3.1.

(5) Перерозподіл не можна здійснювати, якщо не визначено з достатньою точністю граничний поворот перерізу (наприклад, стики попередньо напружених рам).

(6) При розрахунку колон пружні моменти, що діють від рам, повинні прикладатись без будь-якого перерозподілу.

5.6 Розрахунок з урахуванням пластичних деформацій

5.6.1 Загальні положення

(1)P Метод, що ґрунтується на урахуванні пластичних деформацій, повинен використовуватись тільки для перевірки граничних станів за міцністю і стійкістю (ULS).

(2)P Пластичність у критичних перерізах повинна бути достатньою для того, щоб передбачений механізм зміг сформуватись.

(3)P Розрахунок з урахування пластичних деформацій повинен ґрунтуватись або на методі нижньої межі (статичному), або на методі верхньої межі (кінематичному).

Примітка. Керівництво до національного додатка конкретної країни може містити додаткову несуперечливу інформацію.

(4) Впливами попереднього прикладання навантажень, зазвичай, можна знехтувати і вважати, що інтенсивність дій зростає монотонно.

$\geq k_5$ – where Class B and Class C reinforcement is used (see Annex C);

$\geq k_6$ – where Class A reinforcement is used (see Annex C),

where:

δ is the ratio of the redistributed moment to the elastic bending moment

x_u is the depth of the neutral axis at the ultimate limit state after redistribution

d is the effective depth of the section

Note: The values of k_1, k_2, k_3, k_4, k_5 and k_6 for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value for k_1 is 0,44, for k_2 is $1,25(0,6 + 0,0014/\varepsilon_{cu2})$, for $k_3 = 0,54$, for $k_4 = 1,25(0,6 + 0,0014/\varepsilon_{cu2})$, for $k_5 = 0,7$ and $k_6 = 0,8$.

ε_{cu2} – is the ultimate strain according to Table 3.1.

(5) Redistribution should not be carried out in circumstances where the rotation capacity cannot be defined with confidence (e.g. in the corners of prestressed frames).

(6) For the design of columns the elastic moments from frame action should be used without any redistribution.

5.6 Plastic analysis

5.6.1 General

(1)P Methods based on plastic analysis shall only be used for the check at ULS.

(2)P The ductility of the critical sections shall be sufficient for the envisaged mechanism to be formed.

(3)P The plastic analysis should be based either on the lower bound (static) method or on the upper bound (kinematic) method.

Note: A Country's National Annex Guidance may refer to non-contradictory complementary information.

(4) The effects of previous applications of loading may generally be ignored, and a monotonic increase of the intensity of actions may be assumed.

5.6.2 Розрахунок балок, рам і плит з урахування пластичних деформацій

(1)Р Розрахунок з урахування пластичних деформацій може використовуватись для граничних станів без здійснення безпосередньої перевірки граничного повороту перерізу за умови, що виконується вимога 5.6.1 (2)Р.

(2) Можна вважати, що необхідна пластичність забезпечується без детальної перевірки, якщо задовольняються наступні вимоги:

(i) площа розтягнутої арматури обмежена так, що у будь-якому перерізі:

$x_u/d \leq 0,25$ для бетону класів міцності $\leq C50/60$;

$x_u/d \leq 0,15$ для бетону класів міцності $\leq C55/67$;

(ii) застосовується арматурна сталь класів В або С;

(iii) співвідношення моментів на проміжних опорах і у прольоті повинно бути в межах 0,5...2.

(3) Колони необхідно перевіряти на дію максимальних пластичних моментів, що можуть передаватись від прилеглих елементів. Для з'єднань з безбалочним перекриттям цей момент повинен включатись у розрахунок на продавлювання.

(4) При виконанні розрахунку плит з урахування пластичних деформацій необхідно враховувати будь-яке нерівномірне армування, зусилля зчеплення і поворот незакріплених граней.

(5) Метод урахування пластичних деформацій можна поширити на плити несучільного перерізу (ребристі, порожнисті, кесонні плити), якщо їх реакція схожа із реакцією суцільної плити, особливо стосовно впливу кручення.

5.6.3 Граничний кут повороту перерізу

(1) Спрощена методика для нерозрізних балок і обпертих у одному напрямку плит ґрунтується на граничному куті повороту перерізів балок/плит у зонах розміром приблизно в 1,2 раза більших від висоти перерізу. Вважається, що у цих зонах виникають пластичні деформації (утворюється пластичний шарнір) при відповідному сполученні навантажень. Вважається, що перевірка за пластичним кутом повороту у граничному стані виконується, якщо показано, що при відповідному сполученні навантажень визначений кут повороту θ_s менший або дорівнює допустимому пластичному куту повороту (рисунок 5.5).

5.6.2 Plastic analysis for beams, frames and slabs

(1)P Plastic analysis without any direct check of rotation capacity may be used for the ultimate limit state if the conditions of 5.6.1 (2)P are met.

(2) The required ductility may be deemed to be satisfied without explicit verification if all the following are fulfilled:

i) the area of tensile reinforcement is limited such that, at any section:

$x_u/d \leq 0,25$ for concrete strength classes $\leq C50/60$;

$x_u/d \leq 0,15$ for concrete strength classes $\leq C55/67$;

ii) reinforcing steel is either Class B or C;

iii) the ratio of the moments at intermediate supports to the moments in the span should be between 0,5 and 2.

(3) Columns should be checked for the maximum plastic moments which can be transmitted by connecting members. For connections to flat slabs this moment should be included in the punching shear calculation.

(4) When plastic analysis of slabs is carried out account should be taken of any non-uniform reinforcement, corner tie down forces, and torsion at free edges.

(5) Plastic methods may be extended to non-solid slabs (ribbed, hollow, waffle slabs) if their response is similar to that of a solid slab, particularly with regard to the torsional effects.

5.6.3 Rotation capacity

(1) The simplified procedure for continuous beams and continuous one way spanning slabs is based on the rotation capacity of beam/slab zones over a length of approximately 1,2 times the depth of section. It is assumed that these zones undergo a plastic deformation (formation of yield hinges) under the relevant combination of actions. The verification of the plastic rotation in the ultimate limit state is considered to be fulfilled, if it is shown that under the relevant combination of actions the calculated rotation, θ_s , is less than or equal to the allowable plastic rotation (see Figure 5.5).

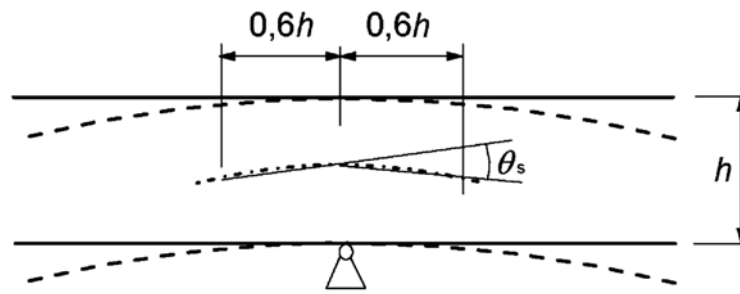


Рисунок 5.5 – Пластичний кут повороту θ_s залізобетонного перерізу нерозрізних балок і обпругих в одному напрямку плит

Figure 5.5 – Plastic rotation θ_s of reinforced concrete sections for continuous beams and continuous one way spanning slabs.

(2) У зонах пластичних шарнірів x_u/d не повинно перевищувати величини 0,45 для бетонів класів міцності менших або які дорівнюють C50/60, і 0,35 – для бетонів класів міцності більших або що дорівнюють C55/67.

(3) Кут повороту θ_s повинен визначатись на основі розрахункових величин навантажень та характеристик матеріалів і на основі середніх величин попереднього напруження у відповідний момент часу.

(4) Для спрощеної методики допустимий пластичний кут повороту може визначатись шляхом множення базової величини допустимого повороту $\theta_{pl,d}$ на коригуючий коефіцієнт k_λ , який залежить від гнучкості за поперечною силою.

Примітка. Величини $\theta_{pl,d}$ для конкретної країни можуть встановлюватись у національному додатку. Рекомендовані величини для сталей класів B і C (сталь класу A не рекомендується застосовувати при пластичному розрахунку) і бетонів класів нижчих або C50/60 і C90/105 наведено на рисунку 5.6N.

Величини для бетону класів C55/67...C90/105 можуть визначатись відповідною інтерполяцією. Значення гнучкості при дії поперечної сили $\lambda = 3,0$. Для інших значень гнучкості від поперечної сили $\theta_{pl,d}$ необхідно множити на k_λ :

$$k_\lambda = \sqrt{\lambda / 3}, \quad (5.11N)$$

де λ – відношення відстані між точками нульового і максимального моментів після перерозподілу та робочою висотою d .

Для спрощення λ може визначатись для узгоджених розрахункових величин згинального моменту та поперечної сили:

$$\lambda = M_{Sd} / (V_{Sd} \cdot d). \quad (5.12N)$$

(2) In regions of yield hinges, x_u/d shall not exceed the value 0,45 for concrete strength classes less than or equal to C50/60, and 0,35 for concrete strength classes greater than or equal to C55/67.

(3) The rotation θ_s should be determined on the basis of the design values for actions and materials and on the basis of mean values for prestressing at the relevant time.

(4) In the simplified procedure, the allowable plastic rotation may be determined by multiplying the basic value of allowable rotation, $\theta_{pl,d}$, by a correction factor k_λ that depends on the shear slenderness.

Note: Values of $\theta_{pl,d}$ for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended values for steel Classes B and C (the use of Class A steel is not recommended for plastic analysis) and concrete strength classes less than or equal to C50/60 and C90/105 are given in Figure 5.6N.

The values for concrete strength classes C 55/67 to C 90/105 may be interpolated accordingly. The values apply for a shear slenderness $\lambda = 3,0$. For different values of shear slenderness $\theta_{pl,d}$ should be multiplied by k_λ :

where λ is the ratio of the distance between point of zero and maximum moment after redistribution and effective depth, d .

As a simplification λ may be calculated for the concordant design values of the bending moment and shear :

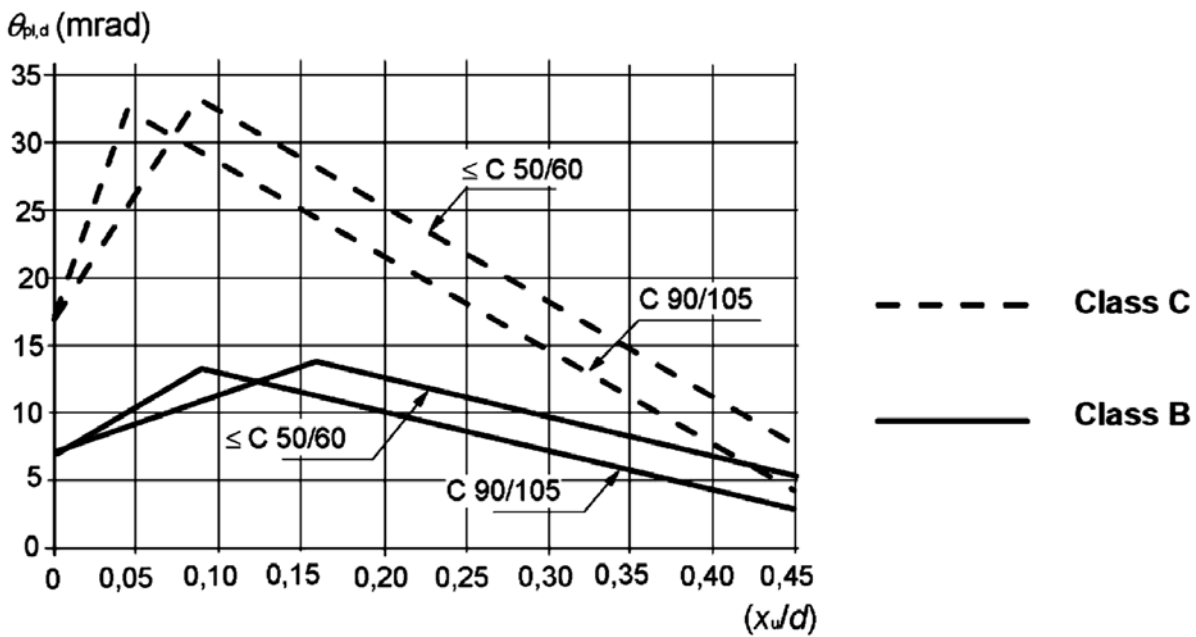


Рисунок 5.6N – Базова величина допустимого кута повороту $\theta_{pl,d}$ для залізобетонного перерізу при арматурі класів В і С. Величини застосовують при гнучкості на поперечну силу $\lambda = 3,0$

Figure 5.6N – Basic value of allowable rotation, $\theta_{pl,d}$, of reinforced concrete sections for Class B and C reinforcement. The values apply for a shear slenderness $\lambda = 3,0$

5.6.4 Розрахунок із застосуванням моделей стиснуто-розтягнутих елементів

(1) Моделі стиснуто-розтягнутих елементів можуть використовуватись для розрахунку на граничні стани за несучою здатністю і стійкістю нерозрізних ділянок (балки і плити з тріщинами див. 6.1...6.4) та для розрахунку за граничними станами (ULS) і конструювання дискретних ділянок (див. 6.5). Зазвичай, дискретні ділянки поширюються на відстань h (висоту перерізу елемента) від розривності. Моделі стиснуто-розтягнутих елементів також можуть використовуватись для елементів, у яких приймається лінійний розподіл у межах поперечного перерізу, наприклад, плоска деформація.

(2) Перевірка на граничні стани за придатністю до експлуатації (SLS) також може виконуватись із застосуванням моделей стиснуто-розтягнутих елементів, наприклад, перевірка напружень арматури і контроль ширини розкриття тріщин, якщо підтверджено відповідність моделей стиснуто-розтягнутих елементів (особливо розташування і напрям важливих стиснутих елементів, які повинні визначатись згідно з лінійно-пружною теорією).

5.6.4 Analysis with strut and tie models

(1) Strut and tie models may be used for design in ULS of continuity regions (cracked state of beams and slabs, see 6.1 – 6.4) and for the design in ULS and detailing of discontinuity regions (see 6.5). In general these extend up to a distance h (section depth of member) from the discontinuity. Strut and tie models may also be used for members where a linear distribution within the cross section is assumed, e.g. plane strain.

(2) Verifications in SLS may also be carried out using strut-and-tie models, e.g. verification of steel stresses and crack width control, if approximate compatibility for strut-and-tie models is ensured (in particular the position and direction of important struts should be oriented according to linear elasticity theory).

(3) Моделі стиснуто-розтягнутих елементів складаються із стиснутих елементів, які представляють поля напружень стиску, розтягнутих елементів, які представляють арматуру та вузлів з'єднання. Зусилля у елементах стиснуто-розтягнутих моделей повинні визначатись з дотриманням рівноваги із прикладеними навантаженнями у граничному стані. Розміри елементів стиснуто-розтягнутих моделей повинні встановлюватись згідно з правилами, наведеними у 6.5.

(4) Розтягнуті елементи стиснуто-розтягнутих моделей повинні збігатися за розміщенням і напрямком з відповідною арматурою.

(5) Можливі засоби розробки придатних стиснуто-розтягнутих моделей включають узгодження з контурами і розподілом напружень за лінійно-пружною теорією або за методом прикладання навантаження. Всі моделі стиснуто-розтягнутих елементів можуть оптимізуватись за допомогою енергетичних критеріїв.

5.7 Нелінійний розрахунок

(1) Нелінійні методи розрахунку можуть застосовуватись для обох груп граничних станів ULS і SLS за умови, що забезпечується рівновага і сумісність, та за відповідного нелінійного характеру роботи матеріалів. Розрахунок може бути першого або другого порядку.

(2) При граничному стані повинна перевірятись здатність місцевого поперечного перерізу сприймати будь-які передбачені розрахунком пружні деформації з відповідним урахуванням невизначеностей.

(3) Для конструкцій, що зазнають впливу переважно статичних навантажень, впливом попередніх навантажень, зазвичай, можна знехтувати та припускати, що зростання інтенсивності навантажень відбувається монотонно.

(4)P При застосуванні нелінійного розрахунку використовуються характеристики матеріалів, які відображають фактичну жорсткість, але при цьому необхідно враховувати невизначеності стосовно руйнування. Повинні застосовуватись тільки такі методики розрахунку, які справедливі в межах відповідних сфер.

(5) Для гнучких конструкцій, у яких не можна знехтувати впливами другого порядку, може застосовуватись метод розрахунку, наведений у 5.8.6.

(3) Strut-and-tie models consist of struts representing compressive stress fields, of ties representing the reinforcement, and of the connecting nodes. The forces in the elements of a strut-and-tie model should be determined by maintaining the equilibrium with the applied loads in the ultimate limit state. The elements of strut-and-tie models should be dimensioned according to the rules given in 6.5.

(4) The ties of a strut-and-tie model should coincide in position and direction with the corresponding reinforcement.

(5) Possible means for developing suitable strut-and-tie models include the adoption of stress trajectories and distributions from linear-elastic theory or the load path method. All strut-and-tie models may be optimised by energy criteria.

5.7 Non-linear analysis

(1) Non-linear methods of analysis may be used for both ULS and SLS, provided that equilibrium and compatibility are satisfied and an adequate non-linear behaviour for materials is assumed. The analysis may be first or second order.

(2) At the ultimate limit state, the ability of local critical sections to withstand any inelastic deformations implied by the analysis should be checked, taking appropriate account of uncertainties.

(3) For structures predominantly subjected to static loads, the effects of previous applications of loading may generally be ignored, and a monotonic increase of the intensity of the actions may be assumed.

(4)P The use of material characteristics which represent the stiffness in a realistic way but take account of the uncertainties of failure shall be used when using non-linear analysis. Only those design formats which are valid within the relevant fields of application shall be used.

(5) For slender structures, in which second order effects cannot be ignored, the design method given in 5.8.6 may be used.

5.8 Розрахунок впливів другого порядку при осьовому навантаженні

5.8.1 Визначення

Двовісний згин: одночасний згин відносно двох головних осей.

Розв'язані елементи або системи: конструктивні елементи і підсистеми, які при розрахунку і проектуванні вважаються такими, що не підвищують загальної горизонтальної стійкості конструкції.

В'язеві елементи або системи: конструктивні елементи і підсистеми, які при розрахунку і проектуванні вважаються такими, що підвищують загальну горизонтальну стійкість конструкції.

Втрата стійкості: руйнування, спричинене нестабільністю якого-небудь елемента конструкції тільки при стиску і за відсутності поперечного навантаження.

Примітка. Чиста втрата стійкості, як визначено вище, не є відповідним граничним станом у реальній конструкції внаслідок наявності неточностей і поперечних навантажень, але номінальне навантаження при втраті стійкості може використовуватись у якості певного параметра в деяких методах розрахунку другого порядку (за деформованою схемою).

Критична сила: навантаження, за якого відбувається втрата стійкості; для самостійних елементів вона є синонімом Ейлєревої сили.

Розрахункова довжина: довжина, що використовується для оцінки форми втрати стійкості; вона також може визначатись як приведена довжина, тобто довжина шарнірно обпертої колони з вертикально прикладеною силою, буде мати переріз і критичну силу, як і реальний елемент.

Впливи першого порядку: наслідки навантажень, обчислені без врахування впливу деформацій конструкції, але з урахуванням геометричних неточностей.

Самостійні (окремі) елементи: елементи, які є ізольованими, або елементи у конструкції, які для цілей розрахунку можуть розглядатись як ізольовані; приклади окремих елементів з різними умовами обпирання показані на рисунку 5.7.

Номінальний момент другого порядку: момент другого порядку використовується у певних методах розрахунку, що дають загальний момент, зіставний із граничним опором поперечного перерізу (5.8.5 (2)).

5.8 Analysis of second order effects with axial load

5.8.1 Definitions

Biaxial bending: simultaneous bending about two principal axes.

Braced members or systems: structural members or subsystems, which in analysis and design are assumed not to contribute to the overall horizontal stability of a structure.

Bracing members or systems: structural members or subsystems, which in analysis and design are assumed to contribute to the overall horizontal stability of a structure.

Buckling: failure due to instability of a member or structure under perfectly axial compression and without transverse load.

Note: "Pure buckling" as defined above is not a relevant limit state in real structures, due to imperfections and transverse loads, but a nominal buckling load can be used as a parameter in some methods for second order analysis.

Buckling load: the load at which buckling occurs; for isolated elastic members it is synonymous with the Euler load

Effective length: a length used to account for the shape of the deflection curve; it can also be defined as buckling length, i.e. the length of a pin-ended column with constant normal force, having the same cross section and buckling load as the actual member.

First order effects: action effects calculated without consideration of the effect of structural deformations, but including geometric imperfections.

Isolated members: members that are isolated, or members in a structure that for design purposes may be treated as being isolated; examples of isolated members with different boundary conditions are shown in Figure 5.7.

Nominal second order moment: a second order moment used in certain design methods, giving a total moment compatible with the ultimate cross section resistance (see 5.8.5 (2)).

Впливи другого порядку: додаткові наслідки впливів, які спричинені деформаціями конструкції.

5.8.2 Загальні положення

(1)P Ці положення стосуються елементів і конструкцій, характер роботи яких суттєво залежить від впливів другого порядку (наприклад, колони, стіни, палі, арки та оболонки). Загальні впливи другого порядку можуть проявлятися у конструкціях із гнучкою в'язевою системою.

(2)P Якщо враховуються впливи другого порядку, див. (6), то рівновага і опір повинні перевірятись у деформованому стані. Деформації повинні визначатись з урахуванням відповідного впливу тріщиноутворення, нелінійних властивостей матеріалів і повзучості.

Примітка. При розрахунку за умови лінійного характеру роботи матеріалу ці впливи можна враховувати шляхом зниження характеристик жорсткості (див. 5.8.7).

(3)P У відповідних випадках розрахунок повинен враховувати вплив гнучкості прилеглих елементів і фундаментів (взаємодія "основа-споруда").

(4)P Характер роботи конструкції повинен розглядатись у напрямку, в якому може відбуватись деформація, а в необхідних випадках повинен враховуватись двовісний згин.

(5)P Невизначеності у геометрії і розташуванні осьових навантажень повинні враховуватись у якості додаткових впливів першого порядку на основі геометричних неточностей (див. 5.2).

(6) Впливами другого порядку можна знехтувати, якщо вони становлять менше ніж 10 % відповідних впливів першого порядку. Спрощені критерії наведені для окремих елементів у 5.8.3.1, а для конструкцій – у 5.8.3.3.

5.8.3 Спрощені критерії для впливів другого порядку

5.8.3.1 Критерії гнучкості для окремих елементів

(1) Як альтернатива 5.8.2 (6) впливами другого порядку можна знехтувати, якщо гнучкість λ (визначена у 5.8.3.2) є меншою певної величини (граничної) λ_{lim} .

Примітка. Величина λ_{lim} для конкретної країни може встановлюватись у національному додатку. Рекомендованими є наступні величини:

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}, \quad (5.13N)$$

Second order effects: additional action effects caused by structural deformations

5.8.2 General

(1)P This clause deals with members and structures in which the structural behaviour is significantly influenced by second order effects (e.g. columns, walls, piles, arches and shells). Global second order effects are likely to occur in structures with a flexible bracing system.

(2)P Where second order effects are taken into account, see (6), equilibrium and resistance shall be verified in the deformed state. Deformations shall be calculated taking into account the relevant effects of cracking, non-linear material properties and creep.

Note. In an analysis assuming linear material properties, this can be taken into account by means of reduced stiffness values, see 5.8.7.

(3)P Where relevant, analysis shall include the effect of flexibility of adjacent members and foundations (soil-structure interaction).

(4)P The structural behaviour shall be considered in the direction in which deformations can occur, and biaxial bending shall be taken into account when necessary.

(5)P Uncertainties in geometry and position of axial loads shall be taken into account as additional first order effects based on geometric imperfections, see 5.2.

(6) Second order effects may be ignored if they are less than 10 % of the corresponding first order effects. Simplified criteria are given for isolated members in 5.8.3.1 and for structures in 5.8.3.3.

5.8.3 Simplified criteria for second order effects

5.8.3.1 Slenderness criterion for isolated members

(1) As an alternative to 5.8.2 (6), second order effects may be ignored if the slenderness λ (as defined in 5.8.3.2) is below a certain value λ_{lim} .

Note: The value of λ_{lim} for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value follows from:

де:

$A = 1 / (1 + 0,2 \varphi_{ef})$ (якщо φ_{ef} невідомий, може використовуватись $A = 0,7$);

$B = \sqrt{1 + 2\omega}$ (якщо ω невідоме, може використовуватись $B = 1,1$);

$C = 1,7 - r_m$ (якщо r_m невідоме, може використовуватись $C = 0,7$);

φ_{ef} – приведений коефіцієнт повзучості (5.8.4);

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

A_s – загальна площа перерізу арматури;

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

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

M_{01}, M_{02} – моменти першого порядку на кінцях, $|M_{02}| \geq |M_{01}|$.

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

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

- для розкріплених елементів, у яких моменти першого порядку виникають тільки або переважно від неточностей або поперечного навантаження;
- для нерозкріплених елементів, як правило.

(2) Для випадків двовісного згину критерій гнучкості може перевірятись окремо для кожного напрямку. У залежності від результату цієї перевірки впливи другого порядку (а) – можуть не враховуватись для обох напрямків; (б) – повинні враховуватись у одному напрямку, або (с) – повинні враховуватись у обох напрямках.

5.8.3.2 Гнучкість і приведена довжина окремих елементів

(1) Гнучкість при поздовжньому згині визначається як:

$$\lambda = l_0 / i, \quad (5.14)$$

де:

l_0 – приведена довжина, див. 5.8.3.2 (2)...(7)

i – радіус інерції бетонного перерізу без тріщин.

(2) Для загального визначення приведеної довжини див. 5.8.1. Приклади приведеної довжини для окремих елементів постійного поперечного перерізу наведено на рисунку 5.7.

where:

$A = 1 / (1 + 0,2 \varphi_{ef})$ (if φ_{ef} is not known, $A = 0,7$ may be used);

$B = \sqrt{1 + 2\omega}$ (if ω is not known, $B = 1,1$ may be used);

$C = 1,7 - r_m$ (if r_m is not known, $C = 0,7$ may be used);

φ_{ef} – effective creep ratio; see 5.8.4;

$\omega = A_s f_{yd} / A_c f_{cd}$; mechanical reinforcement ratio;

A_s – is the total area of longitudinal reinforcement;

$n = N_{Ed} / A_c f_{cd}$; relative normal force;

$r_m = M_{01} / M_{02}$; moment ratio;

M_{01}, M_{02} – are the first order end moments, $|M_{02}| \geq |M_{01}|$.

If the end moments M_{01} and M_{02} give tension on the same side, r_m should be taken positive (i.e. $C \leq 1,7$), otherwise negative (i.e. $C > 1,7$).

In the following cases, r_m should be taken as 1,0 (i.e. $C = 0,7$):

- for braced members in which the first order moments arise only from or predominantly due to imperfections or transverse loading
- for unbraced members in general.

(2) In cases with biaxial bending, the slenderness criterion may be checked separately for each direction. Depending on the outcome of this check, second order effects (a) may be ignored in both directions, (b) should be taken into account in one direction, or (c) should be taken into account in both directions.

5.8.3.2 Slenderness and effective length of isolated members

(1) The slenderness ratio is defined as follows:

$$\lambda = l_0 / i, \quad (5.14)$$

where:

l_0 – is the effective length, see 5.8.3.2 (2) to (7)

i – is the radius of gyration of the uncracked concrete section

(2) For a general definition of the effective length, see 5.8.1. Examples of effective length for isolated members with constant cross section are given in Figure 5.7.

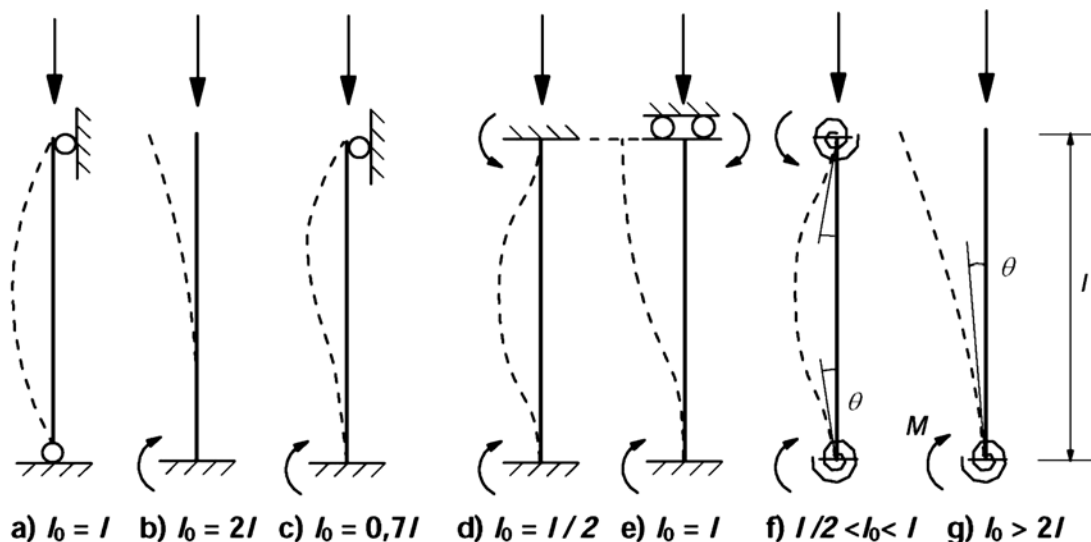


Рисунок 5.7 – Приклади різних форм втрати стійкості та відповідних розрахункових довжин окремих елементів

Figure 5.7 – Examples of different buckling modes and corresponding effective lengths for isolated members

(3) Для стиснутих елементів симетричних рам гнучкість (див. 5.8.3.1) повинна перевірятись для розрахункової довжини l_0 , визначеної так:

(3) For compression members in regular frames, the slenderness criterion (see 5.8.3.1) should be checked with an effective length l_0 determined in the following way:

Розкріплені елементи (рисунок 5.7 (f)):

Braced members (see Figure 5.7 (f)):

$$l_0 = 0,5l \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0,45 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{0,45 + k_2}\right)}. \quad (5.15)$$

Нерозкріплені елементи (рисунок 5.7 (g)):

Unbraced members (see Figure 5.7 (g)):

$$l_0 = l_{\max} \sqrt{\left(1 + 10 \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_1}{1 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2}\right)}, \quad (5.16)$$

де:

where:

k_1 і k_2 – відповідно відносна кутова жорсткість опорних в'язей 1 і 2;

k_1 і k_2 – are the relative flexibilities of rotational restraints at ends 1 and 2 respectively:

$$k = (\theta / M) \cdot (EI / l);$$

$$k = (\theta / M) \cdot (EI / l);$$

θ – поворот закріплених елементів від згинального моменту M , рисунок 5.7 (f) і (g);

θ – is the rotation of restraining members for bending moment M , see also Figure 5.7 (f) and (g)

EI – згинальна жорсткість стиснутих елементів, див. 5.8.3.2 (4) і (5);

EI – is the bending stiffness of compression member, see also 5.8.3.2 (4) and (5)

l – висота стиснутого елемента у чистоті між закріпленнями кінців

l – is the clear height of compression member between end restraints

Примітка. $k = 0$ – теоретична межа абсолютно жорсткого закріплення від повороту, а $k = \infty$ виражає відсутність закріплення взагалі. Оскільки абсолютно жорстке закріплення рідко зустрічається на практиці, рекомендується мінімальне значення 0,1 для k_1 і k_2 .

Note: $k = 0$ is the theoretical limit for rigid rotational restraint, and $k = \infty$ represents the limit for no restraint at all. Since fully rigid restraint is rare in practise, a minimum value of 0,1 is recommended for k_1 and k_2 .

(4) Якщо передбачається, що прилеглий стиснутий елемент (колона) у вузлі впливає на поворот при втраті стійкості, то EI/l при визначенні k необхідно замінити на $[(EI/l)_a + [(EI/l)_b]$, де a і b відповідно представляють стиснутий елемент (колону) вище і нижче вузла.

(5) При визначенні розрахункової довжини жорсткість закріплених елементів повинна враховувати вплив наявності тріщин, якщо не продемонстровано, що вони можуть не мати тріщин у граничному стані (ULS).

(6) Критерій 5.8.3.1 для всіх інших випадків, окрім (2) і (3), наприклад, елементів зі змінною вертикальною силою і/або поперечним перерізом, повинні перевірятись за приведеною довжиною, що базується на критичній поздовжній силі (обчислений, наприклад, числовим методом):

$$l_0 = \pi \sqrt{EI / N_B} , \quad (5.17)$$

де:

EI – фактична згинальна жорсткість;

N_B – поздовжнє навантаження, виражене через EI ;

(у виразі (5.14) i – повинно також відповідати цьому EI).

(7) Вплив закріплення від поперечних стін може враховуватись при обчисленні розрахункової довжини стін коефіцієнтом β , наведеним у 12.6.5.1. Таким чином, у виразі (12.9) і таблиці 12.1 l_w замінюється на l_0 , визначену згідно з 5.8.3.2.

5.8.3.3 Загальні впливи другого порядку у будівлях

(1) Як альтернатива 5.8.2 (6) загальними впливами другого порядку у будівлях можна знехтувати, якщо

$$F_{V,Ed} \leq k_1 \cdot \frac{n_s}{n_s + 1,6} \cdot \frac{\sum E_{cd} I_c}{L^2} , \quad (5.18)$$

де:

$F_{V,Ed}$ – сумарне вертикальне навантаження (на розкріплені елементи і елементи жорсткості);

n_s – кількість поверхів;

L – загальна висота будівлі вище рівня защемлення;

(4) If an adjacent compression member (column) in a node is likely to contribute to the rotation at buckling, then EI/l in the definition of k should be replaced by $[(EI/l)_a + [(EI/l)_b]$, a and b representing the compression member (column) above and below the node.

(5) In the definition of effective lengths, the stiffness of restraining members should include the effect of cracking, unless they can be shown to be uncracked in ULS.

(6) For other cases than those in (2) and (3), e.g. members with varying normal force and/or cross section, the criterion in 5.8.3.1 should be checked with an effective length based on the buckling load (calculated e.g. by a numerical method):

where:

EI – is a representative bending stiffness

N_B – is buckling load expressed in terms of this EI ;

(in Expression (5.14), i should also correspond to this EI).

(7) The restraining effect of transverse walls may be allowed for in the calculation of the effective length of walls by the factor β given in 12.6.5.1. In Expression (12.9) and Table 12.1, l_w is then substituted by l_0 determined according to 5.8.3.2.

5.8.3.3 Global second order effects in buildings

(1) As an alternative to 5.8.2 (6), global second order effects in buildings may be ignored if

where:

$F_{V,Ed}$ – is the total vertical load (on braced and bracing members);

n_s – is the number of storeys;

L – is the total height of building above level of moment restraint;

E_{cd} – розрахункове значення модуля пружності бетону, див. 5.8.6 (3);

I_c – момент інерції перерізу (бетонного без тріщин) елемента(ів) жорсткості.

Примітка. Для конкретної країни значення k_1 може встановлюватись у національному додатку. Рекомендованою є величина 0,31.

Вираз (5.18) дійсний тільки у разі, якщо виконуються всі нижченаведені умови:

- можливість втрати стійкості внаслідок закручування не є визначальною, тобто конструкція є достатньо симетричною;
- загальні деформації зсуву незначні (як у системах жорсткості, що в основному складаються із стінових діафрагм без великих прорізів);
- в'язеві елементи жорстко закріплені в основі, тобто повороти дуже незначні;
- жорсткість в'язевих елементів є достатньо постійною по висоті;
- сумарне вертикальне навантаження зростає приблизно на однакову величину на поверх.

(2) k_1 у виразі (5.18) може замінюватись на k_2 , якщо буде підтверджено, що в'язеві елементи не мають тріщин у граничному стані за несучою здатністю і стійкістю.

Примітка 1. Для конкретної країни значення k_2 може встановлюватись у національному додатку. Рекомендованою є величина 0,62.

Примітка 2. У випадках, коли система жорсткості зазнає значних загальних деформацій зсуву і/або поворотів на кінцях, див. додаток Н (що також надає основу для вищенаведених правил).

5.8.4 Повзучість

(1)Р Вплив повзучості повинен враховуватись при розрахунку впливів другого порядку з обов'язковим розглядом як загальних умов щодо повзучості (див. 3.1.4), так і тривалості різних навантажень у сполученні, що розглядається.

(2) Тривалість навантажень може враховуватись спрощено за допомогою розрахункового коефіцієнта повзучості φ_{ef} , який при застосуванні з розрахунковим навантаженням дає деформацію повзучості (кривизну), що відповідає квазіпостійному навантаженню:

$$\varphi_{ef} = \varphi_{(\infty,t_0)} \cdot M_{0E_{qp}} / M_{0E_d} , \quad (5.19)$$

де:

$\varphi_{(\infty,t_0)}$ – коефіцієнт повної повзучості за 3.1.4;

E_{cd} – is the design value of the modulus of elasticity of concrete, see 5.8.6 (3);

I_c – is the second moment of area (uncracked concrete section) of bracing member(s).

Note: The value of k_1 for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is 0,31.

Expression (5.18) is valid only if all the following conditions are met:

- torsional instability is not governing, i.e. structure is reasonably symmetrical;
- global shear deformations are negligible (as in a bracing system mainly consisting of shear walls without large openings);
- bracing members are rigidly fixed at the base, i.e. rotations are negligible;
- the stiffness of bracing members is reasonably constant along the height;
- the total vertical load increases by approximately the same amount per storey.

(2) k_1 in Expression (5.18) may be replaced by k_2 if it can be verified that bracing members are uncracked in ultimate limit state.

Note 1: The value of k_2 for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is 0,62.

Note 2: For cases where the bracing system has significant global shear deformations and/or end rotations, see Annex H (which also gives the background to the above rules).

5.8.4 Creep

(1)P The effect of creep shall be taken into account in second order analysis, with due consideration of both the general conditions for creep (see 3.1.4) and the duration of different loads in the load combination considered.

(2) The duration of loads may be taken into account in a simplified way by means of an effective creep ratio, φ_{ef} , which, used together with the design load, gives a creep deformation (curvature) corresponding to the quasi-permanent load:

where:

$\varphi_{(\infty,t_0)}$ – is the final creep coefficient according to 3.1.4

M_{0Eqp} – згинальний момент першого порядку у квазіпостійному сполученні (SLS);

M_{0Ed} – згинальний момент першого порядку у розрахунковому сполученні (ULS)

Примітка. Можливо також приймати φ_{ef} на основі згинальних моментів M_{Eqp} та M_{Ed} , але у цьому випадку необхідно виконувати ітерації і перевіряти стійкість при квазіпостійному навантаженні і $\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t0)$.

(3) Якщо M_{0Eqp}/M_{0Ed} змінне в елементі або конструкції, то коефіцієнт може обчислюватись для перерізу з максимальним моментом або може використовуватись середнє репрезентативне значення.

(4) Впливом повзучості можна знехтувати, тобто припустити, що $\varphi_{ef} = 0$, у разі, якщо задовольняються наступні три умови:

$$-\varphi(\infty, t0) \leq 2;$$

$$-\lambda \leq 75;$$

$$-M_{0Ed} / N_{Ed} \geq h.$$

Тут M_{0Ed} – момент першого порядку, а h – висота поперечного перерізу у відповідному напрямі.

Примітка. Якщо умови стосовно можливості нехтування впливами другого порядку згідно з 5.8.2 (6) або 5.8.3.3 ледве задовольняються (без запасу), то було б занадто неконсервативно нехтувати і впливами другого порядку, і повзучістю, якщо тільки технічний коефіцієнт армування (ω , див. 5.8.3.1 (1)) становить щонайменше 0,25.

5.8.5 Методи розрахунку

(1) Методи розрахунку охоплюють загальний метод, що ґрунтується на нелінійному розрахунку другого порядку (див. 5.8.6), і наступних два спрощених методи:

(а) метод, що ґрунтується на номінальній жорсткості, див. 5.8.7;

(б) метод, що ґрунтується на номінальній кривизні, див. 5.8.8.

Примітка 1. Вибір спрощеного методу (а) або (б) для використання у конкретній країні може вказуватись у національному додатку.

Примітка 2. У деяких випадках номінальні моменти другого порядку, отримані за спрощеними методами (а) або (б), можуть бути більшими ніж моменти, що відповідають втраті стійкості. Це свідчить про те, що загальний момент відповідає опору поперечного перерізу.

M_{0Eqp} – is the first order bending moment in quasi-permanent load combination (SLS)

M_{0Ed} – is the first order bending moment in design load combination (ULS)

Note: It is also possible to base φ_{ef} on total bending moments M_{Eqp} and M_{Ed} , but this requires iteration and a verification of stability under quasi-permanent load with $\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t0)$.

(3) If M_{0Eqp}/M_{0Ed} varies in a member or structure, the ratio may be calculated for the section with maximum moment, or a representative mean value may be used.

(4) The effect of creep may be ignored, i.e. $\varphi_{ef} = 0$ may be assumed, if the following three conditions are met:

Here M_{0Ed} – is the first order moment and h is the cross section depth in the corresponding direction.

Note: If the conditions for neglecting second order effects according to 5.8.2 (6) or 5.8.3.3 are only just achieved, it may be too unconservative to neglect both second order effects and creep, unless the mechanical reinforcement ratio (ω , see 5.8.3.1 (1)) is at least 0,25.

5.8.5 Methods of analysis

(1) The methods of analysis include a general method, based on non-linear second order analysis, see 5.8.6 and the following two simplified methods:

(a) Method based on nominal stiffness, see 5.8.7

(b) Method based on nominal curvature, see 5.8.8

Note 1: The selection of Simplified Method (a) and (b) to be used in a Country may be found in its National Annex.

Note 2: Nominal second order moments provided by the simplified methods (a) and (b) are sometimes greater than those corresponding to instability. This is to ensure that the total moment is compatible with the cross section resistance.

(2) Метод (а) може використовуватись як для окремих елементів, так і для конструкції в цілому, якщо величини номінальної жорсткості визначені відповідним чином; див. 5.8.7.

(3) Метод (b) в основному підходить для окремих елементів; див. 5.8.8. Однак, за обґрунтованих умов стосовно розподілу кривизни метод, наведений у 5.8.8, також може застосовуватись для конструкцій.

5.8.6 Загальний метод

(1)P Загальний метод ґрунтується на нелінійному розрахунку включно з геометричною нелінійністю, тобто впливами другого порядку. Застосовуються загальні правила нелінійного розрахунку, наведені у 5.7.

(2)P Необхідно застосовувати графіки "напруження-деформації" бетону і сталі, які придатні для загального розрахунку. Вплив повзучості повинен враховуватись.

(3) Можуть використовуватись залежності "напруження-деформації" для бетону і сталі, надані у 3.1.5, вирази (3.14) і 3.2.3 (рисунок 3.8). За графіками "напруження-деформації", що ґрунтуються на розрахункових величинах, розрахункове значення граничного навантаження отримується безпосередньо із розрахунку. У такому разі у виразі (3.14) та для величини k , f_{cm} замінюється розрахунковою міцністю на стиск f_{cd} , а E_{cm} замінюється на:

$$E_{cd} = E_{cm} / \gamma_{cE} \quad (5.20)$$

Примітка. Величина γ_{cE} для використання у конкретній країні може встановлюватись у національному додатку. Рекомендується значення 1,2.

(4) За відсутності більш точних моделей повзучість може враховуватись шляхом множення всіх величин деформацій на графіку "напруження-деформації" бетону відповідно до 5.8.6 (3) на коефіцієнт $(1 + \varphi_{ef})$, де φ_{ef} – розрахунковий коефіцієнт повзучості згідно з 5.8.4.

(5) Може враховуватись вплив обтиснення при розтягу.

Примітка. Цей вплив завжди сприятливий і для спрощення його можна не враховувати.

(6) Зазвичай, умови рівноваги і сумісності деформацій задовольняються для більшості поперечних перерізів. Спрощеною альтернативою є розгляд тільки критичного(их) перерізу(ів) та умови відповідної зміни кривизни між

(2) Method (a) may be used for both isolated members and whole structures, if nominal stiffness values are estimated appropriately; see 5.8.7.

(3) Method (b) is mainly suitable for isolated members; see 5.8.8. However, with realistic assumptions concerning the distribution of curvature, the method in 5.8.8 can also be used for structures.

5.8.6 General method

(1)P The general method is based on non-linear analysis, including geometric non-linearity i.e. second order effects. The general rules for non-linear analysis given in 5.7 apply.

(2)P Stress-strain curves for concrete and steel suitable for overall analysis shall be used. The effect of creep shall be taken into account.

(3) Stress-strain relationships for concrete and steel given in 3.1.5, Expression (3.14) and 3.2.3 (Figure 3.8) may be used. With stress-strain diagrams based on design values, a design value of the ultimate load is obtained directly from the analysis. In Expression (3.14), and in the k – value, f_{cm} is then substituted by the design compressive strength f_{cd} and E_{cm} is substituted by

Note: The value of γ_{cE} for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is 1,2.

(4) In the absence of more refined models, creep may be taken into account by multiplying all strain values in the concrete stress-strain diagram according to 5.8.6 (3) with a factor $(1 + \varphi_{ef})$, where φ_{ef} is the effective creep ratio according to 5.8.4.

(5) The favourable effect of tension stiffening may be taken into account.

Note: This effect is favourable, and may always be ignored, for simplicity.

(6) Normally, conditions of equilibrium and strain compatibility are satisfied in a number of cross sections. A simplified alternative is to consider only the critical cross section(s), and to assume a relevant variation of the curvature in between, e.g.

ними, наприклад, подібно моменту першого порядку або спрощено іншим прийнятним способом.

5.8.7 Метод номінальної жорсткості

5.8.7.1 Загальні положення

(1) У розрахунку за деформованою схемою, який ґрунтується на жорсткості, повинні використовуватись номінальні величини згинальної жорсткості з урахуванням впливів тріщиноутворення, нелінійності матеріалу і повзучості на загальний характер роботи. Це також стосується прилеглих елементів, що враховуються при розрахунку, наприклад, балки, плити або фундаменти. У відповідних випадках повинна враховуватись взаємодія "основа-спорада".

(2) Сумарні розрахункові моменти використовуються для розрахунку поперечних перерізів відповідно до згинальних моментів і осьової сили згідно з 6.1, як порівняння з 5.8.6 (2).

5.8.7.2 Номінальна жорсткість

(1) Для оцінки номінальної жорсткості гнучких стиснутих елементів довільного перерізу може застосовуватись наступний підхід:

$$EI = K_C E_{cd} I_C + K_S E_{sd} I_S, \quad (5.21)$$

де:

E_{cd} – розрахункове значення модуля пружності бетону, див. 5.8.6 (3);

I_C – момент інерції поперечного перерізу бетону;

E_{sd} – розрахункове значення модуля пружності арматури, див. 5.8.6 (3);

I_S – момент інерції поперечного перерізу арматури відносно центра перерізу бетону;

K_C – коефіцієнт урахування впливів тріщин, повзучості тощо, див. 5.8.7.2 (2) або (3);

K_S – коефіцієнт урахування впливу армування, див. 5.8.7.2 (2) або (3).

(2) За умови, що $\rho \geq 0,002$, у виразі (5.21) можуть застосовуватись наступні значення коефіцієнтів:

$$K_S = 1,$$

$$K_C = k_1 k_2 / (1 + \varphi_{ef}), \quad (5.22)$$

де:

ρ – геометричний процент армування, A_S / A_C ;

similar to the first order moment or simplified in another appropriate way.

5.8.7 Method based on nominal stiffness

5.8.7.1 General

(1) In a second order analysis based on stiffness, nominal values of the flexural stiffness should be used, taking into account the effects of cracking, material non-linearity and creep on the overall behaviour. This also applies to adjacent members involved in the analysis, e.g. beams, slabs or foundations. Where relevant, soil-structure interaction should be taken into account.

(2) The resulting design moment is used for the design of cross sections with respect to bending moment and axial force according to 6.1, as compared with 5.8.6 (2).

5.8.7.2 Nominal stiffness

(1) The following model may be used to estimate the nominal stiffness of slender compression members with arbitrary cross section:

where:

E_{cd} – is the design value of the modulus of elasticity of concrete, see 5.8.6 (3)

I_C – is the moment of inertia of concrete cross section;

E_{sd} – is the design value of the modulus of elasticity of reinforcement, 5.8.6 (3);

I_S – is the second moment of area of reinforcement, about the centre of area of the concrete;

K_C – is a factor for effects of cracking, creep etc, see 5.8.7.2 (2) or (3);

K_S – is a factor for contribution of reinforcement, see 5.8.7.2 (2) or (3).

(2) The following factors may be used in Expression (5.21), provided $\rho \geq 0,002$:

where:

ρ is the geometric reinforcement ratio, A_S / A_C ;

A_s – загальна площа перерізу арматури;
 A_c – площа перерізу бетону;
 φ_{ef} – розрахунковий коефіцієнт повзучості, див 5.8.4;
 k_1 – коефіцієнт, що залежить від класу міцності бетону (5.23);
 k_2 – коефіцієнт, що залежить від осьової сили і гнучкості (5.24).

A_s is the total area of reinforcement;
 A_c is the area of concrete section;
 φ_{ef} is the effective creep ratio, see 5.8.4;
 k_1 is a factor which depends on concrete strength class, Expression (5.23);
 k_2 is a factor which depends on axial force and slenderness, Expression (5.24).

$$k_1 = \sqrt{f_{ck} / 20} \text{ МПа/(МПа) ,} \quad (5.23)$$

$$k_2 = n \frac{\lambda}{170} \leq 0,20 , \quad (5.24)$$

де:
 n – відносна осьова сила $N_{Ed} / (A_c f_{cd})$;
 λ – гнучкість, див. 5.8.3.
 Якщо гнучкість λ не визначена, то k_2 може визначатись як:

where:
 n is the relative axial force $N_{Ed} / (A_c f_{cd})$;
 λ is the slenderness ratio, see 5.8.3.
 If the slenderness ratio λ is not defined, k_2 may be taken as

$$k_2 = n \cdot 0,30 \leq 0,20 . \quad (5.25)$$

(3) Як спрощена альтернатива при забезпеченні умови $\rho \geq 0,01$ у виразі (5.21) можуть використовуватись наступні коефіцієнти:

(3) As a simplified alternative, provided $\rho \geq 0,01$, the following factors may be used in Expression (5.21):

$$K_s = 0 , \quad K_c = 0,3 / (1 + 0,5 \varphi_{ef}) . \quad (5.26)$$

Примітка. Спрощена альтернатива може використовуватись у якості попереднього кроку, за яким слідує більш точне обчислення згідно з (2).

Note: The simplified alternative may be suitable as a preliminary step, followed by a more accurate calculation according to (2).

(4) У статично невизначених конструкціях необхідно враховувати несприятливий вплив тріщиноутворення у прилеглих елементах. Як правило, вирази (5.21)...(5.26) не застосовуються для таких елементів. Може враховуватись часткове тріщиноутворення і обтиснення при розтягу, наприклад, згідно з 7.4.3. Однак, для спрощення може допускатись повне розтріскування перерізу. Жорсткість повинна ґрунтуватись на приведеному модулі бетону:

(4) In statically indeterminate structures, unfavourable effects of cracking in adjacent members should be taken into account. Expressions (5.21-5.26) are not generally applicable to such members. Partial cracking and tension stiffening may be taken into account e.g. according to 7.4.3. However, as a simplification, fully cracked sections may be assumed. The stiffness should be based on an effective concrete modulus:

$$E_{cd,eff} = E_{cd} / (1 + \varphi_{ef}) , \quad (5.27)$$

де:
 E_{cd} – розрахункове значення модуля пружності згідно з 5.8.6 (3);
 φ_{ef} – розрахунковий коефіцієнт повзучості; може використовуватись та сама величина, що і для колон.

where:
 E_{cd} is the design value of the modulus of elasticity according to 5.8.6 (3)
 φ_{ef} is the effective creep ratio; same value as for columns may be used

5.8.7.3 Коефіцієнт зростання моменту

(1) Сумарний розрахунковий момент, включаючи момент другого порядку, може виражатись як певне збільшення згинальних моментів, визначених при лінійному розрахунку, тобто:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \left[1 + \frac{\beta}{(N_B / N_{Ed}) - 1} \right], \quad (5.28)$$

де:

M_{0Ed} – момент першого порядку; див. також 5.8.8.2 (2);

β – коефіцієнт, що залежить від розподілу моментів першого і другого порядку, див. 5.8.7.3 (2),(3);

N_{Ed} – розрахункова величина осьового навантаження;

N_B – критичне навантаження, що відповідає номінальній жорсткості.

(2) Для окремих елементів при постійному перерізі і навантаженні можна допустити, зазвичай, що момент другого порядку має синусоїдальний розподіл. Таким чином:

$$\beta = \pi^2 / c_0, \quad (5.29)$$

де:

c_0 – коефіцієнт, що залежить від розподілу моменту першого порядку (наприклад, $c_0 = 8$ для постійного моменту першого порядку, $c_0 = 9,6$ для параболічного і 12,0 для трикутного симетричного розподілу тощо).

(3) За відсутності поперечного навантаження елементів моменти на кінцях M_{01} і M_{02} можуть замінюватись еквівалентним постійним моментом M_{0e} згідно з 5.8.8.2 (2). За умови постійного моменту першого порядку повинен застосовуватись відповідний коефіцієнт $c_0 = 8$.

Примітка. Значення $c_0 = 8$ також застосовується для елементів із згином двоякої кривизни. Слід мати на увазі, що у деяких випадках, залежно від гнучкості і осьового зусилля, моменти на кінцях можуть бути більшими ніж величина еквівалентного моменту.

(4) У разі неможливості застосування 5.8.7.3 (2) або (3) допускається спрощення $\beta = 1$. Вираз (5.28), таким чином, може зводитись до

$$M_{Ed} = \frac{M_{0Ed}}{1 - (N_{Ed} / N_B)}. \quad (5.30)$$

5.8.7.3 Moment magnification factor

(1) The total design moment, including second order moment, may be expressed as a magnification of the bending moments resulting from a linear analysis, namely:

where:

M_{0Ed} is the first order moment; see also 5.8.8.2 (2);

β is a factor which depends on distribution of 1st and 2nd order moments, see 5.8.7.3 (2)-(3);

N_{Ed} is the design value of axial load;

N_B is the buckling load based on nominal stiffness.

(2) For isolated members with constant cross section and axial load, the second order moment may normally be assumed to have a sine-shaped distribution. Then

where:

c_0 is a coefficient which depends on the distribution of first order moment (for instance, $c_0 = 8$ for a constant first order moment, $c_0 = 9,6$ for a parabolic and 12,0 for a symmetric triangular distribution etc.).

(3) For members without transverse load, differing first order end moments M_{01} and M_{02} may be replaced by an equivalent constant first order moment M_{0e} according to 5.8.8.2 (2). Consistent with the assumption of a constant first order moment, $c_0 = 8$ should be used.

Note: The value of $c_0 = 8$ also applies to members bent in double curvature. It should be noted that in some cases, depending on slenderness and axial force, the end moment(s) can be greater than the magnified equivalent moment

(4) Where 5.8.7.3 (2) or (3) is not applicable, $\beta = 1$ is normally a reasonable simplification. Expression (5.28) can then be reduced to:

Примітка. 5.8.7.3 (4) також може застосовуватись для загального розрахунку деяких типів конструкцій, наприклад, конструкцій, розкріплених діафрагмами жорсткості тощо, коли основним наслідком дії є згинальний момент у елементах діафрагм жорсткості. Для інших типів конструкцій більш загальний підхід наведено в Н.2 додатка Н.

5.8.8 Метод номінальної кривизни

5.8.8.1 Загальні положення

(1) Цей метод придатний, головним чином, для окремих елементів із постійною поздовжньою силою і визначеною розрахунковою довжиною l_0 (див. 5.8.3.2). Цей метод дає номінальний момент другого порядку від прогину, який у свою чергу залежить від розрахункової довжини і обчисленої максимальної кривизни (див. 5.8.5(3)).

(2) Сумарний розрахунковий момент використовується для розрахунку поперечного перерізу за згинальним моментом і осьовою силою згідно з 6.1.

5.8.8.2 Згинальні моменти

(1) Розрахунковий момент визначається за формулою:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2, \quad (5.31)$$

де:

M_{0Ed} – момент першого порядку, включно з впливом неточностей, див. також 5.8.8.2 (2);

M_2 – номінальний момент другого порядку, див. 5.8.8.2 (3).

Максимальне значення M_{Ed} визначається розподілом M_{0Ed} і M_2 ; останній може прийматись у вигляді параболи або синусоїди на робочій довжині

Примітка. Для статично невизначених елементів M_{0Ed} визначається для фактичних умов закріплення, коли M_2 буде залежати від умов закріплення через розрахункову довжину, порівн. з 5.8.8.1 (1).

(2) Змінні моменти M_{01} і M_{02} можуть замінюватись еквівалентним постійним моментом на кінці M_{0e} :

$$M_{0e} = 0,6M_{02} + 0,4M_{01} \geq 0,4M_{0,2}. \quad (5.32)$$

M_{01} і M_{02} повинні бути одного знака, якщо вони дають розтяг на одній стороні, в іншому разі – протилежних знаків. До того ж, $|M_{02}| \geq |M_{01}|$.

(3) Номінальний момент другого порядку M_2 у виразі (5.31) визначається, як:

Note: 5.8.7.3 (4) is also applicable to the global analysis of certain types of structures, e.g. structures braced by shear walls and similar, where the principal action effect is bending moment in bracing units. For other types of structures, a more general approach is given in Annex H, Clause H.2.

5.8.8 Method based on nominal curvature

5.8.8.1 General

(1) This method is primarily suitable for isolated members with constant normal force and a defined effective length l_0 (see also 5.8.3.2). The method gives a nominal second order moment based on a deflection, which in turn is based on the effective length and an estimated maximum curvature (see also 5.8.5(3)).

(2) The resulting design moment is used for the design of cross sections with respect to bending moment and axial force according to 6.1.

5.8.8.2 Bending moments

(1) The design moment is:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2, \quad (5.31)$$

where:

M_{0Ed} is the 1st order moment, including the effect of imperfections, see also 5.8.8.2 (2)

M_2 is the nominal 2nd order moment, see 5.8.8.2 (3)

The maximum value of M_{Ed} is given by the distributions of M_{0Ed} and M_2 ; the latter may be taken as parabolic or sinusoidal over the effective length.

Note: For statically indeterminate members, M_{0Ed} is determined for the actual boundary conditions, whereas M_2 will depend on boundary conditions via the effective length, cf. 5.8.8.1 (1).

(2) Differing first order end moments M_{01} and M_{02} may be replaced by an equivalent first order end moment M_{0e} :

$$M_{0e} = 0,6M_{02} + 0,4M_{01} \geq 0,4M_{0,2}. \quad (5.32)$$

M_{01} and M_{02} should have the same sign if they give tension on the same side, otherwise opposite signs. Furthermore, $|M_{02}| \geq |M_{01}|$.

(3) The nominal second order moment M_2 in Expression (5.31) is

$$M_2 = N_{Ed} \cdot e_2, \quad (5.33)$$

де:

N_{Ed} – розрахункове значення поздовжньої сили;

e_2 – прогин = $(1/r)l_0^2/c$;

$1/r$ – кривизна, див. 5.8.8.3;

l_0 – розрахункова довжина, див. 5.8.3.2;

c – коефіцієнт, що залежить від розподілу кривизни, див. 5.8.8.2(4).

(4) Для постійного поперечного перерізу, як правило, використовується значення $c = 10 (\approx \pi^2)$. Якщо момент першого порядку постійний, необхідно використовувати менше значення (найменшим значенням є 8 відповідно до постійного сумарного моменту).

Примітка. Величина π^2 відповідає синусоїдальному розподілу кривизни. Для постійної кривизни це значення = 8. Слід враховувати, що c залежить від розподілу сумарної кривизни, тоді як c_0 у 5.8.7.3 (2) – від кривизни, що відповідає тільки моменту першого порядку.

5.8.8.3 Кривизна

(1) Для елементів з постійним симетричним перерізом (включно з армуванням) може використовуватись наступний вираз:

$$1/r = K_r \cdot K_\varphi \cdot 1/r_0, \quad (5.34)$$

де:

K_r – поправочний коефіцієнт, що залежить від осьового навантаження, див. 5.8.8.3 (3);

K_φ – коефіцієнт, що враховує повзучість, див. 5.8.8.3 (4);

$1/r_0 = \varepsilon_{yd} / (0,45d)$;

$\varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$;

d – розрахункова висота; див. також 5.8.8.3 (2).

(2) Якщо арматура не сконцентрована на протилежних сторонах, а тільки її частина розподілена паралельно площині згину, d визначається як:

$$d = (h/2) + i_s, \quad (5.35)$$

де i_s – радіус інерції загальної площі арматури.

(3) K_r у виразі (5.34) необхідно приймати, як:

$$K_r = (n_u - n) / (n_u - n_{bal}) \leq 1, \quad (5.36)$$

where:

N_{Ed} is the design value of axial force

e_2 is the deflection = $(1/r)l_0^2/c$;

$1/r$ is the curvature, see 5.8.8.3;

l_0 is the effective length, see 5.8.3.2;

c is a factor depending on the curvature distribution, see 5.8.8.2 (4).

(4) For constant cross section, $c = 10 (\approx \pi^2)$ is normally used. If the first order moment is constant, a lower value should be considered (8 is a lower limit, corresponding to constant total moment).

Note: The value π^2 corresponds to a sinusoidal curvature distribution. The value for constant curvature is 8. Note that c depends on the distribution of the total curvature, whereas c_0 in 5.8.7.3 (2) depends on the curvature corresponding to the first order moment only.

5.8.8.3 Curvature

(1) For members with constant symmetrical cross sections (incl. reinforcement), the following may be used:

where:

K_r is a correction factor depending on axial load, see 5.8.8.3 (3)

K_φ is a factor for taking account of creep, see 5.8.8.3 (4);

$1/r_0 = \varepsilon_{yd} / (0,45d)$;

$\varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$;

d is the effective depth; see also 5.8.8.3 (2).

(2) If all reinforcement is not concentrated on opposite sides, but part of it is distributed parallel to the plane of bending, d is defined as

where i_s is the radius of gyration of the total reinforcement area

(3) K_r in Expression (5.34) should be taken as:

де:

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

N_{Ed} – розрахункове значення осьової сили;

$n_u = 1 + \omega$;

n_{bal} – значення n при максимальному опорі за моментом; можна приймати значення 0,4;

$\omega = A_s f_{yd} / (A_c f_{cd})$;

A_s – загальна площа арматури;

A_c – площа поперечного перерізу бетону.

(4) Вплив повзучості повинен враховуватись за допомогою коефіцієнта K_φ :

$$K_\varphi = 1 + \beta \cdot \varphi_{ef} \geq 1, \quad (5.37)$$

де:

φ_{ef} – розрахунковий коефіцієнт повзучості, див. 5.8.4;

$\beta = 0,35 + f_{ck} / 200 - \lambda / 150$;

λ – гнучкість, див. 5.8.3.1

5.8.9 Двовісний згин

(1) Загальний метод, описаний у 5.8.6, також може використовуватись при двовісному згині. При застосуванні спрощеного методу використовуються нижченаведені положення. Особливу увагу слід звернути на визначення перерізу з критичним сполученням моментів вдовж елемента.

(2) У якості першого кроку може виконуватись окремий розрахунок для кожного головного напрямку без урахування двовісного згину. Дефекти необхідно враховувати тільки у напрямку, де вони мають несприятливі впливи.

(3) Немає потреби у подальшій перевірці, якщо гнучкість задовольняє дві нижченаведені умови:

$$\lambda_y / \lambda_z \leq 2 \text{ і (and) } \lambda_z / \lambda_y \leq 2 \quad (5.38a)$$

та, якщо відносні ексцентриситети e_y/h і e_z/b (рисунок 5.7) задовольняють одну з наступних умов:

$$\frac{e_y / h_{eq}}{e_z / b_{eq}} \leq 0,2 \text{ або (or) } \frac{e_z / h_{eq}}{e_y / b_{eq}} \leq 0,2, \quad (5.38b)$$

де:

b, h – ширина і висота перерізу;

$b_{eq} = i_y \sqrt{12}$ і $h_{eq} = i_z \sqrt{12}$ для всіх еквівалентних прямокутних перерізів;

where:

$n = N_{Ed} / A_c f_{cd}$, relative axial force;

N_{Ed} is the design value of axial force;

$n_u = 1 + \omega$;

n_{bal} is the value of n at maximum moment resistance; the value 0,4 may be used;

$\omega = A_s f_{yd} / (A_c f_{cd})$;

A_s is the total area of reinforcement;

A_c is the area of concrete cross section.

(4) The effect of creep should be taken into account by the following factor K_φ :

where:

φ_{ef} is the effective creep ratio, see 5.8.4;

$\beta = 0,35 + f_{ck} / 200 - \lambda / 150$;

λ is the slenderness ratio, see 5.8.3.1

5.8.9 Biaxial bending

(1) The general method described in 5.8.6 may also be used for biaxial bending. The following provisions apply when simplified methods are used. Special care should be taken to identify the section along the member with the critical combination of moments.

(2) Separate design in each principal direction, disregarding biaxial bending, may be made as a first step. Imperfections need to be taken into account only in the direction where they will have the most unfavourable effect.

(3) No further check is necessary if the slenderness ratios satisfy the following two conditions:

and if the relative eccentricities e_y/h and e_z/b (see Figure 5.7) satisfy one the following conditions:

where:

b, h are the width and depth of the section

$b_{eq} = i_y \sqrt{12}$ and $h_{eq} = i_z \sqrt{12}$ for an equivalent rectangular section;

λ_y, λ_z – гнучкості l_0/i відносно осей y і z відповідно;

i_y, i_z – радіуси інерції відносно осей y і z відповідно;

$e_z = M_{Edy} / N_{Ed}$, ексцентриситет вдовж осі z ;

$e_y = M_{Edz} / N_{Ed}$, ексцентриситет вдовж осі y ;

M_{Edy} – розрахунковий момент відносно осі y з урахуванням моменту другого порядку;

M_{Edz} – розрахунковий момент відносно осі z , з урахуванням моменту другого порядку;

N_{Ed} – розрахункова величина осьового навантаження.

λ_y, λ_z are the slenderness ratios l_0/i with respect to y - and z -axis respectively

i_y, i_z are the radii of gyration with respect to y - and z -axis respectively;

$e_z = M_{Edy} / N_{Ed}$ eccentricity along z -axis;

$e_y = M_{Edz} / N_{Ed}$ eccentricity along y -axis;

M_{Edy} is the design moment about y -axis, including second order moment;

M_{Edz} is the design moment about z -axis, including second order moment;

N_{Ed} is the design value of axial load in the respective load combination.

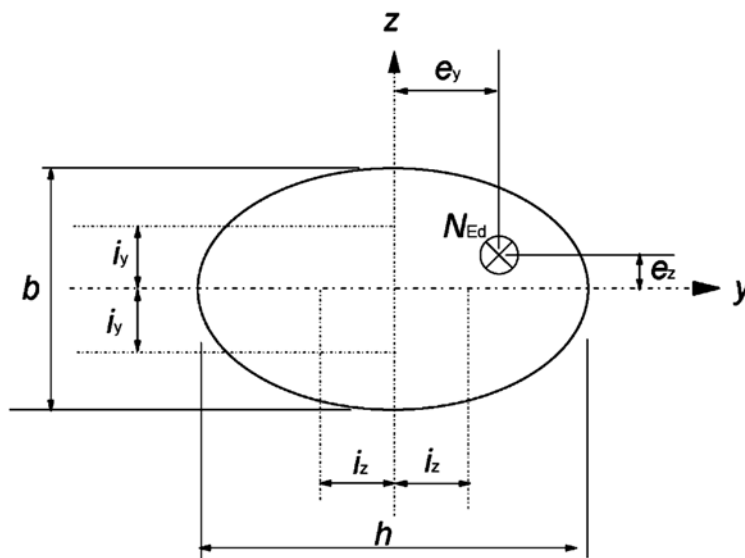


Рисунок 5.8 – Визначення ексцентриситетів e_y і e_z

Figure 5.8 – Definition of eccentricities e_y and e_z

(4) Якщо умови виразу (5.38) не задовольняються, то двовісний згин необхідно враховувати з впливами другого порядку в кожному напрямку (крім випадків, коли ними можна знехтувати згідно з 5.8.2 (6) або 5.8.3). У разі відсутності точного розрахунку поперечного перерізу на дію двовісного згину можна застосувати наступний спрощений критерій:

(4) If the condition of Expression (5.38) is not fulfilled, biaxial bending should be taken into account including the 2nd order effects in each direction (unless they may be ignored according to 5.8.2 (6) or 5.8.3). In the absence of an accurate cross section design for biaxial bending, the following simplified criterion may be used:

$$\left(\frac{M_{Edz}}{M_{Rdz}} \right)^a + \left(\frac{M_{Edy}}{M_{Rdy}} \right)^a \leq 1,0, \quad (5.39)$$

де:

M_{Edzly} – розрахунковий момент відносно відповідної осі, включно з моментом другого порядку;

M_{Rdzly} – граничний момент у відповідному напрямку;

a – експонента;

where:

M_{Edzly} is the design moment around the respective axis, including a 2nd order moment;

M_{Rdzly} is the moment resistance in the respective direction;

a is the exponent;

- для круглих еліптичних перерізів: $a = 2$
- для прямокутних перерізів:

| | | | |
|-----------------|-----|-----|-----|
| N_{Ed}/N_{Rd} | 0,1 | 0,7 | 1,0 |
| $a =$ | 1,0 | 1,5 | 2,0 |

- з лінійною інтерполяцією проміжних значень;
- N_{Ed} – розрахункова величина осьової сили;
- $N_{Rd} = A_c f_{cd} + A_s f_{yd}$, розрахунковий опір перерізу;
- A_c – загальна площа (брutto) бетонного перерізу;
- A_s – площа поздовжньої арматури.

5.9 Стійкість гнучких балок із площини

(1) У необхідних випадках повинна враховуватись стійкість гнучких балок із площини, наприклад, для збірних балок при транспортуванні і монтажі, для балок без розкріплення із площини у робочому стані тощо. Також повинні враховуватись геометричні неточності.

(2) При перевірці балок у нерозкріпленому стані у якості геометричних неточностей необхідно допускати прогин із площини $l/300$, де l – загальна довжина балки. Якщо у робочому стані балка розкріплюється сполученими з нею елементами, то їх можна враховувати.

(3) Впливами другого порядку у з'єднаннях із гнучкістю з площини можна знехтувати, якщо виконуються наступні умови:

- довготривалі випадки:

$$\frac{l_{0t}}{b} \leq \frac{50}{(h/b)^{1/3}} \text{ i (and) } h/b \leq 2,5 ; \quad (5.40a)$$

- короткотривалі випадки:

$$\frac{l_{0t}}{b} \leq \frac{70}{(h/b)^{1/3}} \text{ i (and) } h/b \leq 3,5 , \quad (5.40b)$$

де:

- l_{0t} – відстань між закріпленнями від повороту;
- h – загальна висота балки у центральній частині l_{0t} ;
- b – ширина стиснутої полиці.

(4) Поворот, викликаний стійкістю із площини, повинен враховуватись у розрахунку опорних конструкцій.

- for circular and elliptical cross sections: $a = 2$
- for rectangular cross sections:

- with linear interpolation for intermediate values;
- N_{Ed} is the design value of axial force;
- $N_{Rd} = A_c f_{cd} + A_s f_{yd}$ design axial resistance of section;
- A_c is the gross area of the concrete section;
- A_s is the area of longitudinal reinforcement.

5.9 Lateral instability of slender beams

(1) Lateral instability of slender beams shall be taken into account where necessary, e.g. for precast beams during transport and erection, for beams without sufficient lateral bracing in the finished structure etc. Geometric imperfections shall be taken into account.

(2) A lateral deflection of $l/300$ should be assumed as a geometric imperfection in the verification of beams in unbraced conditions, with l = total length of beam. In finished structures, bracing from connected members may be taken into account

(3) Second order effects in connection with lateral instability may be ignored if the following conditions are fulfilled:

- persistent situations:

- transient situations:

where:

- l_{0t} is the distance between torsional restraints;
- h is the total depth of beam in central part of l_{0t} ;
- b is the width of compression flange.

(4) Torsion associated with lateral instability should be taken into account in the design of supporting structures.

5.10 Попередньо напружені елементи і конструкції

5.10.1 Загальні положення

(1)P У даних нормах розглядається попереднє напруження, яке прикладене до бетону попередньо напруженою арматурою.

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

(3) Зазвичай, попереднє напруження вводиться у сполучення навантажень, визначених EN 1990, як складова певного випадку навантаження і його впливи повинні враховуватись прикладеними внутрішнім моментом і осьовою силою.

(4) Виходячи з вищенаведених умов у (3), внесок попередньо напруженої арматури в опір перерізу повинен обмежуватись її додатковою міцністю вище попереднього напруження. Цю величину можна обчислити, припустивши, що початкова точка залежності "напруження-деформації" для попередньо напруженої арматури зміщена внаслідок впливів попереднього напруження.

(5)P Можливість крихкого руйнування елемента внаслідок розриву напруженої арматури повинна бути виключена.

(6) Крихкого руйнування можна уникати за допомогою одного або кількох наступних методів.

Метод А – забезпечення мінімального армування відповідно до 9.2.1.

Метод В – застосування попереднього напруження арматури на упори.

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

Метод D – забезпечення об'єктивних даних, що підтверджують надійність напруженої арматури.

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

5.10 Prestressed members and structures

5.10.1 General

(1)P The prestress considered in this Standard is that applied to the concrete by stressed tendons.

(2) The effects of prestressing may be considered as an action or a resistance caused by prestrain and precurvature. The bearing capacity should be calculated accordingly.

(3) In general prestress is introduced in the action combinations defined in EN 1990 as part of the loading cases and its effects should be included in the applied internal moment and axial force.

(4) Following the assumptions of (3) above, the contribution of the prestressing tendons to the resistance of the section should be limited to their additional strength beyond prestressing. This may be calculated assuming that the origin of the stress/strain relationship of the tendons is displaced by the effects of prestressing.

(5)P Brittle failure of the member caused by failure of prestressing tendons shall be avoided.

(6) Brittle failure should be avoided by one or more of the following methods:

Method A: Provide minimum reinforcement in accordance with 9.2.1.

Method B: Provide pretensioned bonded tendons.

Method C: Provide easy access to prestressed concrete members in order to check and control the condition of tendons by non-destructive methods or by monitoring.

Method D: Provide satisfactory evidence concerning the reliability of the tendons.

Method E: Ensure that if failure were to occur due to either an increase of load or a reduction of prestress under the frequent combination of actions, cracking would occur before the ultimate capacity would be exceeded, taking account of moment redistribution due to cracking effects.

Примітка. Вибір методу для використання у конкретній країні може встановлюватись у національному додатку.

5.10.2 Зусилля попереднього напруження при натягуванні

5.10.2.1 Максимальна сила напруження

(1)P Сила, що прикладається до арматури P_{\max} (тобто, сила, що діє на кінці прикладання розтягування), не повинна перевищувати наступної величини:

$$P_{\max} = A_p \cdot \sigma_{p,\max} \quad (5.41)$$

де:

A_p – площа перерізу напруженої арматури;

$\sigma_{p,\max}$ – максимальні напруження, що прикладені до напруженої арматури

$$= \min \{ k_1 \cdot f_{pk}; k_2 \cdot f_{p0,1k} \}.$$

Примітка. Величини k_1 і k_2 для застосування у конкретній країні можуть встановлюватись у національному додатку. Рекомендуються наступні значення: $k_1 = 0,8$ і $k_2 = 0,9$.

(2) Перенапруження допускається у разі, якщо домкрат дозволяє вимірювати кінцеву величину сили напруження з точністю до $\pm 5\%$. У таких випадках максимальна сила напруження P_{\max} може збільшуватись до $k_3 \cdot f_{p0,1k}$ (наприклад, якщо має місце непередбачено високе тертя при протяжному по довжині напруженні).

Примітка. Величина k_3 для застосування у конкретній країні може встановлюватись у національному додатку. Рекомендується значення 0,95.

5.10.2.2 Обмеження напружень у бетоні

(1)P Необхідно запобігати можливості розтріскування або розколювання бетону на кінцях елементів, напружених на упори і на бетон.

(2) Необхідно уникати місцевого розтріскування або розколювання бетону безпосередньо за анкерами при напруженні на бетон згідно з відповідним Європейським технічним ухваленням.

(3) Міцність бетону в момент прикладання або передачі попереднього напруження повинна бути не меншою ніж мінімальне значення, встановлене у відповідному Європейському технічному ухваленні.

(4) Якщо напруження в окремій арматурі прикладається кроками, необхідна міцність бетону може бути знижена. Мінімальна міцність $f_{cm}(t)$ у момент часу t повинна становити k_4 (%)

Note: The selection of Methods to be used in a Country may be found in its National Annex.

5.10.2 Prestressing force during tensioning

5.10.2.1 Maximum stressing force

(1)P The force applied to a tendon, P_{\max} (i.e. the force at the active end during tensioning) shall not exceed the following value:

where:

A_p is the cross-sectional area of the tendon

$\sigma_{p,\max}$ is the maximum stress applied to the tendon

Note: The values of k_1 and k_2 for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended values are $k_1 = 0,8$ and $k_2 = 0,9$

(2) Overstressing is permitted if the force in the jack can be measured to an accuracy of $\pm 5\%$ of the final value of the prestressing force. In such cases the maximum prestressing force P_{\max} may be increased to $k_3 \cdot f_{p0,1k}$ (e.g. for the occurrence of an unexpected high friction in long-line pretensioning).

Note: The values of k_3 for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is 0,95.

5.10.2.2 Limitation of concrete stress

(1)P Local concrete crushing or splitting at the end of pre- and post-tensioned members shall be avoided.

(2) Local concrete crushing or splitting behind post-tensioning anchors should be avoided in accordance with the relevant European Technical Approval.

(3) The strength of concrete at application of or transfer of prestress should not be less than the minimum value defined in the relevant European Technical Approval.

(4) If prestress in an individual tendon is applied in steps, the required concrete strength may be reduced. The minimum strength $f_{cm}(t)$ at the time t should be k_4 [%] of the required concrete

від необхідної міцності для повного напруження, наведеної у Європейському технічному ухваленні. Значення попереднього напруження для проміжку між мінімальною і необхідною міцністю бетону для повного напруження можуть визначатись інтерполяцією між k_5 (%) і 100% величиною повного напруження.

Примітка. Величини k_4 і k_5 для застосування у конкретній країні можуть встановлюватись у національному додатку. Рекомендуються наступні значення: $k_4 = 50$ і $k_5 = 30$.

(5) Напруження стиску у бетоні конструкції від сили попереднього напруження та інших навантажень, які прикладені під час натягування або передавання попереднього напруження, повинні обмежуватись величиною:

$$\sigma_c \leq 0,6f_{ck}(t), \quad (5.42)$$

де $f_{ck}(t)$ – характеристична міцність бетону на стиск у момент часу t , коли до нього прикладається сила попереднього напруження.

Для елементів, що напружуються на упори, напруження в момент передачі попереднього напруження можуть збільшуватись на $k_6 \cdot f_{ck}(t)$, якщо може бути підтверджено випробуваннями або практикою, що утворення поздовжніх тріщин виключається.

Примітка. Величина k_6 для застосування у конкретній країні може встановлюватись у національному додатку. Рекомендується значення: $k_6 = 0,7$.

Якщо напруження стиску стало перевищують $0,45 f_{ck}(t)$, повинна враховуватись нелінійність повзучості.

5.10.2.3 Вимірювання

(1)P При напруженні на бетон сила напруження і відповідне видовження арматури повинні перевірятись вимірюваннями і контролюватись фактичні втрати внаслідок тертя.

5.10.3 Зусилля попереднього напруження

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

strength for full prestressing given in the European Technical Approval. Between the minimum strength and the required concrete strength for full prestressing, the prestress may be interpolated between k_5 [%] and 100 % of the full prestressing.

Note: The values of k_4 and k_5 for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value for k_4 is 50 and for k_5 is 30.

(5) The concrete compressive stress in the structure resulting from the prestressing force and other loads acting at the time of tensioning or release of prestress, should be limited to:

where $f_{ck}(t)$ is the characteristic compressive strength of the concrete at time t when it is subjected to the prestressing force.

For pretensioned elements the stress at the time of transfer of prestress may be increased to $k_6 \cdot f_{ck}(t)$, if it can be justified by tests or experience that longitudinal cracking is prevented.

Note: The value of k_6 for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is 0,7.

If the compressive stress permanently exceeds $0,45 f_{ck}(t)$ the non-linearity of creep should be taken into account.

5.10.2.3 Measurements

(1)P In post-tensioning the prestressing force and the related elongation of the tendon shall be checked by measurements and the actual losses due to friction shall be controlled.

5.10.3 Prestress force

(1)P At a given time t and distance x (or arc length) from the active end of the tendon the mean prestress force $P_{m,t}(x)$ is equal to the maximum force P_{max} imposed at the active end, minus the immediate losses and the time dependent losses (see below). Absolute values are considered for all the losses.

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

$$P_{m0}(x) = A_p \cdot \sigma_{pm0}(x), \quad (5.43)$$

де:

$\sigma_{pm0}(x)$ – напруження в арматурі відразу після натягу або передачі

(2) The value of the initial prestress force $P_{m0}(x)$ (at time $t = t_0$) applied to the concrete immediately after tensioning and anchoring (post-tensioning) or after transfer of prestressing (pre-tensioning) is obtained by subtracting from the force at tensioning P_{\max} the immediate losses $\Delta P_i(x)$ and should not exceed the following value:

where:

$\sigma_{pm0}(x)$ is the stress in the tendon immediately after tensioning or transfer

$$= \min \{ k_7 \cdot f_{pk}; k_8 \cdot f_{p0,1k} \}.$$

Примітка. Величини k_7 і k_8 для застосування у конкретній країні можуть встановлюватись у національному додатку. Рекомендуються значення: $k_7 = 0,75$ і $k_8 = 0,85$.

Note: The values of k_7 and k_8 for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value for k_7 is 0,75 and for k_8 is 0,85

(3) При визначенні миттєвих втрат $\Delta P_i(x)$ повинні враховуватись нижченаведені впливи відповідно для напруження на упори і на бетон (див. 5.10.4 і 5.10.5):

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

(3) When determining the immediate losses $\Delta P_i(x)$ the following immediate influences should be considered for pre-tensioning and post-tensioning where relevant (see 5.10.4 and 5.10.5):

- losses due to elastic deformation of concrete ΔP_{el} ;
- losses due to short term relaxation ΔP_r ;
- losses due to friction $\Delta P_{\mu}(x)$;
- losses due to anchorage slip ΔP_{sl} .

(4) Середнє значення сили напруження $P_{m,t}(x)$ у момент часу $t > t_0$ повинно визначатись залежно від методу напруження. На додаток до наведених у (3) миттєвих втрат повинні враховуватись залежні від часу втрати попереднього напруження $\Delta P_{c+s+r}(x)$ (див. 5.10.6), як наслідок повзучості і усадки бетону та довготривала релаксація напруженої сталі, тобто

(4) The mean value of the prestress force $P_{m,t}(x)$ at the time $t > t_0$ should be determined with respect to the prestressing method. In addition to the immediate losses given in (3) the time dependent losses of prestress $\Delta P_{c+s+r}(x)$ (see 5.10.6) as a result of creep and shrinkage of the concrete and the long term relaxation of the prestressing steel should be considered and

$$P_{m,t}(x) = P_{m0}(x) - \Delta P_{c+s+r}(x).$$

5.10.4 Миттєві втрати попереднього напруження при напруженні на упори

(1) Повинні враховуватись наступні втрати, які мають місце при напруженні на упори:

(i) під час процесу напруження: втрати внаслідок тертя в місцях перегинів (при зігнутих дротах або канатах) і втрати, що виникають при заклинюванні в каналах анкерних пристроїв.

5.10.4 Immediate losses of prestress for pre-tensioning

(1) The following losses occurring during pre-tensioning should be considered:

(i) during the stressing process: loss due to friction at the bends (in the case of curved wires or strands) and losses due to wedge draw-in of the anchorage devices.

(ii) до передачі попереднього напруження на бетон: втрати внаслідок релаксації розтягнутої арматури протягом періоду, що проходить між натягуванням арматури і попереднім напруженням бетону.

Примітка. У випадку теплової обробки втрати внаслідок усадки і релаксації видозмінюються і повинні оцінюватись відповідним чином; прямий тепловий вплив також повинен враховуватись (додаток D).

(iii) при передачі попереднього напруження на бетон: втрати внаслідок пружної деформації бетону, як результат впливу розтягнутої арматури після її вивільнення із анкерних пристроїв.

5.10.5 Миттєві втрати попереднього напруження при напруженні на бетон

5.10.5.1 Втрати внаслідок миттєвої деформації бетону

(1) Необхідно враховувати втрати зусилля в арматурі, що відповідають деформації бетону, при цьому слід враховувати порядок, у якому арматура напружується.

(2) Втрати ΔP_{el} можуть прийматись як середні втрати у кожному арматурному стрижні так:

$$\Delta P_{el} = A_p \cdot E_p \cdot \sum \left[\frac{j \cdot \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right], \quad (5.44)$$

де:

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

j – коефіцієнт, дорівнює:

$(n - 1)/2n$, де n – кількість успішно напружених ідентичних стрижнів. Для спрощення може прийматись як $1/2$.

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

5.10.5.2 Втрати внаслідок тертя

(1) Втрати внаслідок тертя $\Delta P_{\mu}(x)$ у напруженій на бетон арматурі можуть визначатись за формулою:

$$\Delta P_{\mu}(x) = P_{\max} \left(1 - e^{-\mu(\theta + kx)} \right), \quad (5.45)$$

де:

θ – сума кутових переміщень на відстані x (незалежно від напрямку або знака);

μ – коефіцієнт тертя між арматурою і її каналом;

(ii) before the transfer of prestress to concrete: loss due to relaxation of the pretensioning tendons during the period which elapses between the tensioning of the tendons and prestressing of the concrete.

Note: In case of heat curing, losses due to shrinkage and relaxation are modified and should be assessed accordingly; direct thermal effect should also be considered (see Annex D).

(iii) at the transfer of prestress to concrete: loss due to elastic deformation of concrete as the result of the action of pre-tensioned tendons when they are released from the anchorages.

5.10.5 Immediate losses of prestress for post-tensioning

5.10.5.1 Losses due to the instantaneous deformation of concrete

(1) Account should be taken of the loss in tendon force corresponding to the deformation of concrete, taking account the order in which the tendons are stressed.

(2) This loss, ΔP_{el} , may be assumed as a mean loss in each tendon as follows:

where:

$\Delta \sigma_c(t)$ is the variation of stress at the centre of gravity of the tendons applied at time t ;

j is a coefficient equal to:

$(n - 1)/2n$ where n is the number of identical tendons successively prestressed. As an approximation j may be taken as $1/2$.

1 for the variations due to permanent actions applied after prestressing.

5.10.5.2 Losses due to friction

(1) The losses due to friction $\Delta P_{\mu}(x)$, in post-tensioned tendons may be estimated from:

where:

θ is the sum of the angular displacements over a distance x (irrespective of direction or sign);

μ is the coefficient of friction between the tendon and its duct;

k – випадкове кутове переміщення для внутрішньої арматури (на одиницю довжини);

x – відстань вдовж арматури від точки, де сила попереднього напруження дорівнює P_{\max} (сила на кінці фактичної передачі протягом натягу).

Величини μ і k наводяться у відповідному Європейському технічному ухваленні. Значення μ залежить від характеристик поверхні арматури і каналу, від наявності іржі, від видовження арматури і від профілю арматури.

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

(2) За відсутності даних у наведеному Європейському технічному ухваленні при використанні виразу (5.45) можуть прийматись величини μ , наведені у таблиці 5.1.

(3) За відсутності даних у наведеному Європейському технічному ухваленні значення випадкових кутових переміщень для внутрішньої арматури, зазвичай, будуть у інтервалі $0,005 < k < 0,01$ на метр.

(4) Для зовнішньої арматури втратами напруження внаслідок випадкових поворотів можна знехтувати.

k is an unintentional angular displacement for internal tendons (per unit length);

x is the distance along the tendon from the point where the prestressing force is equal to P_{\max} (the force at the active end during tensioning)

The values μ and k are given in the relevant European Technical Approval. The value μ depends on the surface characteristics of the tendons and the duct, on the presence of rust, on the elongation of the tendon and on the tendon profile.

The value k for unintentional angular displacement depends on the quality of workmanship, on the distance between tendon supports, on the type of duct or sheath employed, and on the degree of vibration used in placing the concrete.

(2) In the absence of data given in a European Technical Approval the values for μ given in Table 5.1 may be assumed, when using Expression (5.45).

(3) In the absence of data in a European Technical Approval, values for unintended regular displacements for internal tendons will generally be in the range $0,005 < k < 0,01$ per metre.

(4) For external tendons, the losses of prestress due to unintentional angles may be ignored.

Таблиця 5.1 – Коефіцієнти тертя μ для зовнішньої арматури при напруженні на бетон і зовнішньої незчепленої арматури

Table 5.1 – Coefficients of friction μ of post-tensioned internal tendons and external unbonded tendons

| | Внутрішня арматура ¹⁾ Internal tendons ¹⁾ | Зовнішня незчеплена арматура External unbonded tendons | | | |
|---|--|---|---|---|---|
| | | Сталеві канали/не змащені Steel duct/ non lubricated | HDPE канали/не змащені HDPE duct/ non lubricated | Сталеві канали/змащені Steel duct/lubricated | HDPE канали/змащені HDPE duct/lubricated |
| Холоднотягнутий дріт Cold drawn wire | 0,17 | 0,25 | 0,14 | 0,18 | 0,12 |
| Канати Strand | 0,19 | 0,24 | 0,12 | 0,16 | 0,10 |
| Стрижні періодичного профілю Deformed bar | 0,65 | – | – | – | – |
| Гладкі круглі стрижні Smooth round bar | 0,33 | – | – | – | – |
| ¹⁾ арматура, яка займає близько половини каналу for tendons which fill about half of the duct | | | | | |

Примітка. HDPE – Поліетилен високої густини.

Note: HPDE – High density polyethylene

5.10.5.3 Втрати в анкерах

(1) Необхідно враховувати втрати, що мають місце при заклинюванні у каналах анкерних пристроїв протягом здійснення заанкерування, після натягування і внаслідок деформації самих анкерів.

(2) Величини заклинювання у каналах наведені у Європейському технічному ухваленні.

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

(1) Залежні від часу втрати можуть визначатись шляхом розгляду двох знижень напружень:

(a) внаслідок зменшення деформації, викликані деформацією бетону, що спричинена повзучістю і усадкою, від постійного навантаження;

(b) зменшення напружень у сталі внаслідок релаксації при розтягу.

Примітка. Релаксація сталі залежить від деформації бетону внаслідок повзучості та усадки. Зазвичай, ця залежність може приблизно враховуватись коефіцієнтом зниження = 0,8.

(2) Спрощений метод визначення втрат, що залежать від часу, на відстані x при дії постійних навантажень представлений виразом.

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2 \right) [1 + 0,8 \varphi(t, t_0)]}, \quad (5.46)$$

де:

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

ε_{cs} – абсолютна величина обчисленого значення деформації усадки згідно з 3.1.4(6);

E_p – модуль пружності напруженої арматури, див 3.3.6(2);

E_{cm} – модуль пружності бетону (таблиця 3.1);

$\Delta \sigma_{pr}$ – абсолютна величина зміни напружень в арматурі на відстані x у момент часу t , викликана релаксацією напруженої арматури. Вона визначається при напруженнях $\sigma_p = \sigma_p \times (G + P_{m0} + \varphi_2 Q)$,

де: $\sigma_p (G + P_{m0} + \varphi_2 Q)$ – початкові напруження в арматурі, викликані попереднім напруженням та квазіпостійними впливами;

5.10.5.3 Losses at anchorage

(1) Account should be taken of the losses due to wedge draw-in of the anchorage devices, during the operation of anchoring after tensioning, and due to the deformation of the anchorage itself.

(2) Values of the wedge draw-in are given in the European Technical Approval.

5.10.6 Time dependent losses of prestress for pre- and post-tensioning

(1) The time dependent losses may be calculated by considering the following two reductions of stress:

(a) due to the reduction of strain, caused by the deformation of concrete due to creep and shrinkage, under the permanent loads:

(b) the reduction of stress in the steel due to the relaxation under tension.

Note: The relaxation of steel depends on the concrete deformation due to creep and shrinkage. This interaction can generally and approximately be taken into account by a reduction factor 0,8.

(2) A simplified method to evaluate time dependent losses at location x under the permanent loads is given by Expression (5.46).

where:

$\Delta \sigma_{p,c+s+r}$ is the absolute value of the variation of stress in the tendons due to creep, shrinkage and relaxation at location x , at time t ;

ε_{cs} is the estimated shrinkage strain according to 3.1.4(6) in absolute value

E_p is the modulus of elasticity for the prestressing steel, see 3.3.6(2);

E_{cm} is the modulus of elasticity for the concrete (Table 3.1);

$\Delta \sigma_{pr}$ is the absolute value of the variation of stress in the tendons at location x , at time t , due to the relaxation of the prestressing steel. It is determined for a stress $\sigma_p = \sigma_p (G + P_{m0} + \varphi_2 Q)$,

where $\sigma_p (G + P_{m0} + \varphi_2 Q)$ is the initial stress in the tendons due to initial prestress and quasi-permanent actions.

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

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

A_p – площа всієї напруженої арматури на відстані x ;

A_c – площа перерізу бетону;

I_c – момент інерції перерізу бетону;

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

Напруження стиску і відповідні деформації, наведені у виразі (5.46), повинні використовуватись з додатнім знаком.

(3) Вираз (5.46) застосовується для зчеплених арматурних стрижнів при використанні величин місцевих напружень та для незчепленої арматури, при використанні середніх величин напружень. Середні величини повинні визначатись між прямолінійними ділянками, обмеженими ідеалізованими точками відгинів для зовнішньої арматури або вдовж повної довжини при внутрішній напруженій арматурі.

5.10.7 Урахування попереднього напруження у розрахунку

(1) При напруженні із застосуванням зовнішньої арматури можуть виникати моменти другого порядку.

(2) Моменти, спричинені впливами другого порядку від попереднього напруження, можуть виникати тільки у статично невизначених конструкціях.

(3) При лінійному розрахунку впливи першого і другого порядків від попереднього напруження повинні бути прикладені до розгляду будь-якого перерозподілу сил і моментів (див. 5.5).

(4) При розрахунку у пластичній стадії і нелінійному впливи другого порядку від попереднього напруження можуть розглядатись як додаткові пластичні повороти, які, таким чином, повинні враховуватись при перевірці несучої здатності за граничним поворотом.

$\varphi(t, t_0)$ is the creep coefficient at a time t and load application at time t_0 ;

$\sigma_{c, QP}$ is the stress in the concrete adjacent to the tendons, due to self-weight and initial prestress and other quasi-permanent actions where relevant. The value of $\sigma_{c, QP}$ may be the effect of part of self-weight and initial prestress or the effect of a full quasi-permanent combination of action $\sigma_p (G + P_{m0} + \varphi_2 Q)$, depending on the stage of construction considered.

A_p is the area of all the prestressing tendons at the location x ;

A_c is the area of the concrete section;

I_c is the second moment of area of the concrete section;

z_{cp} is the distance between the centre of gravity of the concrete section and the tendons.

Compressive stresses and the corresponding strains given in Expression (5.46) should be used with a positive sign.

(3) Expression (5.46) applies for bonded tendons when local values of stresses are used and for unbonded tendons when mean values of stresses are used. The mean values should be calculated between straight sections limited by the idealised deviation points for external tendons or along the entire length in case of internal tendons.

5.10.7 Consideration of prestress in analysis

(1) Second order moments can arise from prestressing with external tendons.

(2) Moments from secondary effects of prestressing arise only in statically indeterminate structures.

(3) For linear analysis both the primary and secondary effects of prestressing should be applied before any redistribution of forces and moments is considered (see 5.5).

(4) In plastic and non-linear analysis the secondary effect of prestress may be treated as additional plastic rotations which should then be included in the check of rotation capacity.

(5) Після заповнення розчином каналів при попередньому напруженні арматури на бетон можна допускати наявність жорсткого зчеплення між арматурою і бетоном. Але до заповнення арматуру слід розглядати, як не зчеплену.

(6) Зовнішню арматуру можна розглядати як прямолінійну між відхиляючими пристроями.

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

(1) У загальному випадку розрахункове значення сили попереднього напруження можна визначити як $P_{d,t}(x) = \gamma_P \cdot P_{m,t}(x)$ (див. 5.10.3(4) для визначення $P_{m,t}(x)$) і 2.4.2.2. для γ_P .

(2) Для напружених елементів із постійно незчепленою арматурою, як правило, при обчисленні зростання напружень у попередньо напруженій арматурі необхідно враховувати деформацію всього елемента. У разі відсутності точних обчислень можна приймати, що зростання напружень від рівня фактичних при попередньому напруженні до напружень у граничному стані становить $\Delta\sigma_{p,ULS}$.

Примітка. Величина $\Delta\sigma_{p,ULS}$ для конкретної країни може встановлюватись у національному додатку. Рекомендується величина 100 МПа.

(3) У разі визначення зростання напружень за деформованою схемою всього елемента повинні застосовуватись середні величини характеристик матеріалів. Розрахункове значення зростання напружень $\Delta\sigma_{pd} = \Delta\sigma_p \gamma_{\Delta P}$ повинно визначатись із застосуванням відповідних коефіцієнтів надійності $\gamma_{\Delta P,sup}$ і $\gamma_{\Delta P,inf}$.

Примітка. Величини $\gamma_{\Delta P,sup}$ і $\gamma_{\Delta P,inf}$ для конкретної країни можуть встановлюватись у національному додатку. Для $\gamma_{\Delta P,sup}$ і $\gamma_{\Delta P,inf}$ рекомендуються величини 1,2 та 0,8, відповідно. При застосуванні лінійного розрахунку перерізу без тріщин необхідно приймати нижню межу деформацій, а рекомендованою величиною для обох коефіцієнтів $\gamma_{\Delta P,sup}$ і $\gamma_{\Delta P,inf}$ є 1,0.

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

(1)P При розрахунку за придатністю до експлуатації та втомою повинні встановлюватись обмеження можливих змін попереднього напруження. Для граничного стану за придатністю до експлуатації визначають дві характерні величини сили попереднього напруження за виразами:

(5) Rigid bond between steel and concrete may be assumed after grouting of post-tensioned tendons. However before grouting the tendons should be considered as unbonded.

(6) External tendons may be assumed to be straight between deviators.

5.10.8 Effects of prestressing at ultimate limit state

(1) In general the design value of the prestressing force may be determined by $P_{d,t}(x) = \gamma_P \cdot P_{m,t}(x)$ (see 5.10.3 (4) for the definition of $P_{m,t}(x)$) and 2.4.2.2 for γ_P .

(2) For prestressed members with permanently unbonded tendons, it is generally necessary to take the deformation of the whole member into account when calculating the increase of the stress in the prestressing steel. If no detailed calculation is made, it may be assumed that the increase of the stress from the effective prestress to the stress in the ultimate limit state is $\Delta\sigma_{p,ULS}$.

Note: The value of $\Delta\sigma_{p,ULS}$ for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is 100 MPa.

(3) If the stress increase is calculated using the deformation state of the whole member the mean values of the material properties should be used. The design value of the stress increase $\Delta\sigma_{pd} = \Delta\sigma_p \gamma_{\Delta P}$ should be determined by applying partial safety factors $\gamma_{\Delta P,sup}$ and $\gamma_{\Delta P,inf}$ respectively.

Note: The values of $\gamma_{\Delta P,sup}$ and $\gamma_{\Delta P,inf}$ for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended values for $\gamma_{\Delta P,sup}$ and $\gamma_{\Delta P,inf}$ are 1,2 and 0,8 respectively. If linear analysis with uncracked sections is applied, a lower limit of deformations may be assumed and the recommended value for both $\gamma_{\Delta P,sup}$ and $\gamma_{\Delta P,inf}$ is 1,0.

5.10.9 Effects of prestressing at serviceability limit state and limit state of fatigue

(1)P For serviceability and fatigue calculations allowance shall be made for possible variations in prestress. Two characteristic values of the prestressing force at the serviceability limit state are estimated from:

$$P_{k,\text{sup}} = r_{\text{sup}} P_{m,t}(x), \quad (5.47)$$

$$P_{k,\text{inf}} = r_{\text{inf}} P_{m,t}(x), \quad (5.48)$$

де:

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

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

Примітка. Величини r_{sup} і r_{inf} для конкретної країни можуть встановлюватись у національному додатку. Рекомендуються наступні величини:

– для арматури, напруженої на упори або без зчеплення: $r_{\text{sup}} = 1,05$ і $r_{\text{inf}} = 0,95$;

– для арматури напруженої на бетон із зчепленням: $r_{\text{sup}} = 1,10$ і $r_{\text{inf}} = 0,90$;

– при здійсненні відповідних вимірювань (наприклад, попереднього натягу): $r_{\text{sup}} = r_{\text{inf}} = 1,0$.

5.11 Розрахунок конструкційних елементів з деякими особливостями

(1)Р Плити, що обпираються на колони, класифікуються як плоскі (безбалочні) плити.

(2)Р Діафрагми жорсткості – це звичайні або залізобетонні стіни, які забезпечують поперечну стійкість споруди.

Примітка. Подальша інформація стосовно розрахунку плоских плит і діафрагм наведена у додатку I.

where:

$P_{k,\text{sup}}$ is the upper characteristic value;

$P_{k,\text{inf}}$ is the lower characteristic value.

Note: The values of r_{sup} and r_{inf} for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended values are:

– for pre-tensioning or unbonded tendons: $r_{\text{sup}} = 1,05$ and $r_{\text{inf}} = 0,95$;

– for post-tensioning with bonded tendons: $r_{\text{sup}} = 1,10$ and $r_{\text{inf}} = 0,90$;

– when appropriate measures (e.g. direct measurements of pretensioning) are taken: $r_{\text{sup}} = r_{\text{inf}} = 1,0$.

5.11 Analysis for some particular structural members

(1)P Slabs supported on columns are defined as flat slabs.

(2)P Shear walls are plain or reinforced concrete walls that contribute to lateral stability of the structure.

Note: For information concerning the analysis of flat slabs and shear walls see Annex I.

6 ГРАНИЧНІ СТАНИ (ULS)

6.1 Згин з осьюовою або без осьової сили

(1)P Цей розділ застосовується для ділянок балок, плит та схожих елементів, на яких не відбувається перерозподілу, і на яких поперечні перерізи залишаються приблизно плоскими до і після навантаження. Ділянки балок та інших елементів, перерізи яких не залишаються плоскими, можуть розраховуватись і конструюватись згідно з 6.5.

(2)P Для визначення граничного опору за моментом залізобетонного або попередньо напруженого залізобетонного перерізу приймаються наступні умови:

- плоскі перерізи залишаються плоскими;
- деформації у зчепленій арматурі або попередньо напруженій арматурі однакові з оточуючим бетоном, як при розтягу, так і при стиску;
- міцність бетону на розтяг не враховується;
- напруження у бетоні при стиску виводяться на основі залежності "напруження-деформації", наданій у 3.1.7;
- напруження у звичайній і попередньо напруженій арматурі виводяться на основі розрахункових кривих у 3.2 (рисунок 3.8) і 3.3 (рисунок 3.10);
- при визначенні напружень у попередньо напруженій арматурі враховуються початкові деформації цієї арматури.

(3)P Деформації стиску бетону повинні обмежуватись величинами ε_{cu2} або ε_{cu3} залежно від використаних графіків "напруження-деформації", див. 3.1.7 і таблицю 3.1. Деформації звичайної і попередньо напруженої арматурної сталі повинні обмежуватись величиною ε_{du} див. 3.2.7 (2) і 3.3.6 (7) відповідно.

(4) Для поперечних перерізів із симетричним армуванням, навантажених стискальною силою, необхідно приймати величину мінімального ексцентриситету $e_0 = h/30$, але не менше ніж 20 мм, де h – висота перерізу.

(5) У зонах поперечних перерізів, на які навантаження близькі до симетричного ($e/h < 0,1$), таких як стиснуті полиці балок коробчастого перерізу, середня величина деформації стиску у цих зонах перерізу повинна обмежуватись значенням ε_{c2} (або ε_{c3} , якщо застосовується дволінійна залежність, показана на рисунку 3.4).

6 ULTIMATE LIMIT STATES (ULS)

6.1 Bending with or without axial force

(1)P This section applies to undisturbed regions of beams, slabs and similar types of members for which sections remain approximately plane before and after loading. The discontinuity regions of beams and other members in which plane sections do not remain plane may be designed and detailed according to 6.5.

(2)P When determining the ultimate moment resistance of reinforced or prestressed concrete cross-sections, the following assumptions are made:

- plane sections remain plane;
- the strain in bonded reinforcement or bonded prestressing tendons, whether in tension or in compression, is the same as that in the surrounding concrete;
- the tensile strength of the concrete is ignored;
- the stresses in the concrete in compression are derived from the design stress/strain relationship given in 3.1.7;
- the stresses in the reinforcing or prestressing steel are derived from the design curves in 3.2 (Figure 3.8) and 3.3 (Figure 3.10);
- the initial strain in prestressing tendons is taken into account when assessing the stresses in the tendons.

(3)P The compressive strain in the concrete shall be limited to ε_{cu2} or ε_{cu3} , depending on the stress-strain diagram used, see 3.1.7 and Table 3.1. The strains in the reinforcing steel and the prestressing steel shall be limited to ε_{du} (where applicable); see 3.2.7 (2) and 3.3.6 (7) respectively.

(4) For cross-sections with symmetrical reinforcement loaded by the compression force it is necessary to assume the minimum eccentricity, $e_0 = h/30$ but not less than 20 mm where h is the depth of the section.

(5) In parts of cross-sections which are subjected to approximately concentric loading ($e/h < 0,1$), such as compression flanges of box girders, the mean compressive strain in that part of the section should be limited to ε_{c2} (or ε_{c3} if the bilinear relation of Figure 3.4 is used).

(6) Можливі діапазони розподілу деформацій показані на рисунку 6.1.

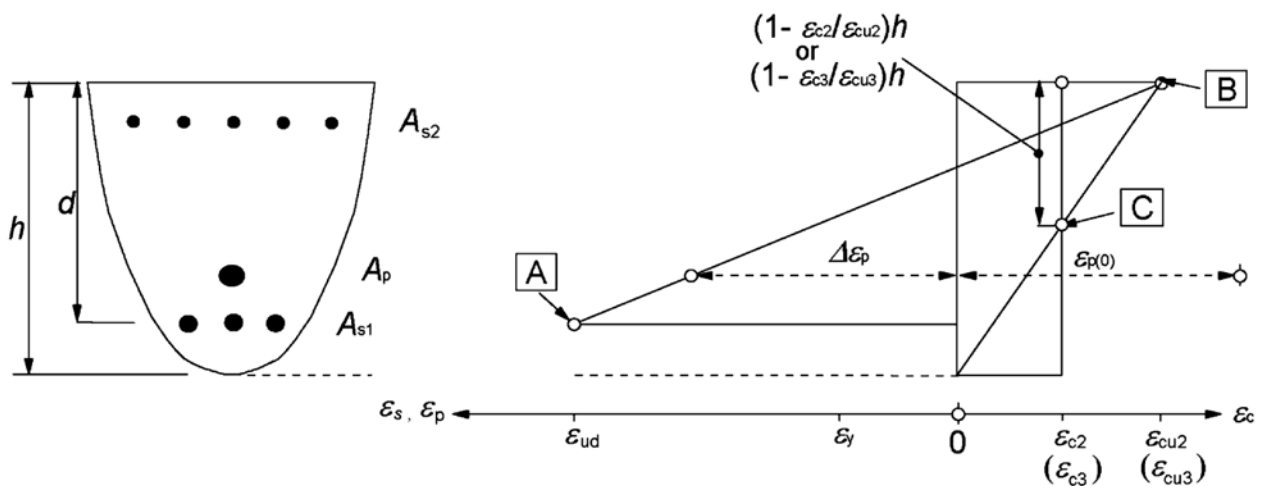
(7) Для попередньо напружених елементів із напруженою арматурою без постійного зчеплення див. 5.10.8.

(8) Для зовнішньої попередньо напруженої арматури деформації у напруженій арматурі між двома послідовними точками контакту (анкерами або відхиляючими пристроями) вважаються постійними. Таким чином, деформації напруженої арматури дорівнюють початковим деформаціям, які реалізуються зразу після завершення процесу напруження, збільшеного на величину деформації, викликані деформацією конструкції у контактних зонах, що розглядаються. Див. також 5.10.

(6) The possible range of strain distributions is shown in Figure 6.1.

(7) For prestressed members with permanently unbonded tendons see 5.10.8.

(8) For external prestressing tendons the strain in the prestressing steel between two subsequent contact points (anchors or deviation saddles) is assumed to be constant. The strain in the prestressing steel is then equal to the initial strain, realised just after completion of the prestressing operation, increased by the strain resulting from the structural deformation between the contact areas considered. See also 5.10.



- A** - гранична деформація арматурної сталі при розтягу
- reinforcing steel tension strain limit
- B** - гранична деформація бетону при стиску
- concrete compression strain limit
- C** - гранична деформація бетону при центральному стиску
- concrete pure compression strain limit

Рисунок 6.1 – Можливі розподіли деформацій у граничному стані
Figure 6.1 – Possible strain distributions in the ultimate limit state

6.2 Зсув

6.2.1 Загальна методика перевірки

(1)P Для перевірки опору зсуву застосовуються наступні позначки:

$V_{Rd,c}$ – розрахункова несуча здатність на зсув елемента без поперечного армування;

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

$V_{Rd,max}$ – розрахункове значення максимальної поперечної сили, яку може сприйняти елемент, і яке обмежене руйнуванням умовних стиснутих елементів.

Для елементів із похилими поясами додатково застосовуються наступні величини (рисунок 6.2):

V_{ccd} – розрахункове значення компонента сили зсуву у стиснутій зоні у випадку наявності похилих стиснутих поясів.

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

6.2 Shear

6.2.1 General verification procedure

(1)P For the verification of the shear resistance the following symbols are defined:

$V_{Rd,c}$ – is the design shear resistance of the member without shear reinforcement;

$V_{Rd,s}$ – is the design value of the shear force which can be sustained by the yielding shear reinforcement;

$V_{Rd,max}$ – is the design value of the maximum shear force which can be sustained by the member, limited by crushing of the compression struts.

In members with inclined chords the following additional values are defined (see Figure 6.2):

V_{ccd} – is the design value of the shear component of the force in the compression area, in the case of an inclined compression chord.

V_{td} – is the design value of the shear component of the force in the tensile reinforcement, in the case of an inclined tensile chord.

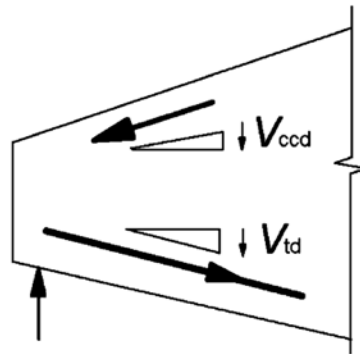


Рисунок 6.2 – Компонент зсуву для елементів із похилими поясами

Figure 6.2 – Shear component for members with inclined chords

(2) Несуча здатність на зсув елемента з поперечним армуванням визначається, як:

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{ccd} + V_{td} \quad (6.1)$$

(3) На ділянках елемента, де $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$, нема потреби розраховувати поперечне армування. V_{Ed} – розрахункове значення поперечної сили у перерізі від зовнішнього навантаження і попереднього напруження (зі зчепленням або без).

(2) The shear resistance of a member with shear reinforcement is equal to:

(3) In regions of the member where $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ no calculated shear reinforcement is necessary. V_{Ed} is the design shear force in the section considered resulting from external loading and prestressing (bonded or unbonded).

(4) У випадку, коли на основі розрахунку за поперечною силою не вимагається поперечна арматура, мінімальне поперечне армування все одно повинно встановлюватись відповідно до 9.2.2. Мінімальне поперечне армування може не встановлюватись у таких елементах, як плити (суцільні, ребристі або порожнисті), де можливий перерозподіл поперечних навантажень. Мінімальне армування також може не встановлюватись у другорядних елементах (наприклад, перемичках із прогоном ≤ 2 м), внесок яких у загальну несучу здатність і стійкість конструкції незначний.

(5) На ділянках, де $V_{Ed} > V_{Rd,c}$, згідно з виразом (6.2) необхідно встановлювати відповідне поперечне армування для виконання умови, що $V_{Ed} \leq V_{Rd}$ (6.8).

(6) Сумарна розрахункова поперечна сила із урахуванням внеску полиць $V_{Ed} - V_{ccd} - V_{td}$ не повинна перевищувати максимально допустимого значення $V_{Rd,max}$ (6.2.3), у будь-якому перерізі елемента.

(7) Поздовжня розтягнута арматура повинна бути здатна сприйняти додаткове зусилля розтягу, спричинене зсувом (6.2.3 (7)).

(8) Для елементів з переважно рівномірно розподіленим навантаженням не потрібно здійснювати перевірку за поперечною силою на відстані, меншій за d від грані опори. Будь-яка передбачена поперечна арматура повинна продовжуватись до опори. Окрім того, необхідно перевіряти умову, що поперечна сила на опорі не перевищує $V_{Rd,max}$ (див. 6.2.2 (6) і 6.2.3).

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

6.2.2 Елементи, що не потребують розрахункового поперечного армування

(1) Розрахункова величина несучої здатності на зсув $V_{Rd,c}$ визначається, як:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho f_{ck})^{1/3} + k \sigma_{cp} \right] b_w d \quad (6.2a)$$

при мінімальному значенні

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k \sigma_{cp}) b_w d, \quad (6.2b)$$

(4) When, on the basis of the design shear calculation, no shear reinforcement is required, minimum shear reinforcement should nevertheless be provided according to 9.2.2. The minimum shear reinforcement may be omitted in members such as slabs (solid, ribbed or hollow core slabs) where transverse redistribution of loads is possible. Minimum reinforcement may also be omitted in members of minor importance (e.g. lintels with span ≤ 2 m) which do not contribute significantly to the overall resistance and stability of the structure.

(5) In regions where $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ according to Expression (6.2), sufficient shear reinforcement should be provided in order that $V_{Ed} \leq V_{Rd}$ (see Expression (6.8)).

(6) The sum of the design shear force and the contributions of the flanges, $V_{Ed} - V_{ccd} - V_{td}$, should not exceed the permitted maximum value $V_{Rd,max}$ (see 6.2.3), anywhere in the member.

(7) The longitudinal tension reinforcement should be able to resist the additional tensile force caused by shear (see 6.2.3 (7)).

(8) For members subject to predominantly uniformly distributed loading the design shear force need not be checked at a distance less than d from the face of the support. Any shear reinforcement required should continue to the support. In addition it should be verified that the shear at the support does not exceed $V_{Rd,max}$ (see also 6.2.2 (6) and 6.2.3).

(9) Where a load is applied near the bottom of a section, sufficient vertical reinforcement to carry the load to the top of the section should be provided in addition to any reinforcement required to resist shear.

6.2.2 Members not requiring design shear reinforcement

(1) The design value for the shear resistance $V_{Rd,c}$ is given by:

with a minimum of

де:

f_{ck} – в МПа;

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

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

A_{sI} – площа розтягнутої арматури, яка продовжується на відстань $\geq (l_{bd} + d)$ за переріз, що розглядається (рисунок 6.3);

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

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

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

A_c – площа поперечного перерізу бетону, мм²;

$V_{Rd,c}$ – в Н.

Примітка. Величини $C_{Rd,c}$, v_{min} і k_1 , які застосовуються у конкретній країні, можуть встановлюватись національним додатком. Рекомендованими є величини: $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$; v_{min} – вираз (6.3N) і $k_1 = 0,15$.

where:

f_{ck} is in MPa;

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

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

A_{sI} is the area of the tensile reinforcement, which extends $\geq (l_{bd} + d)$ beyond the section considered (see Figure 6.3);

b_w is the smallest width of the cross-section in the tensile area [mm];

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0,2 f_{cd}, \text{ [MPa];}$$

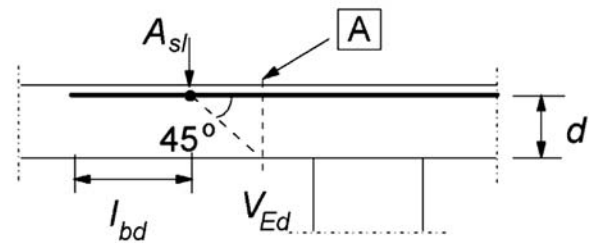
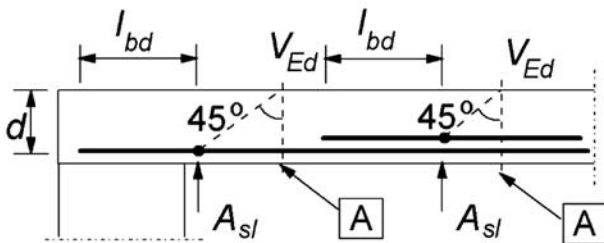
N_{Ed} is the axial force in the cross-section due to loading or prestressing [in N] ($N_{Ed} > 0$ for compression). The influence of imposed deformations on N_E may be ignored.

A_c is the area of concrete cross section [mm²];

$V_{Rd,c}$ is [N].

Note: The values of $C_{Rd,c}$, v_{min} and k_1 for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value for $C_{Rd,c}$ is $0,18/\gamma_c$, that for v_{min} is given by Expression (6.3N) and that for k_1 is 0,15.

$$v_{min} = 0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}. \quad (6.3N).$$



A – переріз, що розглядається
 – section considered

Рисунок 6.3 – Визначення A_{sI} у виразі (6.2 b)
Figure 6.3 – Definition of A_{sI} in Expression (6.2 b)

(2) Для попередньо напружених однопрольотних елементів без поперечної арматури несуча здатність на зсув зон із тріщинами при згині може обчислюватись за виразом (6.2a). У зонах без тріщин при згині (де напруження розтягу при згині менші ніж $f_{ctk, 0,05} / \gamma_c$), несуча здатність на зсув повинна обмежуватись міцністю бетону на розтяг. У таких зонах несуча здатність на зсув визначається за виразом:

(2) In prestressed single span members without shear reinforcement, the shear resistance of the regions cracked in bending may be calculated using Expression (6.2a). In regions uncracked in bending (where the flexural tensile stress is smaller than $f_{ctk, 0,05} / \gamma_c$) the shear resistance should be limited by the tensile strength of the concrete. In these regions the shear resistance is given by:

$$V_{Rd,c} = \frac{I \cdot b_w}{S} \cdot \sqrt{(f_{ctd})^2 + \alpha_1 \sigma_{cp} f_{ctd}}, \quad (6.4)$$

де:

I – момент інерції перерізу;

b_w – ширина поперечного перерізу по центральній осі, допускається наявність каналів відповідно до виразів (6.16) і (6.17);

S – статичний момент перерізу вище і відносно центральної осі;

$\alpha_1 = l_x / l_{pt2} \leq 1,0$ для попередньо натягнутої арматури;

= 1,0 для інших видів напруження;

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

l_{pt2} – величина верхньої межі довжини передачі для напруженого елемента згідно з виразом (8.18);

σ_{cp} – напруження стиску бетону на центральній осі від осьового навантаження і/або попереднього напруження ($\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ в МПа, $N_{Ed} > 0$ при стиску).

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

(3) Обчислення несучої здатності на зсув згідно з виразом (6.4) не вимагається для перерізів, які ближче до опори ніж точка перетину пружної центральної осі і похилої лінії від внутрішньої грані опори під кутом 45° .

(4) Для загального випадку прикладання до елементів згинального моменту і осьової сили при підтвердженні, що тріщини відсутні при згині у граничному стані, див. 12.6.3.

(5) При розрахунку поздовжньої арматури для ділянок із тріщинами при згині епюру M_{Ed} потрібно змістити на відстань $a_1 = d$ у несприятливому напрямку (див. 9.2.1.3 (2)).

(6) Для елементів з навантаженнями, прикладеними зверху в межах відстані $0,5d \leq a_v \leq 2d$ від грані опори (або центра точки обпирання при використанні рухомої опори), складову цього навантаження і поперечну силу V_{Ed} можна помножити на $\beta = a_v / 2d$. Це зниження

where

I is the second moment of area

b_w is the width of the cross-section at the centroidal axis, allowing for the presence of ducts in accordance with Expressions (6.16) and (6.17);

S is the first moment of area above and about the centroidal axis;

$\alpha_1 = l_x / l_{pt2} \leq 1,0$ for pretensioned tendons;

= 1,0 for other types of prestressing;

l_x is the distance of section considered from the starting point of the transmission length;

l_{pt2} the upper bound value of the transmission length of the prestressing element according to Expression (8.18);

σ_{cp} is the concrete compressive stress at the centroidal axis due to axial loading and/or prestressing ($\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$, in MPa, $N_{Ed} > 0$ in compression).

For cross-sections where the width varies over the height, the maximum principal stress may occur on an axis other than the centroidal axis. In such a case the minimum value of the shear resistance should be found by calculating $V_{Rd,c}$ at various axes in the cross-section.

(3) The calculation of the shear resistance according to Expression (6.4) is not required for cross-sections that are nearer to the support than the point which is the intersection of the elastic centroidal axis and a line inclined from the inner edge of the support at an angle of 45° .

(4) For the general case of members subjected to a bending moment and an axial force, which can be shown to be uncracked in flexure at the ULS, reference is made to 12.6.3.

(5) For the design of the longitudinal reinforcement, in the region cracked in flexure, the M_{Ed} – line should be shifted over a distance $a_1 = d$ in the unfavourable direction (see 9.2.1.3 (2)).

(6) For members with loads applied on the upper side within a distance $0,5d \leq a_v \leq 2d$ from the edge of a support (or centre of bearing where flexible bearings are used), the contribution of this load to the shear force V_{Ed} may be multiplied by $\beta = a_v / 2d$. This reduction may be applied for

може застосовуватись при перевірці $V_{Rd,c}$ за виразом (6.2а). Такий підхід правомірний тільки у разі забезпечення повного заанкерування поздовжньої арматури на опорах. При $a_v \leq 0,5d$ необхідно приймати значення $a_v = 0,5d$.

Поперечна сила V_{Ed} , обчислена без зниження через β , все одно повинна завжди задовольняти умову:

$$V_{Ed} \leq 0,5b_w d v f_{cd} , \quad (6.5)$$

де v – коефіцієнт зниження міцності бетону з тріщинами при зсуві.

Примітка. Величина v для застосування у конкретній країні може встановлюватись національним додатком. Рекомендованою є величина, визначена за виразом:

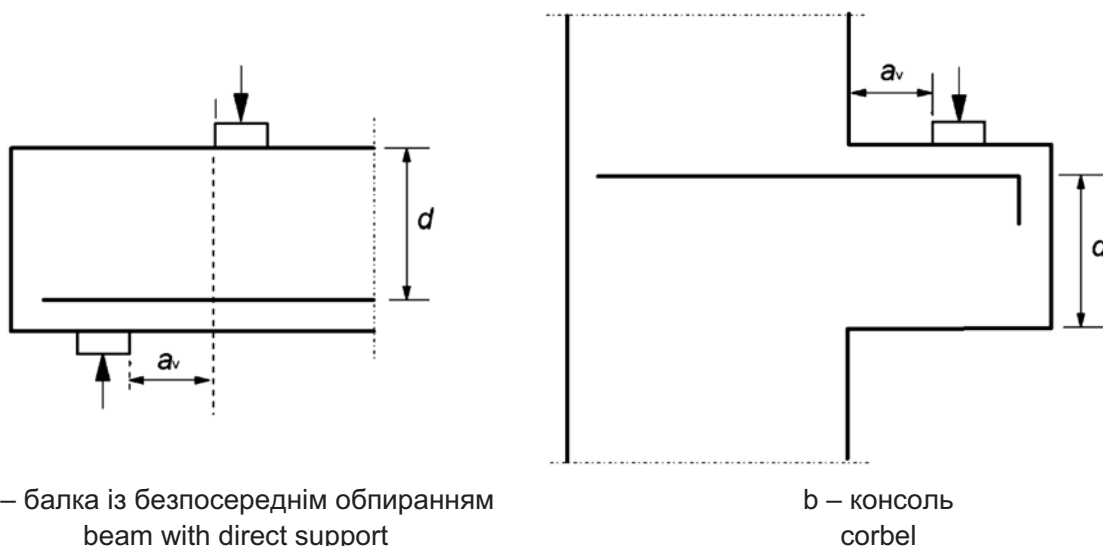
$$v = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] (f_{ck} \text{ в МПа (in MPa)}) . \quad (6.6N)$$

checking $V_{Rd,c}$ in Expression (6.2.a). This is only valid provided that the longitudinal reinforcement is fully anchored at the support. For $a_v \leq 0,5d$ the value $a_v = 0,5d$ should be used.

The shear force V_{Ed} , calculated without reduction by β , should however always satisfy the condition

where v is a strength reduction factor for concrete cracked in shear.

Note: The value v for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value follows from:



a – балка із безпосереднім опиранням
beam with direct support

b – консоль
corbel

Рисунок 6.4 – Навантаження біля опор
Figure 6.4 – Loads near supports

(7) Балки з навантаженнями біля опор і консолей можуть розраховуватись альтернативним методом за допомогою моделей стиснуто-розтягнутих елементів. Детальніше про метод див. 6.5.

6.2.3 Елементи, що потребують поперечного армування за розрахунком

(1) Розрахунок елементів з поперечною арматурою ґрунтується на "фермовій" моделі (рисунок 6.5). Граничні величини кута θ похилих стиснутих умовних елементів стінки наведено у 6.2.3 (2).

(7) Beams with loads near to supports and corbels may alternatively be designed with strut and tie models. For this alternative, reference is made to 6.5.

6.2.3 Members requiring design shear reinforcement

(1) The design of members with shear reinforcement is based on a truss model (Figure 6.5). Limiting values for the angle θ of the inclined struts in the web are given in 6.2.3 (2).

На рисунку 6.5 використано наступні позначки:

α – кут між поперечною арматурою і віссю балки, перпендикулярною до поперечної сили (позитивний напрям показано на рисунку 6.5);

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

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

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

b_w – мінімальна ширина між розтягнутим і стиснутим поясами;

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

У елементах з похилою попередньо напруженою арматурою необхідно забезпечувати, щоб поздовжня арматура у розтягнутому поясі сприймала поздовжнє зусилля розтягу внаслідок зсуву, визначеного у (3).

In Figure 6.5 the following notations are shown:

α is the angle between shear reinforcement and the beam axis perpendicular to the shear force (measured positive as shown in Figure 6.5);

θ is the angle between the concrete compression strut and the beam axis perpendicular to the shear force;

F_{td} is the design value of the tensile force in the longitudinal reinforcement;

F_{cd} is the design value of the concrete compression force in the direction of the longitudinal member axis.

b_w is the minimum width between tension and compression chords;

z is the inner lever arm, for a member with constant depth, corresponding to the bending moment in the element under consideration. In the shear analysis of reinforced concrete without axial force, the approximate value $z = 0,9d$ may normally be used.

In elements with inclined prestressing tendons, longitudinal reinforcement at the tensile chord should be provided to carry the longitudinal tensile force due to shear defined in (3).

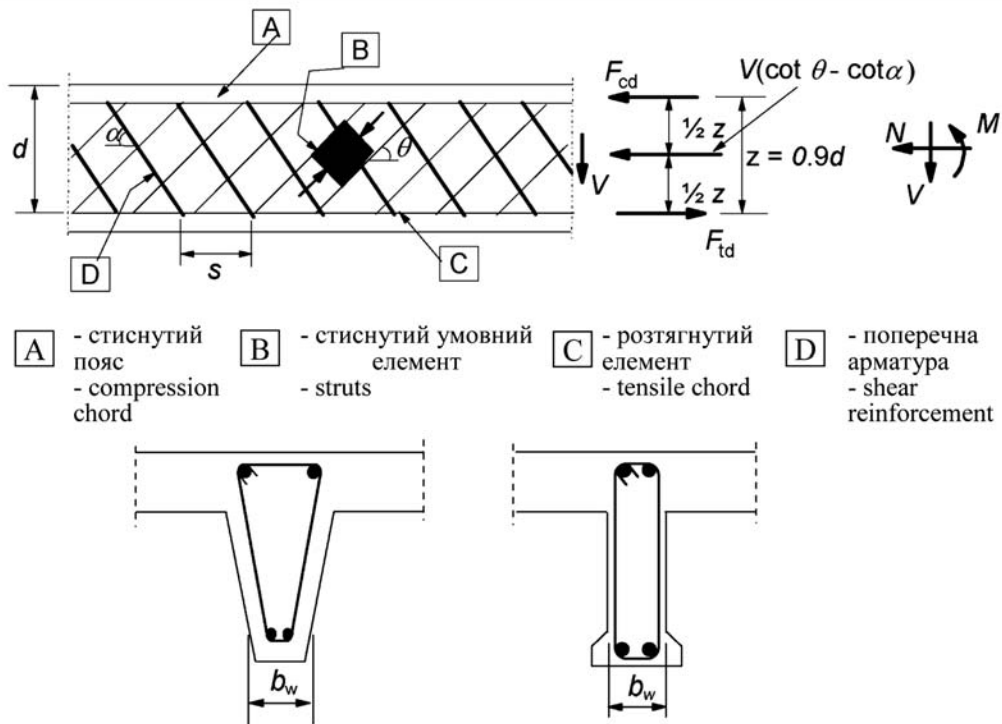


Рисунок 6.5 – Фермова модель і позначки для елементів поперечного армування
Figure 6.5 – Truss model and notation for shear reinforced members

(2) Величина кута θ повинна обмежуватись.

(2) The angle θ should be limited.

Примітка. Граничні величини $\cot \theta$ для використання у конкретній країні можуть встановлюватись у національному додатку. Рекомендовані граничні величини надаються виразом.

Note: The limiting values of $\cot \theta$ for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended limits are given in Expression (6.7N).

$$1 \leq \cot \theta \leq 2,5 . \quad (6.7N)$$

(3) Для елементів з вертикальним поперечним армуванням несуча здатність на зсув V_{Rd} приймається меншою із величин:

(3) For members with vertical shear reinforcement, the shear resistance, V_{Rd} is the smaller value of:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta . \quad (6.8)$$

Примітка. Якщо застосовується вираз (6.10), то величину f_{ywd} у виразі (6.8) потрібно зменшувати до $0,8 f_{ywd}$.

Note: If Expression (6.10) is used the value of f_{ywd} should be reduced to $0,8 f_{ywk}$ in Expression (6.8)

i

and

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) , \quad (6.9)$$

де:

where:

A_{sw} – площа поперечного перерізу поперечної арматури;

A_{sw} is the cross-sectional area of the shear reinforcement;

s – крок поперечних стрижнів;

s is the spacing of the stirrups;

f_{ywd} – розрахункова міцність поперечної арматури на границі текучості;

f_{ywd} is the design yield strength of the shear reinforcement;

v_1 – коефіцієнт зменшення міцності бетону з тріщинами при зсуві;

v_1 is a strength reduction factor for concrete cracked in shear;

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

α_{cw} is a coefficient taking account of the state of the stress in the compression chord.

Примітка 1. Величини v_1 і α_{cw} для застосування у конкретній країні можуть встановлюватись національним додатком. Рекомендованою величиною v_1 є v (див. (6.6N)).

Note 1: The value of v_1 and α_{cw} for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value of v_1 is v (see Expression (6.6N)).

Примітка 2. Якщо розрахункові напруження у поперечній арматурі становлять менше ніж 80% від характеристичних напружень текучості f_{yk} , то v_1 можна приймати так:

Note 2: If the design stress of the shear reinforcement is below 80% of the characteristic yield stress f_{yk} , v_1 may be taken as:

$$v_1 = 0,6 \text{ при (for) } f_{ck} \leq 60 \text{ МПа (MPa) ,} \quad (6.10.aN)$$

$$v_1 = 0,9 - f_{ck} / 200 > 0,5 \text{ при (for) } f_{ck} \geq 60 \text{ МПа (MPa) .} \quad (6.10.bN)$$

Примітка 3. Рекомендованою величиною α_{cw} є наступна:

Note 3: The recommended value of α_{cw} is as follows:

1 – для конструкцій без попереднього напруження

1 for non-prestressed structures

$$(1 + \sigma_{cp} / f_{cd}) \text{ при (for) } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd} , \quad (6.11.aN)$$

$$1,25 \text{ при (for) } 0,25 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd} , \quad (6.11.bN)$$

$$2,5 (1 - \sigma_{cp} / f_{cd}) \text{ при (for) } 0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < 1,0 f_{cd} , \quad (6.11.cN)$$

де:

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

Примітка 4. Максимальна приведена площа перерізу поперечної арматури $A_{sw,max}$ при $\cot \theta = 1$ представлена виразом:

$$\frac{A_{sw,max} f_{ywd}}{b_w s} \leq \frac{1}{2} \alpha_{cw} V f_{cd} . \quad (6.12)$$

(4) Для елементів з похилою поперечною арматурою за опір зсуву приймається менша із наступних величин

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha \quad (6.13)$$

i

and

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z V f_{cd} / (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta) . \quad (6.14)$$

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

Note: The maximum effective shear reinforcement, $A_{sw,max}$ for $\cot \theta = 1$ follows from:

$$\frac{A_{sw,max} f_{ywd}}{b_w s} \leq \frac{\frac{1}{2} \alpha_{cw} V f_{cd}}{\sin \alpha} . \quad (6.15)$$

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

(5) In regions where there is no discontinuity of V_{Ed} (e.g. for uniformly distributed loading) the shear reinforcement in any length increment $l = z (\cot \theta + \cot \alpha)$ may be calculated using the smallest value of V_{Ed} in the increment.

(6) Якщо у стінці знаходяться заповнені канали діаметром $\phi > b_w / 8$, опір зсуву $V_{Rd,max}$ повинен визначатись на основі номінальної товщини стінки за виразом:

(6) Where the web contains grouted ducts with a diameter $\phi > b_w / 8$ the shear resistance $V_{Rd,max}$ should be calculated on the basis of a nominal web thickness given by:

$$b_{w,nom} = b_w - 0,5 \Sigma \phi , \quad (6.16)$$

де ϕ – зовнішній діаметр каналу, а $\Sigma \phi$ визначається на найбільш несприятливому рівні.

where ϕ is the outer diameter of the duct and $\Sigma \phi$ is determined for the most unfavourable level.

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

For grouted metal ducts with $\phi \leq b_w / 8$, $b_{w,nom} = b_w$.

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

For non-grouted ducts, grouted plastic ducts and unbonded tendons the nominal web thickness is:

$$b_{w,nom} = b_w - 1,2 \Sigma \phi . \quad (6.17)$$

Величина 1,2 у виразі (6.17) введена для врахування розколювання стиснутих умовних бетонних елементів внаслідок поперечного розтягу. Якщо забезпечено необхідне поперечне армування, цю величину можна зменшити до 1,0.

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

$$\Delta F_{td} = 0,5V_{Ed}(\cot \theta - \cot \alpha) . \quad (6.18)$$

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

(8) Для елементів з навантаженнями, прикладеними зверху в межах відстані $0,5d \leq a_v \leq 2d$, внесок цього навантаження у поперечну силу V_{Ed} можна зменшити через $\beta = a_v/2d$.

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

$$V_{Ed} \leq A_{sw} \cdot f_{ywd} \sin \alpha , \quad (6.19)$$

де $A_{sw} \cdot f_{ywd}$ – опір поперечної арматури, що пересікає похилу поперечну тріщину в зонах між навантаженнями (рисунк 6.6). Враховується тільки поперечна арматура в центральній зоні, яка дорівнює $0,75 a_v$. Зниження через β може застосовуватись тільки при розрахунку поперечної арматури. Такий підхід правомірний у разі забезпечення повного заанкерування поздовжньої арматури на опорах.

The value 1,2 in Expression (6.17) is introduced to take account of splitting of the concrete struts due to transverse tension. If adequate transverse reinforcement is provided this value may be reduced to 1,0.

(7) The additional tensile force, ΔF_{td} , in the longitudinal reinforcement due to shear V_{Ed} may be calculated from:

$(M_{Ed}/z) + \Delta F_{td}$ should be taken not greater than $M_{Ed,max}/z$ where $M_{Ed,max}$ is the maximum moment along the beam.

(8) For members with loads applied on the upper side within a distance $0,5d \leq a_v \leq 2d$ the contribution of this load to the shear force V_{Ed} may be reduced by $\beta = a_v/2d$.

The shear force V_{Ed} , calculated in this way, should satisfy the condition

where $A_{sw} \cdot f_{ywd}$ is the resistance of the shear reinforcement crossing the inclined shear crack between the loaded areas (see Figure 6.6). Only the shear reinforcement within the central $0,75 a_v$ should be taken into account. The reduction by β should only be applied for calculating the shear reinforcement. It is only valid provided that the longitudinal reinforcement is fully anchored at the support.

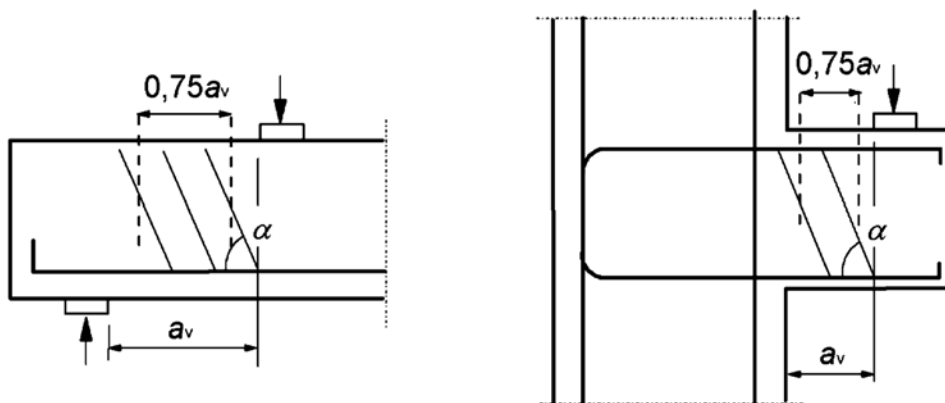


Рисунок 6.6 – Поперечна арматура на зсув у коротких прольотах при безпосередній дії на умовний стиснутий елемент

Figure 6.6 – Shear reinforcement in short shear spans with direct strut action

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

Величина V_{Ed} , обчислена без зниження через β , все одно повинна задовольняти умову (6.5).

6.2.4 Зсув між стінкою і полицями T-подібних перерізів

(1) Несуча здатність полиць на зсув може визначитись шляхом врахування полиці як системи стиснутих умовних елементів, сполучених із розтягнутими у вигляді розтягнутої арматури.

(2) Мінімальна кількість поздовжньої арматури повинна визначитись відповідно до 9.3.1.

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

$$V_{Ed} = \Delta F_d / (h_f \Delta x), \quad (6.20)$$

де:

h_f – товщина полиці у місці з'єднання;

Δx – довжина, що розглядається (рисунок 6.7);

ΔF_d – зміна номінальної сили у полиці на довжині Δx .

For $a_v < 0,5d$ the value $a_v = 0,5d$ should be used.

The value V_{Ed} calculated without reduction by β , should however always satisfy Expression (6.5).

6.2.4 Shear between web and flanges of T-sections

(1) The shear strength of the flange may be calculated by considering the flange as a system of compressive struts combined with ties in the form of tensile reinforcement.

(2) A minimum amount of longitudinal reinforcement should be provided, as specified in 9.3.1.

(3) The longitudinal shear stress, V_{Ed} , at the junction between one side of a flange and the web is determined by the change of the normal (longitudinal) force in the part of the flange considered, according to:

where:

h_f is the thickness of flange at the junctions;

Δx is the length under consideration, see Figure 6.7;

ΔF_d is the change of the normal force in the flange over the length Δx .

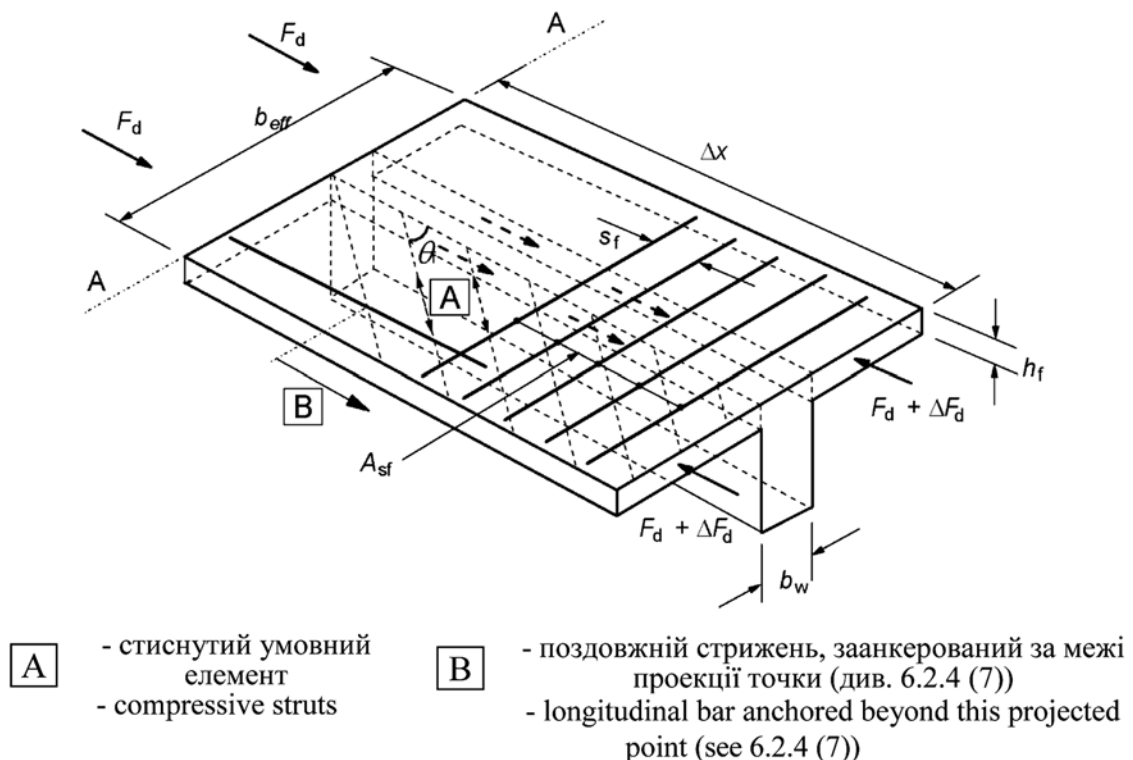


Рисунок 6.7 – Позначки для сполучення між полицею і стінкою
Figure 6.7 – Notations for the connection between flange and web

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

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

$$(A_{sf} f_{yd} / s_f) \geq V_{Ed} \cdot h_f / \cot \theta_f. \quad (6.21)$$

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

$$V_{Ed} \leq v f_{cd} \sin \theta_f \cos \theta_f. \quad (6.22)$$

Примітка. Допустимий діапазон величин $\cot \theta_f$ для використання у конкретній країні може вказуватись у національному додатку. За відсутності більш точних обчислень рекомендуються наступні величини:

$1,0 \leq \cot \theta_f \leq 2,0$ при стиснутих полицях ($45^\circ \geq \theta_f \geq 26,5^\circ$);

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

(5) У випадку складного зсуву між полицею і стінкою і поперечному згині площа арматури повинна бути більшою ніж за виразом (6.21) або дорівнювати половині площі за (6.21) плюс необхідна арматура для сприйняття поперечного згину.

(6) У разі, якщо V_{Ed} менша або дорівнює $k f_{ctd}$, то додаткове армування, більше ніж для сприйняття згину, не потрібне.

Примітка. Величина k для використання у конкретній країні може вказуватись у національному додатку. Рекомендованою величиною є 0,4.

(7) Поздовжня розтягнута арматура у полиці повинна заанкеруватись за межі стиснутого умовного елемента на величину, необхідну для передачі зусилля назад на стінку у перерізі, де ця арматура необхідна (розріз А-А на рисунку 6.7).

6.2.5 Зсув на контакті бетону, укладеному у різний час

(1) На додаток до вимог 6.2.1-6.2.4, напруження зсуву на контакті між бетоном, укладеним у різний час, повинна також задовольнятися наступна умова:

The maximum value that may be assumed for Δx is half the distance between the section where the moment is 0 and the section where the moment is maximum. Where point loads are applied the length Δx should not exceed the distance between point loads.

(4) The transverse reinforcement per unit length A_{sf}/s_f may be determined as follows:

$$(A_{sf} f_{yd} / s_f) \geq V_{Ed} \cdot h_f / \cot \theta_f. \quad (6.21)$$

To prevent crushing of the compression struts in the flange, the following condition should be satisfied:

$$V_{Ed} \leq v f_{cd} \sin \theta_f \cos \theta_f. \quad (6.22)$$

Note: The permitted range of the values for $\cot \theta_f$ for use in a country may be found in its National Annex. The recommended values in the absence of more rigorous calculation are:

$1,0 \leq \cot \theta_f \leq 2,0$ for compression flanges ($45^\circ \geq \theta_f \geq 26,5^\circ$);

$1,0 \leq \cot \theta_f \leq 1,25$ for tension flanges ($45^\circ \geq \theta_f \geq 38,6^\circ$).

(5) In the case of combined shear between the flange and the web, and transverse bending, the area of steel should be the greater than that given by Expression (6.21) or half that given by Expression (6.21) plus that required for transverse bending.

(6) If V_{Ed} is less than or equal to $k f_{ctd}$ no extra reinforcement above that for flexure is required.

Note: The value of k for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is 0,4.

(7) Longitudinal tension reinforcement in the flange should be anchored beyond the strut required to transmit the force back to the web at the section where this reinforcement is required (See Section (A-A) of Figure 6.7).

6.2.5 Shear at the interface between concrete cast at different times

(1) In addition to the requirements of 6.2.1-6.2.4 the shear stress at the interface between concrete cast at different times should also satisfy the following:

$$V_{Edi} \leq V_{Rdi}, \quad (6.23)$$

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

$$V_{Edi} = \beta V_{Ed} / (z b_i), \quad (6.24)$$

де:

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

V_{Ed} – поперечне зусилля зсуву;

z – плече внутрішньої пари складеного перерізу;

b_i – ширина контакту (рисунок 6.8);

V_{Rdi} – розрахунковий опір зсуву на контакті, що визначається, як:

$$V_{Rdi} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 v f_{cd}, \quad (6.25)$$

де:

c і μ – коефіцієнти, що залежать від шорсткості поверхні (див. (2));

f_{ctd} – визначається згідно з 3.1.6 (2)Р;

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

$$\rho = A_s / A_i$$

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

V_{Edi} is the design value of the shear stress in the interface and is given by:

where:

β is the ratio of the longitudinal force in the new concrete area and the total longitudinal force either in the compression or tension zone, both calculated for the section considered

V_{Ed} is the transverse shear force

z is the lever arm of composite section

b_i is the width of the interface (see Figure 6.8)

V_{Rdi} is the design shear resistance at the interface and is given by:

where:

c and μ are factors which depend on the roughness of the interface (see (2))

f_{ctd} is as defined in 3.1.6 (2)Р

σ_n stress per unit area caused by the minimum external normal force across the interface that can act simultaneously with the shear force, positive for compression, such that $\sigma_n < 0,6 f_{cd}$, and negative for tension. When σ_n is tensile $c f_{ctd}$ should be taken as 0.

A_s is the area of reinforcement crossing the interface, including ordinary shear reinforcement (if any), with adequate anchorage at both sides of the interface;

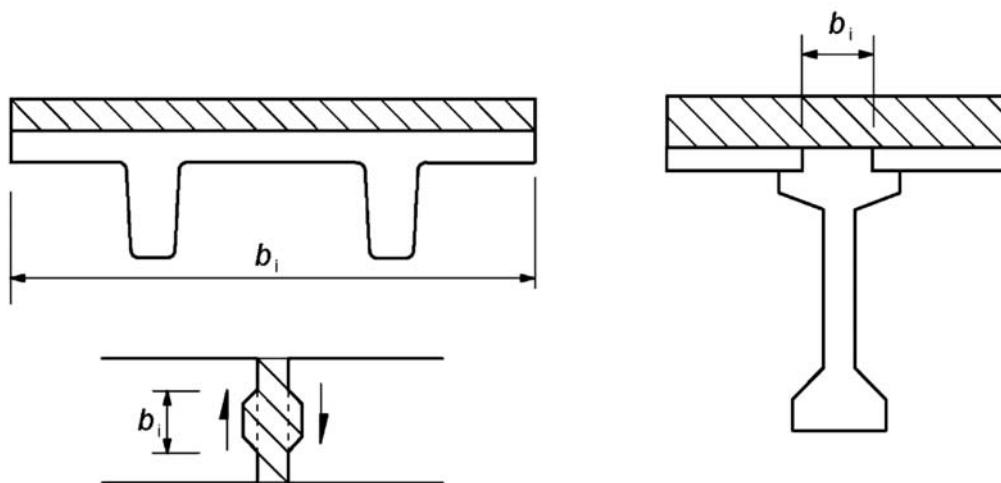


Рисунок 6.8 – Приклади контактів
Figure 6.8 – Examples of interfaces

A_j – площа з'єднання;

α – визначається за рисунком 6.9, і повинна обмежуватись діапазоном $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$;

v – коефіцієнт зниження міцності (див. 6.2.2(6)).

A_j is the area of the joint;

α is defined in Figure 6.9, and should be limited by $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$;

v is a strength reduction factor (see 6.2.2 (6))

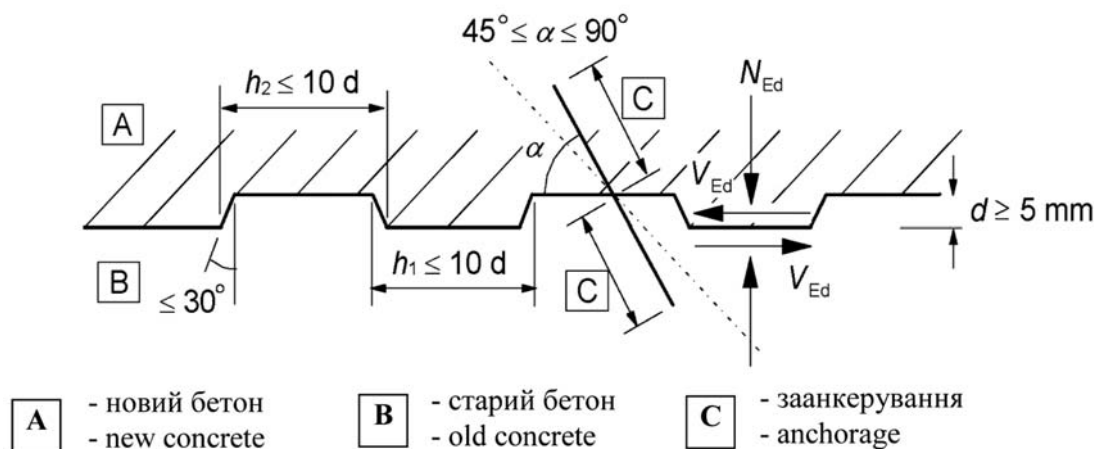


Рисунок 6.9 – Технологічний зазубрений шов

Figure 6.9 – Indented construction joint

(2) У разі відсутності більш детальної інформації щодо поверхні вона може кваліфікуватись як дуже гладка, гладка, шорстка або зазубрена, наприклад:

- дуже гладка – це поверхня при укладанні бетону на сталеву, пластикову або спеціально підготовлену дерев'яну опалубку: $c = 0,25$ а $\mu = 0,5$;
- гладка – поверхня, сформована ковзною опалубкою або видавлюванням, а також після вібрації без подальшої обробки: $c = 0,35$ а $\mu = 0,6$;
- шорстка – поверхня з нерівностями, щонайменшим перепадом 3 мм і кроком близько 40 мм, яка досягається згібанням заповнювачів або іншими методами, які надають подібного характеру поверхні: $c = 0,45$ а $\mu = 0,7$;
- зазубрена – поверхня із зубцями відповідно до вказаних на рисунку 6.9: $c = 0,5$ а $\mu = 0,9$.

(3) Може використовуватись ступінчасте розміщення поперечної арматури, як показано на рисунку 6.10. Якщо з'єднання між двома різними шарами бетону забезпечується армуванням (балки з каркасами фермового типу), внесок арматури у V_{Rdi} може прийматись як результуюча зусиль від кожної із діагоналей при забезпеченні умови, що $45^\circ \leq \alpha \leq 135^\circ$.

(2) In the absence of more detailed information surfaces may be classified as very smooth, smooth, rough or indented, with the following examples:

- Very smooth: a surface cast against steel, plastic or specially prepared wooden moulds: $c = 0,25$ and $\mu = 0,5$;
- Smooth: a slipformed or extruded surface, or a free surface left without further treatment after vibration: $c = 0,35$ and $\mu = 0,6$;
- Rough: a surface with at least 3 mm roughness at about 40 mm spacing, achieved by raking, exposing of aggregate or other methods giving an equivalent behaviour: $c = 0,45$ and $\mu = 0,7$;
- Indented: a surface with indentations complying with Figure 6.9: $c = 0,5$ and $\mu = 0,9$.

(3) A stepped distribution of the transverse reinforcement may be used, as indicated in Figure 6.10. Where the connection between the two different concretes is ensured by reinforcement (beams with lattice girders), the steel contribution to V_{Rdi} may be taken as the resultant of the forces taken from each of the diagonals provided that $45^\circ \leq \alpha \leq 135^\circ$.

(4) Опір поздовжньому зсуву заповнених швів між плитами або елементами стін може визначатись згідно з 6.2.5 (1). Однак, якщо у шві можуть утворюватись значні тріщини, то c необхідно приймати за нуль для гладких і шорстких швів і 0,5 – для зазубрених швів (див. також 10.9.3(12)).

(5) При втомі або дії динамічних навантажень величини c у 6.2.5 (1) необхідно зменшити у два рази.

(4) The longitudinal shear resistance of grouted joints between slab or wall elements may be calculated according to 6.2.5 (1). However in cases where the joint can be significantly cracked, c should be taken as 0 for smooth and rough joints and 0,5 for indented joints (see also 10.9.3 (12)).

(5) Under fatigue or dynamic loads, the values for c in 6.2.5 (1) should be halved.

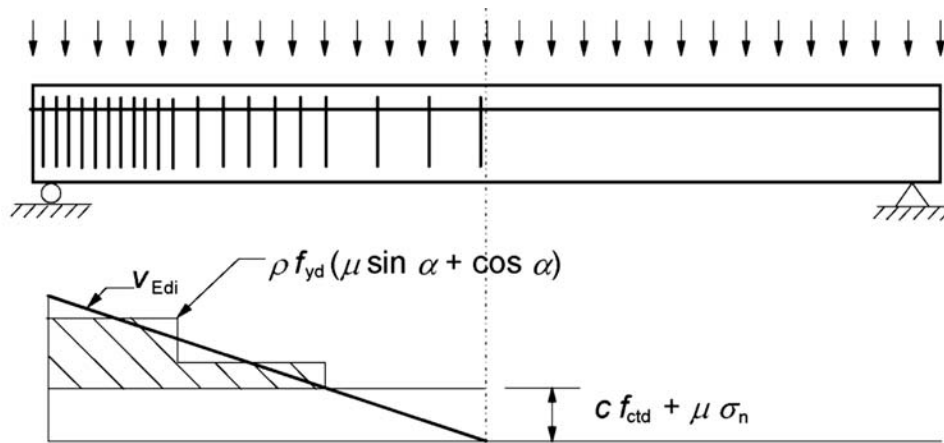


Рисунок 6.10 – Епюра зсуву, що показує необхідне армування на контакті
Figure 6.10 – Shear diagram representing the required interface reinforcement

6.3 Кручення

6.3.1 Загальні положення

(1)P Якщо статична рівновага конструкції залежить від несучої здатності на кручення елементів конструкції, то необхідно виконувати повний розрахунок на кручення, що охоплює граничні стани I і II груп.

(2) Якщо у статично невизначеній конструкції кручення виникає тільки як результат сумісності, а стійкість конструкції не залежить від несучої здатності на кручення, то, зазвичай, нема необхідності враховувати кручення при перевірці граничного стану за несучою здатністю і стійкістю. У таких випадках необхідно передбачати наведене у розділах 7.3 і 9.2 мінімальне армування у вигляді хомутив і поздовжніх стрижнів для запобігання надмірному тріщиноутворенню.

(3) Опір перерізу крученню можна визначити на основі замкнутого тонкостінного перерізу, у якому рівновага забезпечується замкненим розподілом зсуву. Суцільні перерізи можна моделювати еквівалентними тонкостінними перерізами. Поперечні перерізи складної форми,

6.3 Torsion

6.3.1 General

(1)P Where the static equilibrium of a structure depends on the torsional resistance of elements of the structure, a full torsional design covering both ultimate and serviceability limit states shall be made.

(2) Where, in statically indeterminate structures, torsion arises from consideration of compatibility only, and the structure is not dependent on the torsional resistance for its stability, then it will normally be unnecessary to consider torsion at the ultimate limit state. In such cases a minimum reinforcement, given in Sections 7.3 and 9.2, in the form of stirrups and longitudinal bars should be provided in order to prevent excessive cracking.

(3) The torsional resistance of a section may be calculated on the basis of a thin-walled closed section, in which equilibrium is satisfied by a closed shear flow. Solid sections may be modelled by equivalent thin-walled sections. Complex shapes, such as T-sections, may be divided into a

наприклад, Т-подібні, можуть розділятися на декілька складових перерізів, кожен з яких може моделюватись еквівалентним тонкостінним, а загальний опір крученню приймається як сума опорів окремих елементів.

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

(5) Кожний окремих складовий переріз може розраховуватись окремо.

6.3.2 Методика розрахунку

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

$$\tau_{t,i} t_{ef,i} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \quad (6.26)$$

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

$$V_{Ed,i} = \tau_{t,i} t_{ef,i} z_i \quad (6.27)$$

де:

T_{Ed} – прикладене розрахункове кручення (рисунки 6.11)

A_k – площа, охоплена осьюовою лінією з'єднаних стінок, включно із площею внутрішньої порожнистої області;

$\tau_{t,i}$ – напруження зсуву у i -й стінці від кручення;

series of sub-sections, each of which is modelled as an equivalent thin-walled section, and the total torsional resistance taken as the sum of the capacities of the individual elements.

(4) The distribution of the acting torsional moments over the sub-sections should be in proportion to their uncracked torsional stiffnesses. For non-solid sections the equivalent wall thickness should not exceed the actual wall thickness.

(5) Each sub-section may be designed separately.

6.3.2 Design procedure

(1) The shear stress in a wall of a section subject to a pure torsional moment may be calculated from:

The shear force $V_{Ed,i}$ in a wall i due to torsion is given by:

where

T_{Ed} is the applied design torsion (see Figure 6.11)

A_k is the area enclosed by the centre-lines of the connecting walls, including inner hollow areas;

$\tau_{t,i}$ is the torsional shear stress in wall i ;

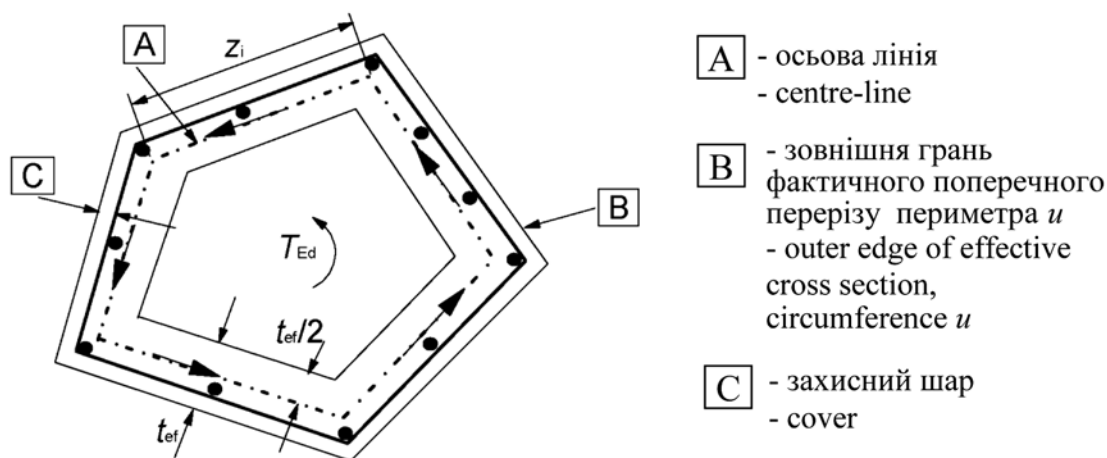


Рисунок 6.11 – Позначки і визначення, використані у розділі 6.3

Figure 6.11 – Notations and definitions used in Section 6.3

$t_{ef,i}$ – приведена товщина стінки. Вона може прийматись як A/u , але не може прийматись меншою ніж подвоєна відстань між гранню і віссю поздовжньої арматури. Для порожнистих перерізів фактичною товщиною є верхня межа;
 A – загальна площа поперечного перерізу в межах зовнішнього периметра, включно із площею внутрішньої порожнистої області;
 u – зовнішній периметр поперечного перерізу;
 z_i – довжина бокової сторони i -ї стінки, яка визначається, як відстань між точками перетину прилеглих стін.

(2) Впливи кручення і зсуву на порожнисті і суцільні елементи можуть накладатись у разі однакової величини нахилу хомутів θ . Граничні значення для θ , надані у 6.2.3 (2), також у повній мірі застосовуються для випадку спільного впливу зсуву і кручення.

Максимальна несуча здатність елемента при навантаженні зсуву і кручення визначається із 6.3.2 (4).

(3) Необхідна площа поперечного перерізу поздовжньої арматури при крученні ΣA_{sl} визначається за виразом:

$$\frac{\Sigma A_{sl} f_{yd}}{u_k} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \cot \theta, \quad (6.28)$$

де:

u_k – периметр площі A_k ;

f_{yd} – розрахункова міцність поздовжньої арматури A_{sl} ;

θ – кут нахилу стиснутих умовних елементів (рисунок 6.5).

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

(4) Максимальна розрахункова несуча здатність елемента на кручення і зсув обмежується несучою здатністю стиснутих бетонних умовних елементів. Для того, щоб не перевищити цю несучу здатність, повинна задовольняти наступна умова:

$t_{ef,i}$ is the effective wall thickness. It may be taken as A/u , but should not be taken as less than twice the distance between edge and centre of the longitudinal reinforcement. For hollow sections the real thickness is an upper limit;

A is the total area of the cross-section within the outer circumference, including inner hollow areas;

u is the outer circumference of the cross-section;

z_i is the side length of wall i defined by the distance between the intersection points with the adjacent walls.

(2) The effects of torsion and shear for both hollow and solid members may be superimposed, assuming the same value for the strut inclination θ . The limits for θ given in 6.2.3 (2) are also fully applicable for the case of combined shear and torsion.

The maximum bearing capacity of a member loaded in shear and torsion follows from 6.3.2 (4).

(3) The required cross-sectional area of the longitudinal reinforcement for torsion ΣA_{sl} may be calculated from Expression (6.28):

where

u_k is the perimeter of the area A_k ;

f_{yd} is the design yield stress of the longitudinal reinforcement A_{sl} ;

θ is the angle of compression struts (see Figure 6.5).

In compressive chords, the longitudinal reinforcement may be reduced in proportion to the available compressive force. In tensile chords the longitudinal reinforcement for torsion should be added to the other reinforcement. The longitudinal reinforcement should generally be distributed over the length of side, z_i , but for smaller sections it may be concentrated at the ends of this length.

(4) The maximum resistance of a member subjected to torsion and shear is limited by the capacity of the concrete struts. In order not to exceed this resistance the following condition should be satisfied:

$$T_{Ed} / T_{Rd,max} + V_{Ed} / V_{Rd,max} \leq 1,0 , \quad (6.29)$$

де:

T_{Ed} – розрахунковий крутний момент;

V_{Ed} – розрахункова поперечна сила;

$T_{Rd,max}$ – розрахункова несуча здатність за крутним моментом відповідно до виразу:

$$T_{Rd,max} = 2v\alpha_{cw}f_{cd}A_k t_{ef,i} \sin\theta \cos\theta , \quad (6.30)$$

де v – отримуємо з 6.2.2 (6), а α_{cw} – із виразу (6.9);

$V_{Rd,max}$ – максимальна розрахункова несуча здатність елемента згідно з виразом (6.9) або (6.14). У суцільних перерізах для визначення $V_{Rd,max}$ може враховуватись повна ширина стінки.

(5) Для суцільних перерізів, близьких до прямокутних, необхідно передбачати тільки мінімальне армування (див. 9.2.1.1) при забезпеченні виконання наступної умови:

$$T_{Ed} / T_{Rd,c} + V_{Ed} / V_{Rd,c} \leq 1,0 , \quad (6.31)$$

де:

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

$V_{Rd,c}$ – визначається із виразу (6.2).

6.3.3 Дефлекція при крученні

(1) Для замкнутих тонкостінних і суцільних поперечних перерізів, зазвичай, дефлекцією при крученні можна знехтувати.

(2) Для відкритих тонкостінних елементів необхідно враховувати дефлекцію при крученні. Для дуже гнучких поперечних перерізів необхідно здійснювати розрахунок на основі балочно-решіткових моделей, а для інших випадків – на основі фермової моделі. У всіх випадках розрахунок необхідно виконувати згідно з правилами розрахунку при згині і позовжній нормальній силі та при зсуві.

where:

T_{Ed} is the design torsional moment;

V_{Ed} is the design transverse force;

$T_{Rd,max}$ is the design torsional resistance moment according to:

where v follows from 6.2.2 (6) and α_{cw} from Expression (6.9);

$V_{Rd,max}$ is the maximum design shear resistance according to Expressions (6.9) or (6.14). In solid cross sections the full width of the web may be used to determine $V_{Rd,max}$.

(5) For approximately rectangular solid sections only minimum reinforcement is required (see 9.2.1.1) provided that the following condition is satisfied:

where

$T_{Rd,c}$ is the torsional cracking moment, which may be determined by setting $\tau_{t,i} = f_{ctd}$;

$V_{Rd,c}$ follows from Expression (6.2).

6.3.3 Warping torsion

(1) For closed thin-walled sections and solid sections, warping torsion may normally be ignored.

(2) In open thin walled members it may be necessary to consider warping torsion. For very slender cross-sections the calculation should be carried out on the basis of a beam-grid model and for other cases on the basis of a truss model. In all cases the design should be carried out according to the design rules for bending and longitudinal normal force, and for shear.

6.4 Продавлювання

6.4.1 Загальні положення

(1)П Правила цього розділу доповнюють надані у 6.2 і стосуються зсуву при продавлюванні у плитах суцільного перерізу, кесонного типу з цільними зонами над колонами та фундаментах.

(2)П Зсув при продавлюванні може виникати від зосередженого навантаження або реакції, що прикладені на відносно малу площу, яка називається площею навантаження A_{load} плити або фундаменту.

(3) Відповідна розрахункова модель для перевірки руйнування від продавлювання за граничним станом I групи показана на рисунку 6.12.

6.4 Punching

6.4.1 General

(1)P The rules in this Section complement those given in 6.2 and cover punching shear in solid slabs, waffle slabs with solid areas over columns, and foundations.

(2)P Punching shear can result from a concentrated load or reaction acting on a relatively small area, called the loaded area A_{load} of a slab or a foundation.

(3) An appropriate verification model for checking punching failure at the ultimate limit state is shown in Figure 6.12.

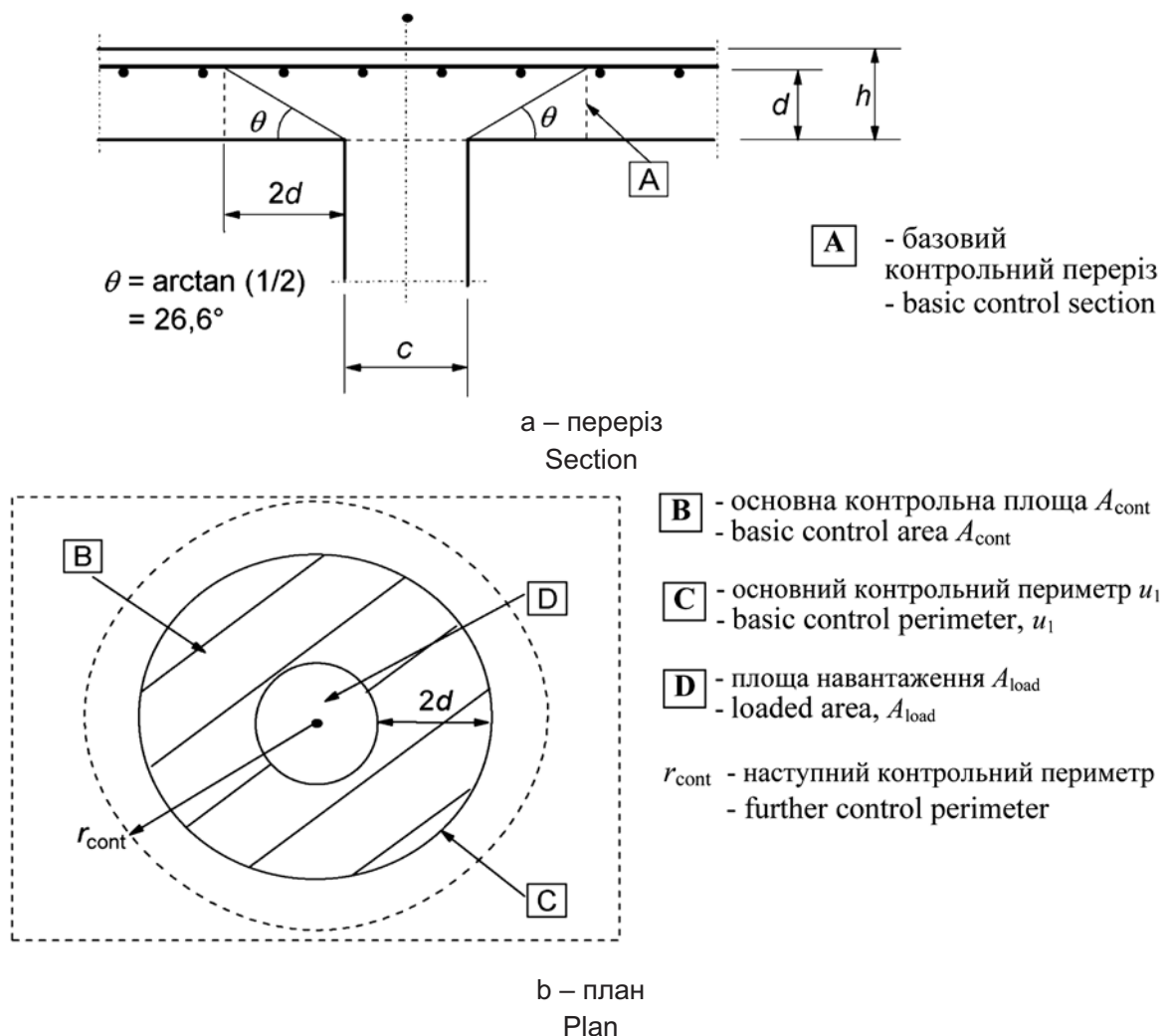


Рисунок 6.12 – Розрахункова модель для перевірки на зріз при продавлюванні у граничному стані

Figure 6.12 – Verification model for punching shear at the ultimate limit state

(4) Опір зрізу необхідно перевіряти вдовж грані колони і основного контрольного периметра u_1 . Якщо поперечна арматура необхідна, то потрібно визначити наступний периметр $u_{out,ef}$, де поперечне армування вже не потрібне.

(5) Правила, надані у 6.4, в основному сформульовані для випадку рівномірно розподіленого навантаження. В окремих випадках, таких як підшва фундаменту, навантаження в межах контрольного периметра сприяє опору конструктивної системи і може відніматись при визначенні розрахункового напруження зсуву при продавлюванні.

6.4.2 Розподіл навантаження і основний контрольний периметр

(1) Основний контрольний периметр u_1 , як правило, може прийматись на відстані $2,0d$ від площі навантаження і повинен конструюватись так, щоб його довжина була мінімальною (рисунок 6.13).

Робоча висота плити передбачається постійною і, як правило, приймається:

$$d_{eff} = \frac{d_y + d_z}{2}, \tag{6.32}$$

де d_y і d_z – робочі висоти арматури у двох взаємно перпендикулярних напрямках.

(4) The shear resistance should be checked at the face of the column and at the basic control perimeter u_1 . If shear reinforcement is required a further perimeter $u_{out,ef}$ should be found where shear reinforcement is no longer required.

(5) The rules given in 6.4 are principally formulated for the case of uniformly distributed loading. In special cases, such as footings, the load within the control perimeter adds to the resistance of the structural system, and may be subtracted when determining the design punching shear stress.

6.4.2 Load distribution and basic control perimeter

(1) The basic control perimeter u_1 may normally be taken to be at a distance $2,0d$ from the loaded area and should be constructed so as to minimise its length (see Figure 6.13).

The effective depth of the slab is assumed constant and may normally be taken as:

where d_y and d_z are the effective depths of the reinforcement in two orthogonal directions.

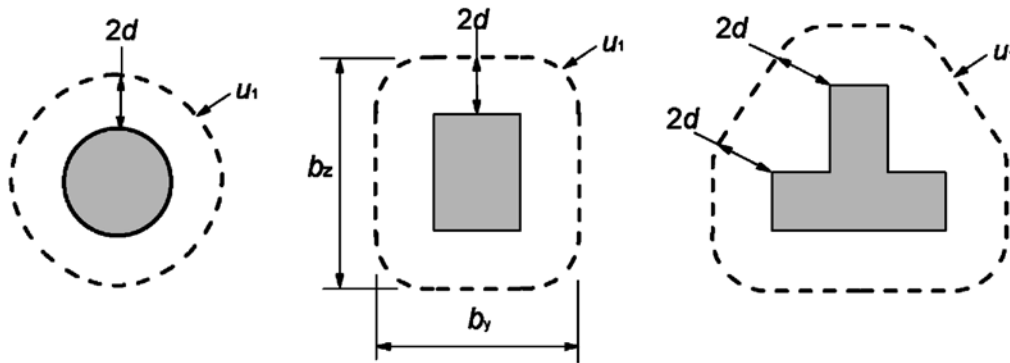


Рисунок 6.13 – Типові основні контрольні периметри навколо площ навантаження
Figure 6.13 – Typical basic control perimeters around loaded areas

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

(2) Control perimeters at a distance less than $2d$ should be considered where the concentrated force is opposed by a high pressure (e.g. soil pressure on a base), or by the effects of a load or reaction within a distance $2d$ of the periphery of area of application of the force.

(3) Для навантажених зон поблизу прорізів, якщо найкоротша відстань між периметром площі навантаження і краєм прорізу не перевищує $6d$, частина контрольного периметра, що міститься між двома дотичними, проведеними до контуру прорізу від центра площі навантаження, вважається не працюючою (рисунки 6.14).

(3) For loaded areas situated near openings, if the shortest distance between the perimeter of the loaded area and the edge of the opening does not exceed $6d$, that part of the control perimeter contained between two tangents drawn to the outline of the opening from the centre of the loaded area is considered to be ineffective (see Figure 6.14).

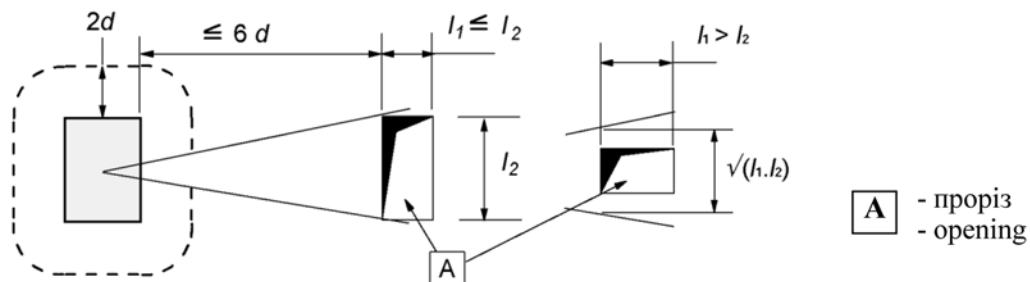


Рисунок 6.14 – Контрольний периметр біля прорізу

Figure 6.14 – Control perimeter near an opening

(4) Для розташованої поблизу краю або кута площі навантаження контрольний периметр повинен прийматись згідно з рисунком 6.15, якщо вона дає периметр (за винятком не обпертих країв), менший ніж визначений вище за (1) і (2).

(4) For a loaded area situated near an edge or a corner, the control perimeter should be taken as shown in Figure 6.15, if this gives a perimeter (excluding the unsupported edges) smaller (excluding the unsupported edges) smaller

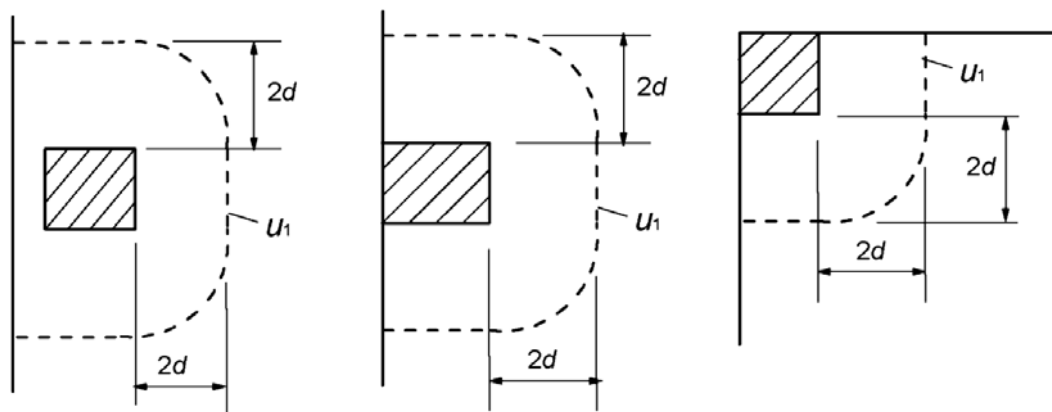


Рисунок 6.15 – Основні контрольні периметри для площ навантаження на краю, поблизу або у куті

Figure 6.15 – Basic control perimeters for loaded areas close to or at edge or corner

(5) Для площ навантаження, розташованих поблизу краю або у куті, тобто на відстані менш ніж d , завжди необхідно передбачати спеціальне армування грані, див. 9.3.1.4.

(5) For loaded areas situated near an edge or corner, i.e. at a distance smaller than d , special edge reinforcement should always be provided, see 9.3.1.4.

(6) Контрольний переріз – це переріз, що розташований за контрольним периметром і продовжується через робочу товщину d . Для плит постійної товщини контрольний переріз перпендикулярний до серединної площини плити.

(6) The control section is that which follows the control perimeter and extends over the effective depth d . For slabs of constant depth, the control section is perpendicular to the middle plane of the slab. For slabs or footings of variable depth other

Для плит і фундаментів змінної товщини, не враховуючи сходинки фундаменту, за робочу товщину можна приймати товщину на периметрі площі навантаження, як показано на рисунку 6.16.

than step footings, the effective depth may be assumed to be the depth at the perimeter of the loaded area as shown in Figure 6.16.

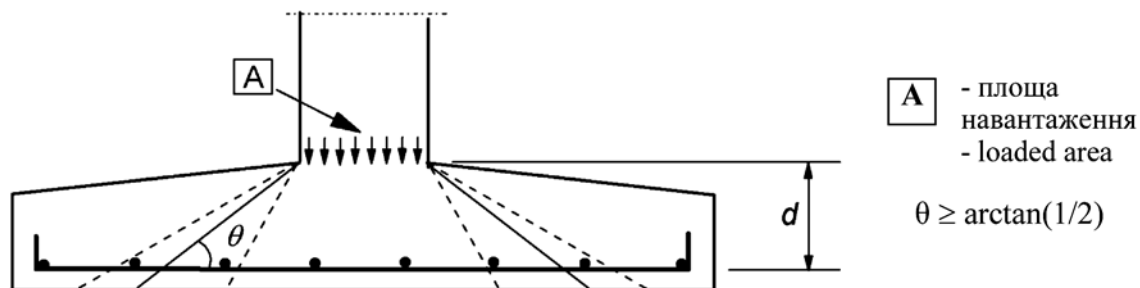


Рисунок 6.16 – Товщина контрольного перерізу фундаменту змінної товщини
Figure 6.16 – Depth of control section in a footing with variable depth

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

(7) Further perimeters, u_i , inside and outside the basic control area should have the same shape as the basic control perimeter.

(8) Для плит з капітелями, для яких $l_H < 2h_H$ (рисунку 6.17) перевірка напружень зсуву при продавлюванні згідно з 6.4.3 необхідна тільки для контрольного перерізу за межами капітелі. Відстань до цього перерізу від центра ваги колони r_{cont} може визначатись, як:

(8) For slabs with circular column heads for which $l_H < 2h_H$ (see Figure 6.17) a check of the punching shear stresses according to 6.4.3 is only required on the control section outside the column head. The distance of this section from the centroid of the column r_{cont} may be taken as:

$$r_{cont} = 2d + l_H + 0,5c, \quad (6.33)$$

де:

where:

l_H – відстань від грані колони до краю капітелі;

l_H is the distance from the column face to the edge of the column head

c – діаметр круглої колони.

c is the diameter of a circular column

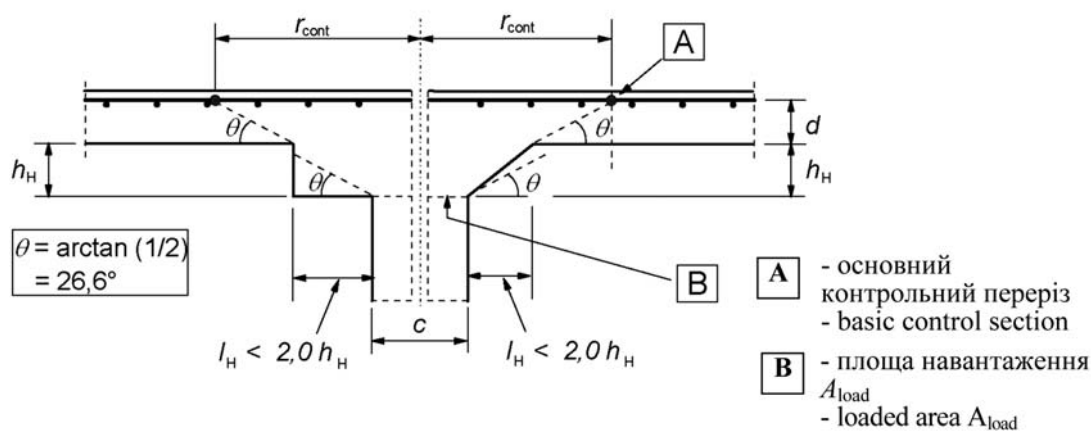


Рисунок 6.17 – Плита на колоні з капітеллю при $l_H < 2,0h_H$
Figure 6.17 – Slab with enlarged column head where $l_H < 2,0h_H$

Для прямокутних колон із прямокутними капітелями при $l_H < 2,0h_H$ (рисунок 6.17) і загальних розмірах l_1 і l_2 ($l_1 = c_1 + 2l_{H1}$, $l_2 = c_2 + 2l_{H2}$, $l_1 \leq l_2$) за величину r_{cont} може прийматись менше із значень:

$$r_{cont} = 2d + 0,56\sqrt{l_1 l_2} \quad (6.34)$$

і

and

$$r_{cont} = 2d + 0,69l_1. \quad (6.35)$$

(9) Для плит із збільшеними капітелями колон $l_H < 2h_H$ (рисунок 6.18) необхідно перевіряти обидва контрольних перерізи в межах капітелі та у плиті.

(9) For slabs with enlarged column heads where $l_H < 2h_H$ (see Figure 6.18) control sections both within the head and in the slab should be checked.

(10) Положення 6.4.2 і 6.4.3 також застосовуються для перевірки в межах капітелі при заміні d на d_H згідно з рисунком 6.18.

(10) The provisions of 6.4.2 and 6.4.3 also apply for checks within the column head with d taken as d_H according to Figure 6.18.

(11) Для круглих колон відстані від центра ваги до контрольних перерізів на рисунку 6.18 можуть визначатись, як:

(11) For circular columns the distances from the centroid of the column to the control sections in Figure 6.18 may be taken as:

$$r_{cont,ext} = l_H + 2d + 0,5c, \quad (6.36)$$

$$r_{cont,int} = 2(d + h_H) + 0,5c. \quad (6.37)$$

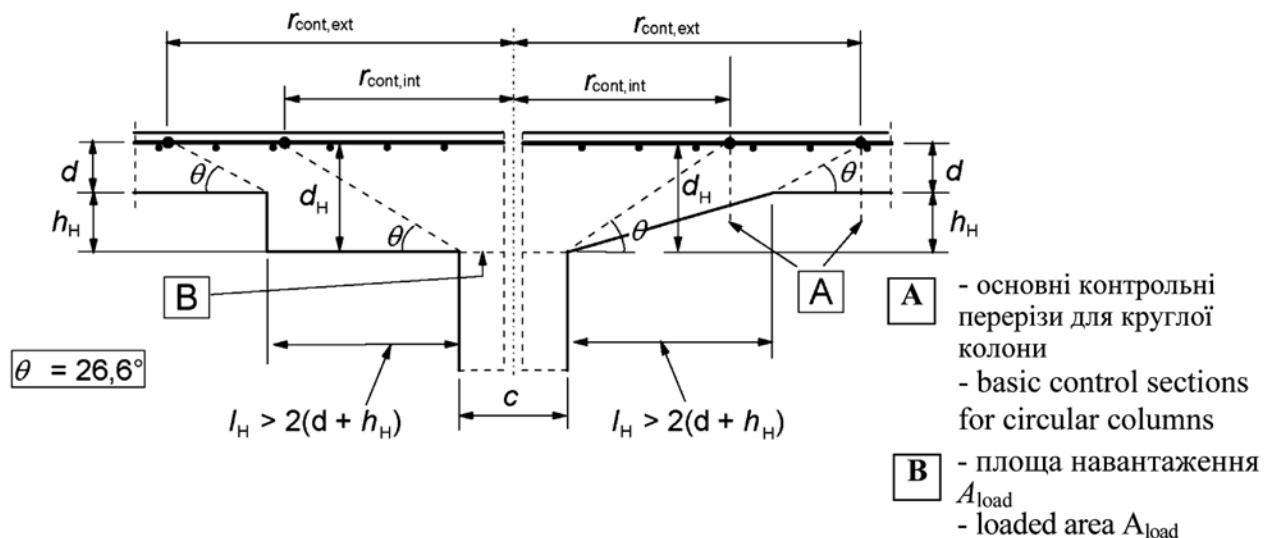


Рисунок 6.18 – Плита при збільшеній капітелі колони $l_H > 2(d + h_H)$

Figure 6.18 – Slab with enlarged column head where $l_H > 2(d + h_H)$

6.4.3 Розрахунок на зсув при продавлюванні

(1)Р Методика розрахунку на зсув при продавлюванні ґрунтується на перевірках вдовж грані колони та по основному контрольному периметру u_1 . Якщо поперечне армування необхідне, то потрібно визначити наступний периметр $u_{out,ef}$ (рисунок 6.22), на якому подальше поперечне армування не вимагається. У контрольних перерізах визначаються наступні розрахункові напруження зсуву (МПа):

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

$V_{Rd,cs}$ – розрахункова величина опору на зсув при продавлюванні плит з поперечним армування на зсув у контрольному перерізі, що розглядається.

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

(2) Необхідно виконувати наступні перевірки:

(а) По периметру колони або периметру площі навантаження; максимальні напруження зсуву при продавлюванні не повинні перевищувати:

$$V_{Ed} < V_{Rd,max}$$

(б) Поперечне армування на зсув не вимагається, якщо:

$$V_{Ed} < V_{Rd,c}$$

(с) Якщо V_{Ed} більше ніж величина $V_{Rd,c}$ у контрольному перерізі, що розглядається, то поперечне армування на зсув повинно визначатись згідно з 6.4.5.

(3) Якщо опорна реакція має ексцентриситет відносно контрольного периметра, максимальні напруження зсуву повинні визначатись за виразом:

$$V_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_i d}, \quad (6.38)$$

де:

d – середня робоча товщина плити, яку можна приймати як $(d_y + d_z)/2$, де:

d_y і d_z – відповідно робочі товщини контрольного перерізу за напрямками x і y ;

u_i – довжина контрольного периметра, що розглядається;

6.4.3 Punching shear calculation

(1)P The design procedure for punching shear is based on checks at the face of the column and at the basic control perimeter u_1 . If shear reinforcement is required a further perimeter $u_{out,ef}$ (see figure 6.22) should be found where shear reinforcement is no longer required. The following design shear stresses (MPa) along the control sections, are defined:

$V_{Rd,c}$ is the design value of the punching shear resistance of a slab without punching shear reinforcement along the control section considered.

$V_{Rd,cs}$ is the design value of the punching shear resistance of a slab with punching shear reinforcement along the control section considered.

$V_{Rd,max}$ is the design value of the maximum punching shear resistance along the control section considered.

(2) the following checks should be carried out:

(а) the column perimeter, or the perimeter of the loaded area, the maximum punching shear stress should not be exceeded:

(б) Punching shear reinforcement is not necessary if:

(с) Where V_{Ed} exceeds the value $V_{Rd,c}$ for the control section considered, punching shear reinforcement should be provided according to 6.4.5.

(3) Where the support reaction is eccentric with regard to the control perimeter, the maximum shear stress should be taken as:

where

d is the mean effective depth of the slab, which may be taken as $(d_y + d_z)/2$ where:

d_y, d_z is the effective depths in the y - and z -directions of the control section;

u_i is the length of the control perimeter being considered;

β – визначається, як:

β is given by:

$$\beta = 1 + k \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1}, \quad (6.39)$$

де:

where

u_1 – довжина основного контрольного периметра;

u_1 is the length of the basic control perimeter

k – коефіцієнт, що залежить від співвідношення сторін перерізу колони c_1 і c_2 , і є функцією відношення невірноваженого моменту, що передається нерівномірним зсувом, згиним і крученням (таблиця 6.1).

k is a coefficient dependent on the ratio between the column dimensions c_1 and c_2 : its value is a function of the proportions of the unbalanced moment transmitted by uneven shear and by bending and torsion (see Table 6.1).

W_1 – відповідає розподілу зсуву, як показано на рисунку 6.19, і є функцією основного контрольного периметра u_1 :

W_1 corresponds to a distribution of shear as illustrated in Figure 6.19 and is a function of the basic control perimeter u_1 :

$$W_1 = \int_0^{u_1} |e| dl, \quad (6.40)$$

де:

where:

dl – приріст довжини периметра;

dl is a length increment of the perimeter;

e – відстань dl від осі, відносно якої діє момент M_{Ed} .

e is the distance of dl from the axis about which the moment M_{Ed} .

Таблиця 6.1 – Величини k для прямокутної площі навантаження

Table 6.1 – Values of k for rectangular loaded areas

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

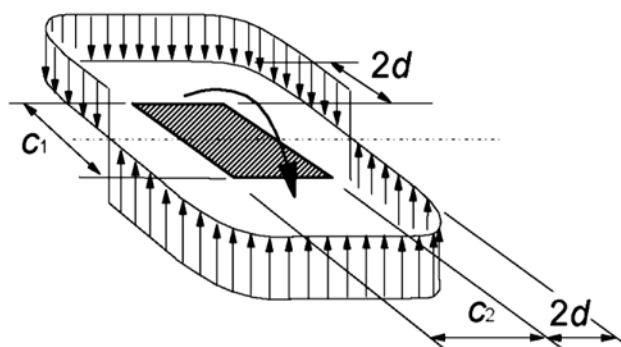


Рисунок 6.19 – Розподіл зсуву від невірноваженого моменту у з'єднанні колони з плитою
Figure 6.19 – Shear distribution due to an unbalanced moment at a slab-internal column connection

Для колони прямокутного перерізу:

For a rectangular column:

$$W_1 = \frac{c_1^2}{2} + c_1 c_2 + 4c_2 d + 16d^2 + 2\pi d c_1, \quad (6.41)$$

де:

c_1 – розмір перерізу колони паралельно ексцентриситету навантаження;

c_2 – розмір перерізу колони перпендикулярно до ексцентриситету навантаження.

Для внутрішніх круглих колон β визначається за виразом:

where:

c_1 is the column dimension parallel to the eccentricity of the load;

c_2 is the column dimension perpendicular to the eccentricity of the load.

For internal circular columns β follows from:

$$\beta = 1 + 0,6\pi \frac{e}{D + 4d}, \quad (6.42)$$

де D – діаметр круглої колони.

where D is the diameter of the circular column.

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

For an internal rectangular column where the loading is eccentric to both axes, the following approximate expression for β may be used:

$$\beta = 1 + 1,8 \sqrt{\left(\frac{e_y}{b_z}\right)^2 + \left(\frac{e_z}{b_y}\right)^2}, \quad (6.43)$$

де:

e_y і e_z – ексцентриситети M_{Ed}/V_{Ed} вдовж осей y і z відповідно;

b_y і b_z – розміри контрольного периметра (рисунки 6.13).

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

(4) Для граней колон у місцях з'єднання, де ексцентриситет перпендикулярний до грані плити (викликаний моментом відносно осі, паралельної до грані плити), спрямований у середину, і ексцентриситет паралельно грані відсутній, зусилля продавлювання може розглядатись рівномірно розподіленим вдовж контрольного периметра u_{1*} , як показано на рисунку 6.20 а).

where:

e_y and e_z are the eccentricities M_{Ed}/V_{Ed} along y and z axes respectively;

b_y and b_z is the dimensions of the control perimeter (see Figure 6.13).

Note: e_y results from a moment about the z axis and e_z from a moment about the y axis.

(4) For edge column connections, where the eccentricity perpendicular to the slab edge (resulting from a moment about an axis parallel to the slab edge) is toward the interior and there is no eccentricity parallel to the edge, the punching force may be considered to be uniformly distributed along the control perimeter u_{1*} as shown in Figure 6.20 a).

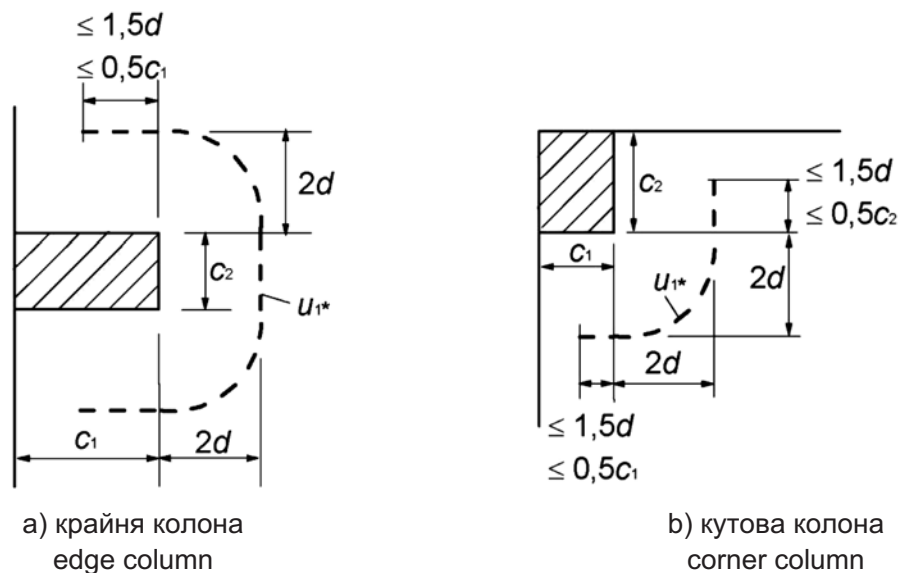


Рисунок 6.20 – Зменшений основний контрольний периметр u_{1*}
 Figure 6.20 – Reduced basic control perimeter u_{1*}

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

$$\beta = \frac{u_1}{u_{1*}} + k \frac{u_1}{W_1} e_{par} , \quad (6.44)$$

де:

u_1 – основний контрольний периметр (рисунок 6.15);

u_{1*} – зменшений основний контрольний периметр (рисунок 6.20 а);

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

k – визначається за таблицею 6.1 із заміною відношення c_1/c_2 на $c_1/2c_2$;

W_1 – визначається для основного контрольного периметра u_1 (рисунок 6.13).

Для прямокутних колон, як показано на рисунку 6.20 а):

$$W_1 = \frac{c_2^2}{4} + c_1 c_2 + 4c_1 d + 8d^2 + \pi d c_2 . \quad (6.45)$$

Якщо ексцентриситет перпендикулярно до грані плити спрямований не в середину, то застосовується вираз (6.39). При визначенні W_1 ексцентриситет e повинен відраховуватись від центра ваги контрольного периметра.

Where there are eccentricities in both orthogonal directions, β may be determined using the following expression:

where:

u_1 is the basic control perimeter (see Figure 6.15);

u_{1*} is the reduced basic control perimeter (see Figure 6.20 a));

e_{par} is the eccentricity parallel to the slab edge resulting from a moment about an axis perpendicular to the slab edge.

k may be determined from Table 6.1 with the ratio c_1/c_2 replaced by $c_1/2c_2$;

W_1 is calculated for the basic control perimeter u_1 (see Figure 6.13).

For a rectangular column as shown in Figure 6.20 a):

If the eccentricity perpendicular to the slab edge is not toward the interior, Expression (6.39) applies. When calculating W_1 the eccentricity e should be measured from the centroid of the control perimeter.

(5) Для з'єднання кутової колони, якщо ексцентриситет спрямований у середину плити, приймається, що зусилля продавлювання рівномірно розподілене вдовж зменшеного контрольного периметра u_{1*} , як показано на рисунку 6.20 б). Таким чином, значення β дорівнює:

$$\beta = \frac{u_1}{u_{1*}} \quad (6.46)$$

Якщо ексцентриситет спрямований назовні, то застосовується вираз (6.39).

(6) Для конструкцій, у яких стійкість із площини не залежить від жорсткості взаємодії між плитами і колонами, і коли прилеглі прольоти не відрізняються більш ніж на 25%, можна використовувати відповідне приблизне значення β .

Примітка. Величини β для застосування у конкретній країні можуть вказуватись у національному додатку. Рекомендовані величини наведено на рисунку 6.21N.

(5) For corner column connections, where the eccentricity is toward the interior of the slab, it is assumed that the punching force is uniformly distributed along the reduced control perimeter u_{1*} , as defined in Figure 6.20 b). The β – value may then be considered as:

If the eccentricity is toward the exterior, Expression (6.39) applies.

(6) For structures where the lateral stability does not depend on frame action between the slabs and the columns, and where the adjacent spans do not differ in length by more than 25%, approximate values for β may be used.

Note: Values of β for use in a Country may be found in its National Annex. Recommended values are given in Figure 6.21N.

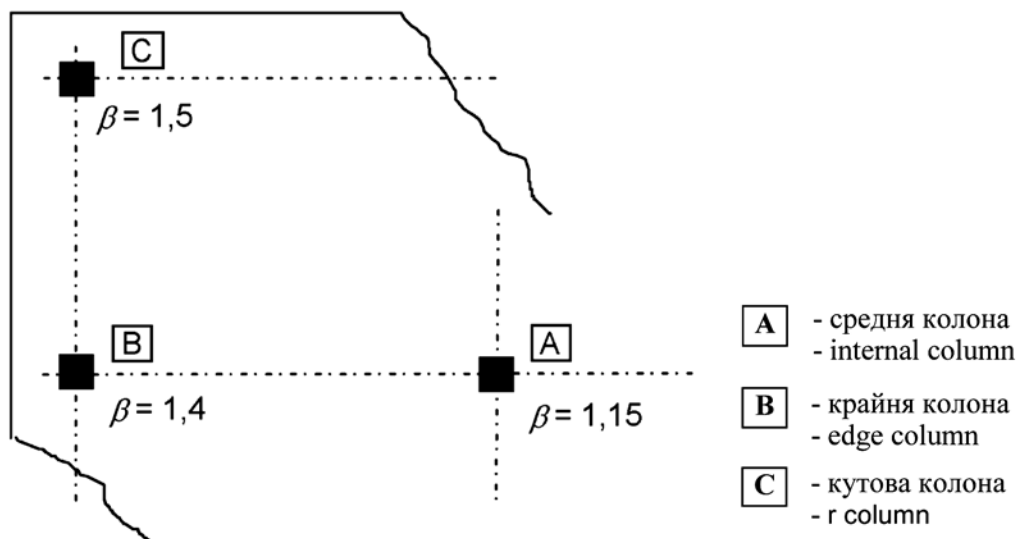


Рисунок 6.21N – Рекомендовані величини β

Figure 6.21N – Recommended values for β

(7) Якщо зосереджене навантаження прикладене близько до обпирання плоскої плити на колону, неправомірно зменшувати зусилля зсуву згідно з 6.2.2 (6) і 6.2.3 (8) відповідно.

(8) Зусилля зсуву V_{Ed} при продавлюванні фундаментної плити можна зменшувати, зважаючи на сприятливу дію тиску ґрунту.

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

(7) Where a concentrated load is applied close to a flat slab column support the shear force reduction according to 6.2.2 (6) and 6.2.3 (8) respectively is not valid and should not be included.

(8) The punching shear force V_{Ed} in a foundation slab may be reduced due to the favourable action of the soil pressure.

(9) The vertical component V_{pd} resulting from inclined prestressing tendons crossing the control section may be taken into account as a favourable action where relevant.

6.4.4 Опір зсуву при продавлюванні основ плит і колон без поперечного армування

(1) Опір зсуву при продавлюванні плити повинен оцінюватись для основного контрольного перерізу згідно з 6.4.2. Розрахунковий опір зсуву при продавлюванні, МПа, визначається, як:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq (V_{min} + k_1 \sigma_{cp}), \quad (6.47)$$

де:

f_{ck} у МПа;

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

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} \leq 0,02;$$

ρ_{ly} і ρ_{lz} відносяться до зчепленої розтягнутої арматури відповідно у напрямках у і z. Величини ρ_{ly} і ρ_{lz} повинні обчислюватись як середні величини з урахуванням ширини плити, яка дорівнює ширині колони плюс $3d$ з кожної сторони.

де:

σ_{cy} і σ_{cz} – нормальні напруження у бетоні критичного перерізу в напрямках у і z (МПа, додатні при стиску):

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

where

σ_{cy} і σ_{cz} are the normal concrete stresses in the critical section in y- and z-directions (MPa, positive if compression):

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

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

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

Примітка. Величини $C_{Rd,c}$, V_{min} і k_1 для використання у конкретній країні можуть вказуватись у національному додатку. Рекомендованими є величини: $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$, V_{min} – визначається за виразом (6.3N), а $k_1 = 0,1$.

(2) Опір продавлюванню основи колони повинен перевірятись на контрольному периметрі в межах $2d$ від контуру колони.

Для зосередженого навантаження результуюча прикладена сила становить:

6.4.4 Punching shear resistance of slabs and column bases without shear reinforcement

(1) The punching shear resistance of a slab should be assessed for the basic control section according to 6.4.2. The design punching shear resistance [MPa] may be calculated as follows:

where:

f_{ck} in MPa;

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

ρ_{ly} , ρ_{lz} relate to the bonded tension steel in y- and z-directions respectively. The values ρ_{ly} and ρ_{lz} should be calculated as mean values taking into account a slab width equal to the column width plus $3d$ each side.

where

σ_{cy} і σ_{cz} are the normal concrete stresses in the critical section in y- and z-directions (MPa, positive if compression):

$N_{Ed,y}$, $N_{Ed,z}$ are the longitudinal forces across the full bay for internal columns and the longitudinal force across the control section for edge columns. The force may be from a load or prestressing action.

A_c is the area of concrete according to the definition of N_{Ed} .

Note: The values of $C_{Rd,c}$, V_{min} and k_1 for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value for $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$, V_{min} is given by Expression (6.3N) and that for k_1 is 0,1.

(2) The punching resistance of column bases should be verified at control perimeters within $2d$ from the periphery of the column.

For concentric loading the net applied force is

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed}, \quad (6.48)$$

де:

V_{Ed} – прикладена поперечна сила;

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

$$V_{Ed} = V_{Ed,red} / ud, \quad (6.49)$$

$$V_{Rd} = C_{Rd,c} k (100 \rho f_{ck})^{1/3} \times 2d / a \geq V_{min} \cdot 2d / a, \quad (6.50)$$

де:

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

$C_{Rd,c}$ – визначається у (6.4.4(1));

V_{min} – визначається у (6.4.4(1));

k – визначається у (6.4.4(1)).

При навантаженні з ексцентриситетом:

$$V_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{ud} \left[1 + k \frac{M_{Ed} u}{V_{Ed,red} W} \right], \quad (6.51)$$

де k – визначається у 6.4.3 (3) або 6.4.3 (4) відповідно, а W – те саме, що і W_1 , але для периметра u .

6.4.5 Опір зсуву при продавлюванні основ плит і колон із поперечною арматурою

(1) Якщо поперечна арматура необхідна, її розраховують згідно за виразом:

$$V_{Rd,cs} = 0,75V_{Rd,c} + 1,5(d / s_r) A_{sw} f_{ywd,ef} (1 / (u \cdot d)) \sin \alpha, \quad (6.52)$$

де:

A_{sw} – площа одного периметра поперечної арматури навколо колони, мм²;

s_r – радіальний крок периметрів поперечної арматури, мм;

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

d – середнє робочих товщин у ортогональних напрямках, мм;

α – кут між поперечною арматурою і площиною плити.

Якщо встановлюється один ряд відігнутих вниз стрижнів, то відношення d/s_r у виразі (6.52) може задаватись 0,67.

(2) Вимоги до конструювання поперечної арматури на продавлювання наведено у 9.4.3.

where:

V_{Ed} is the applied shear force;

ΔV_{Ed} is the net upward force within the control perimeter considered i.e. upward pressure from soil minus self weight of base.

where

a is the distance from the periphery of the column to the control perimeter considered;

$C_{Rd,c}$ is defined in 6.4.4(1);

V_{min} is defined in 6.4.4(1);

k is defined in 6.4.4(1).

For eccentric loading

Where k is defined in 6.4.3 (3) or 6.4.3 (4) as appropriate and W is similar to W_1 but for perimeter u .

6.4.5 Punching shear resistance of slabs and column bases with shear reinforcement

(1) Where shear reinforcement is required it should be calculated in accordance with Expression (6.52):

where:

A_{sw} is the area of one perimeter of shear reinforcement around the column [mm²];

s_r is the radial spacing of perimeters of shear reinforcement [mm];

$f_{ywd,ef}$ is the effective design strength of the punching shear reinforcement, according to $f_{ywd,ef} = 250 + 0,25d \leq f_{ywd}$ [MPa];

d is the mean of the effective depths in the orthogonal directions [mm];

α is the angle between the shear reinforcement and the plane of the slab.

If a single line of bent-down bars is provided, then the ratio d/s_r in Expression (6.52) may be given the value 0,67.

(2) Detailing requirements for punching shear reinforcement are given in 9.4.3.

(3) Поряд з колоною опір зсуву при продавлюванні обмежуються максимальним значенням:

$$V_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0 d} \leq V_{Rd,max} , \quad (6.53)$$

де:

u_0 – для середньої колони

$u_0 =$ довжина контуру колони, мм;

– для крайньої колони

$u_0 = c_2 + 3d \leq c_2 + 2c_1$ мм;

– для кутової колони

$u_0 = 3d \leq c_1 + c_2$ мм;

c_1, c_2 – розміри колони, рисунок 6.20;

V – див. вираз (6.5);

β – див. 6.4.3(3), (4) і (5).

Примітка. Величина $V_{Rd,max}$ для використання у конкретній країні може вказуватись у національному додатку. Рекомендованою є величина $0,5 v_{fcd}$.

(4) Контрольний периметр u_{out} (або $u_{out,ef}$, рисунок 6.22), при якому поперечна арматура не вимагається, необхідно визначати за виразом:

$$u_{out,ef} = \beta V_{Ed} / (V_{Rd,c} d) . \quad (6.54)$$

Найвіддаленіший периметр поперечної арматури повинен розміщуватись на відстані, не більшій ніж kd в межах u_{out} (або $u_{out,ef}$, рисунок 6.22).

(3) Adjacent to the column the punching shear resistance is limited to a maximum of:

where:

u_0 – for an interior column

$u_0 =$ length of column periphery [mm]

– for an edge column

$u_0 = c_2 + 3d \leq c_2 + 2c_1$ [mm];

– for a corner column

$u_0 = 3d \leq c_1 + c_2$ [mm];

c_1, c_2 are the column dimensions as shown in Figure 6.20;

V see Expression (6.5);

β see 6.4.3 (3), (4) and (5).

Note: The value of $V_{Rd,max}$ for us in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is $0,5 v_{fcd}$.

(4) The control perimeter at which shear reinforcement is not required, u_{out} (or $u_{out,ef}$ see Figure 6.22) should be calculated from Expression (6.54):

The outermost perimeter of shear reinforcement should be placed at a distance not greater than kd within u_{out} (or $u_{out,ef}$ see Figure 6.22).

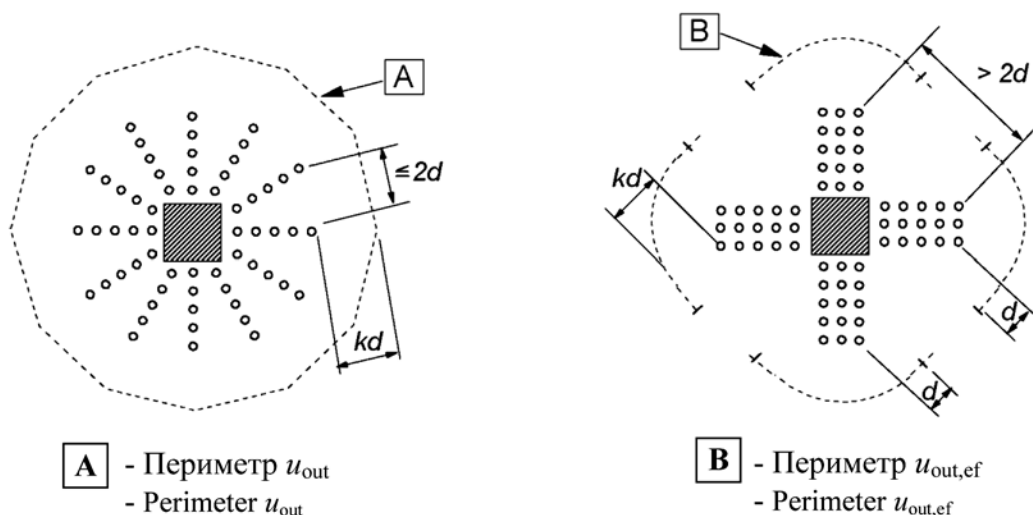


Рисунок 6.22 – Контрольні периметри навколо середніх колон

Figure 6.22 – Control perimeters at internal columns

Примітка. Величина k для використання у конкретній країні може вказуватись у національному додатку. Рекомендованою є величина 1,5.

Note: The value of k for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is 1,5.

(5) Якщо застосовуються спеціальні вироби у якості поперечної арматури, то $V_{Rd,cs}$ необхідно визначати випробуваннями згідно з відповідним Європейським технічним ухваленням. Див. також 9.4.3.

(5) Where proprietary products are used as shear reinforcement, $V_{Rd,cs}$ should be determined by testing in accordance with the relevant European Technical Approval. See also 9.4.3.

6.5 Розрахунок із використанням стиснуто-розтягнутих моделей

6.5 Design with strut and tie models

6.5.1 Загальні положення

6.5.1 General

(1)Р Стиснуто-розтягнуті моделі можуть застосовуватись у випадках, коли існує нелінійний розподіл деформацій (наприклад, у зонах обпирання, поблизу зосереджених навантажень або плоского напруженого стану), (див. також 5.6.4).

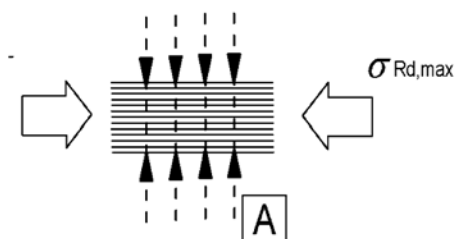
(1)P Where a non-linear strain distribution exists (e.g. supports, near concentrated loads or plain stress) strut-and-tie models may be used (see also 5.6.4).

6.5.2 Стиснуті умовні елементи

6.5.2 Struts

(1) Розрахунковий опір бетонного стиснутого умовного елемента у зоні з поперечними напруженнями стиску або без них може визначатись за виразом (6.55) (рисунок 6.23).

(1) The design strength for a concrete strut in a region with transverse compressive stress or no transverse stress may be calculated from Expression (6.55) (see Figure 6.23).



A - поперечні напруження стиску або без поперечних напружень
- transverse compressive stress or no transverse stress

Рисунок 6.23 – Розрахунковий опір бетонного стиснутого умовного елемента без поперечного розтягу
Figure 6.23 – Design strength of concrete struts without transverse tension

$$\sigma_{Rd, max} = f_{cd} \cdot \quad (6.55)$$

За наявності багатоосьового стиску в окремих зонах можна допускати вищий розрахунковий опір.

It may be appropriate to assume a higher design strength in regions where multi-axial compression exists.

(2) Розрахунковий опір бетонних стиснутих умовних елементів необхідно зменшувати за наявності тріщин у стиснутих зонах, а якщо не застосовуються більш точні підходи, можна визначати за виразом (6.56) (рисунок 6.24).

(2) The design strength for concrete struts should be reduced in cracked compression zones and, unless a more rigorous approach is used, may be calculated from Expression (6.56) (see Figure 6.24).

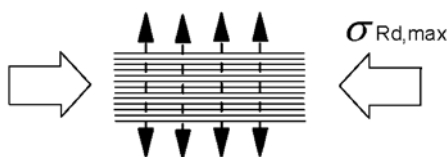


Рисунок 6.24 – Розрахунковий опір бетонного стиснутого умовного елемента за наявності поперечного розтягу
Figure 6.24 – Design strength of concrete struts with transverse tension

$$\sigma_{Rd,max} = 0,6v f_{cd} . \quad (6.56)$$

Примітка. Величина v для використання у конкретній країні може вказуватись у національному додатку. Рекомендована величина визначається за формулою:

Note: The value of v for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is given by equation (6.57N):

$$v = 1 - f_{ck} / 250 . \quad (6.57N)$$

(3) Для стиснутих умовних елементів між безпосередньо навантаженими зонами, такими як консолі або короткі балки-стілки, у 6.2.2 і 6.2.3 наводяться альтернативні методи визначення.

(3) For struts between directly loaded areas, such as corbels or short deep beams, alternative calculation methods are given in 6.2.2 and 6.2.3.

6.5.3 Розтягнуті умовні елементи

6.5.3 Ties

(1) Розрахунковий опір поперечних розтягнутих умовних елементів і арматури необхідно обмежувати відповідно до 3.2 і 3.3.

(1) The design strength of transverse ties and reinforcement should be limited in accordance with 3.2 and 3.3.

(2) Арматура повинна належним чином заанкерувуватись у вузлах.

(2) Reinforcement should be adequately anchored in the nodes.

(3) Арматура, що необхідна для сприйняття зусиль у зосереджено навантажених вузлах, може розподілятися по довжині (рисунок 6.25 а) і б)). Якщо арматура в зоні вузла продовжується за межі довжини елемента, що розглядається, то арматуру необхідно розподіляти на довжину, де траєкторії стиску загинаються (розтягнуті і стиснуті умовні елементи). Зусилля розтягу T можна отримати:

(3) Reinforcement required to resist the forces at the concentrated nodes may be smeared over a length (see Figure 6.25 a) and b)). When the reinforcement in the node area extends over a considerable length of an element, the reinforcement should be distributed over the length where the compression trajectories are curved (ties and struts). The tensile force T may be obtained by:

а) для зон з частковою розривністю $\left(b \leq \frac{H}{2}\right)$,

а) for partial discontinuity regions $\left(b \leq \frac{H}{2}\right)$ see

рисунок 6.25 а:

Figure 6.25 a:

$$T = \frac{1}{4} \frac{b-a}{b} F , \quad (6.58)$$

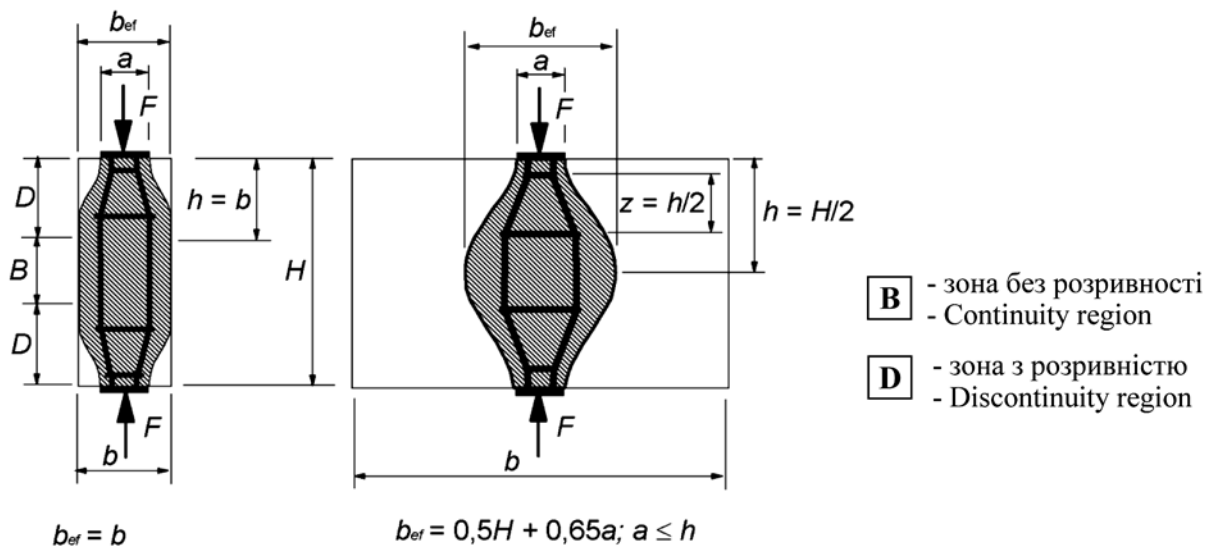
б) для зон із повною розривністю $\left(b > \frac{H}{2}\right)$, ри-

б) for full discontinuity regions $\left(b > \frac{H}{2}\right)$ see Figure

сунок 6.25 б:

6.25 b:

$$T = \frac{1}{4} \left(1 - 0,7 \frac{a}{h}\right) F \quad (6.59)$$



а) часткова розривність
Partial discontinuity

б) повна розривність
Full discontinuity

Рисунок 6.25 – Параметри для визначення поперечних зусиль розтягу у стиснутих полях із розмазаною арматурою

Figure 6.25 – Parameters for the determination of transverse tensile forces in a compression field with smeared reinforcement

6.5.4 Вузли

(1)P Правила для вузлів також застосовуються до зон, де зосереджені сили передаються на елемент і не розраховуються за методом стиснуто-розтягнутих елементів.

(2)P Зусилля, що виникають у вузлах, повинні бути врівноважені. Поперечні зусилля розтягу, перпендикулярні до площини вузла, повинні враховуватись.

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

(4) Розрахункові величини напружень стиску у вузлах визначаються так:

а) у стиснутих вузлах із незаанкерованими розтягнутими умовними елементами (рисунок 6.26)

$$\sigma_{Rd,max} = k_1 v f_{cd} \quad (6.60)$$

де $R_{d,max}$ – максимальні напруження, які можуть прикладатись на межах вузла. Для визначення v див. 6.5.2 (2).

6.5.4 Nodes

(1)P The rules for nodes also apply to regions where concentrated forces are transferred in a member and which are not designed by the strut-and-tie method.

(2)P The forces acting at nodes shall be in equilibrium. Transverse tensile forces perpendicular to an in-plane node shall be considered.

(3) The dimensioning and detailing of concentrated nodes are critical in determining their load-bearing resistance. Concentrated nodes may develop, e.g. where point loads are applied, at supports, in anchorage zones with concentration of reinforcement or prestressing tendons, at bends in reinforcing bars, and at connections and corners of members.

(4) The design values for the compressive stresses within nodes may be determined by:

a) in compression nodes where no ties are anchored at the node (see Figure 6.26)

where $R_{d,max}$ is the maximum stress which can be applied at the edges of the node. See 6.5.2 (2) for definition of v .

Примітка. Величина k_1 для використання у конкретній країні може вказуватись у національному додатку. Рекомендована величина 1,0.

Note: The value of k_1 for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is 1,0.

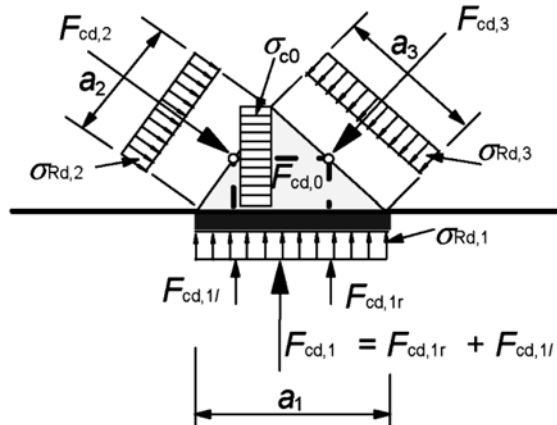


Рисунок 6.26 – Стиснутий вузол без розтягнутих умовних елементів
Figure 6.26 – Compression node without ties

b) у стиснуто-розтягнутих вузлах із забезпеченням заанкерування розтягнутих умовних елементів у одному напрямі (рисунок 6.27)

b) in compression – tension nodes with anchored ties provided in one direction (see Figure 6.27),

$$\sigma_{Rd,max} = k_2 v f_{cd} \quad (6.61)$$

де $\sigma_{Rd,max}$ – максимум $\sigma_{Rd,1}$ і $\sigma_{Rd,2}$. Для визначення v див. 6.5.2(2).

where $\sigma_{Rd,max}$ is the maximum of $\sigma_{Rd,1}$ and $\sigma_{Rd,2}$. See 6.5.2 (2) for definition of v .

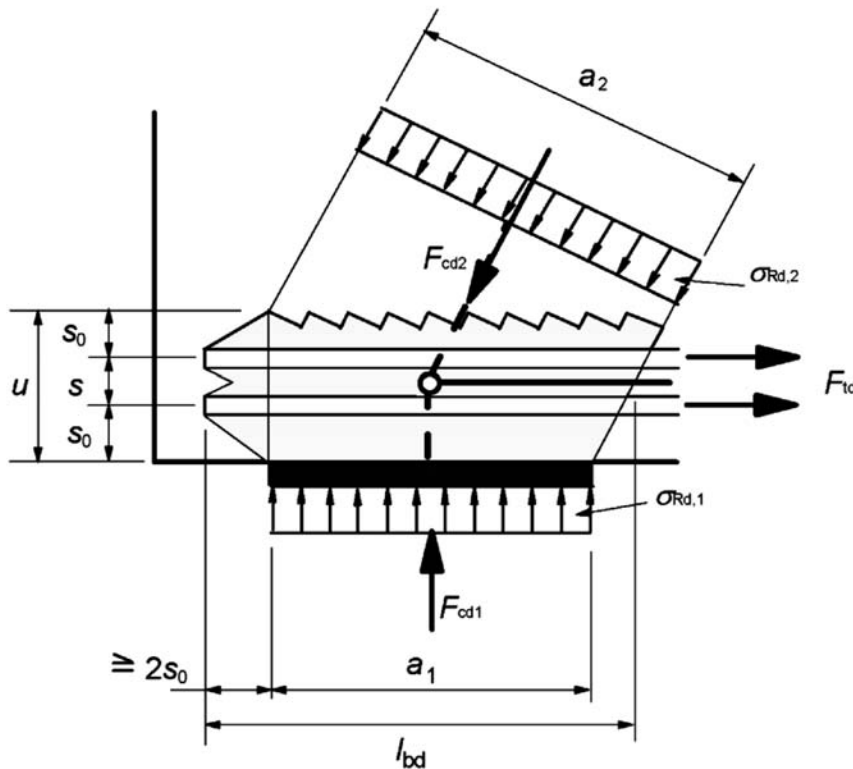


Рисунок 6.27 – Стиснуто-розтягнутий вузол із арматурою у одному напрямі
Figure 6.27 – Compression tension node with reinforcement provided in one direction

Примітка. Величина k_2 для використання у конкретній країні може вказуватись у національному додатку. Рекомендована величина 0,85.

с) у стиснуто-розтягнутих вузлах із забезпеченням заанкерування розтягнутих умовних елементів більш ніж у одному напрямі (рисунок 6.28)

Note: The value of k_2 for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is 0,85.

c) in compression – tension nodes with anchored ties provided in more than one direction (see Figure 6.28),

$$\sigma_{Rd,max} = k_3 v f_{cd} \quad (6.62)$$

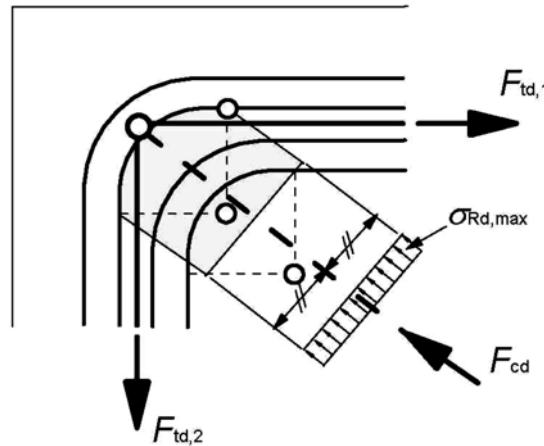


Рисунок 6.28 – Стиснуто-розтягнутий вузол із арматурою у двох напрямках
Figure 6.28 – Compression tension node with reinforcement provided in two directions

Примітка. Величина k_3 для використання у конкретній країні може вказуватись у національному додатку. Рекомендована величина 0,75.

(5) За нижченаведених умов величини розрахункових напружень стиску у 6.5.4 (4) можуть збільшуватись до 10 %, якщо виконується хоча б одне положення:

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

(6) Вузли, що зазнають тривісного стиску, можуть перевірятись згідно з виразами (3.24) і (3.25) при $\sigma_{Rd,max} = k_4 v f_{cd}$, якщо розподіл навантаження відомий для всіх трьох напрямків стиснутих умовних елементів.

Примітка. Величина k_4 для використання у конкретній країні може вказуватись у національному додатку. Рекомендована величина 3,0.

Note: The value of k_3 for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is 0,75.

(5) Under the conditions listed below, the design compressive stress values given in 6.5.4 (4) may be increased by up to 10 % where at least one of the following applies:

- triaxial compression is assured;
- all angles between struts and ties are $\geq 55^\circ$;
- the stresses applied at supports or at point loads are uniform, and the node is confined by stirrups;
- the reinforcement is arranged in multiple layers;
- the node is reliably confined by means of bearing arrangement or friction.

(6) Triaxially compressed nodes may be checked according to Expression (3.24) and (3.25) with $\sigma_{Rd,max} = k_4 v f_{cd}$, if for all three directions of the struts the distribution of load is known.

Note: The value of k_4 for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is 3,0.

(7) Анкерування арматури у стиснуто-розтягнутих вузлах починається з початку вузла, наприклад, для опори анкерування починається від внутрішньої грані (див. рисунок 6.27). Довжина анкерування повинна простягатись за повну довжину вузла. У деяких випадках арматура також може заанкеруватись поза вузлом. Стосовно заанкерування і загинання арматури див. 8.4...8.6.

(8) Стиснуті у площині вузли при сполученні трьох розтягнутих умовних елементів можуть перевірятись відповідно до рисунка 6.26. Максимальні середні головні напруження у вузлі (σ_{c0} , σ_{c1} , σ_{c2} , σ_{c3}) повинні перевірятись згідно з 6.5.4 (4)а). Зазвичай, можна допустити наступне:

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

(9) Вузли на згинах арматури можуть розраховуватись згідно з рисунком 6.28. Середні напруження у розтягнутих умовних елементах повинні перевірятись відповідно до 6.5.4 (5). Діаметр згину необхідно перевіряти згідно з 8.4.

6.6 Анкерування і напуски

(1)Р Розрахункові напруження зчеплення обмежуються величиною, що залежить від характеристик поверхні арматури, міцності бетону на розтяг і локалізації оточуючого бетону. Це залежить від захисного шару, поперечного армування і поперечного тиску.

2) Довжина, яка необхідна для розвитку необхідного зусилля розтягу в анкеруванні або напущку, визначається на основі постійних напружень зчеплення.

(3) Практичні правила розрахунку і конструювання анкерувань і напусків наведені у 8.4...8.8.

6.7 Частково навантажені зони

(1)Р Для частково навантажених зон повинні враховуватись місцеве розтріскування (див. нижче) і поперечні зусилля розтягу (див. 6.5).

(2) При рівномірно розподіленому навантаженні на певну площу A_{c0} (рисунок 6.29) зосереджене зусилля опору можна визначити так:

$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{A_{c1} / A_{c0}} \leq 3,0 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0} , \quad (6.63)$$

де:

A_{c0} – площа навантаження;

(7) The anchorage of the reinforcement in compression-tension nodes starts at the beginning of the node, e.g. in case of a support anchorage starting at its inner face (see Figure 6.27). The anchorage length should extend over the entire node length. In certain cases, the reinforcement may also be anchored behind the node. For anchorage and bending of reinforcement, see 8.4 to 8.6.

(8) In-plane compression nodes at the junction of three struts may be verified in accordance with Figure 6.26. The maximum average principal node stresses (σ_{c0} , σ_{c1} , σ_{c2} , σ_{c3}) should be checked in accordance with 6.5.4 (4)a). Normally the following may be assumed:

$F_{cd,1} / a_1 = F_{cd,2} / a_2 = F_{cd,3} / a_3$ resulting in $\sigma_{cd,1} = \sigma_{cd,2} = \sigma_{cd,3} = \sigma_{cd,0}$.

(9) Nodes at reinforcement bends may be analysed in accordance with Figure 6.28. The average stresses in the struts should be checked in accordance with 6.5.4 (5). The diameter of the mandrel should be checked in accordance with 8.4.

6.6 Anchorages and laps

(1)P The design bond stress is limited to a value depending on the surface characteristics of the reinforcement, the tensile strength of the concrete and confinement of surrounding concrete. This depends on cover, transverse reinforcement and transverse pressure.

(2) The length necessary for developing the required tensile force in an anchorage or lap is calculated on the basis of a constant bond stress.

(3) Application rules for the design and detailing of anchorages and laps are given in 8.4 to 8.8.

6.7 Partially loaded areas

(1)P For partially loaded areas, local crushing (see below) and transverse tension forces (see 6.5) shall be considered.

(2) For a uniform distribution of load on an area A_{c0} (see Figure 6.29) the concentrated resistance force may be determined as follows:

where:

A_{c0} is the loaded area;

A_{c1} – максимальна розрахункова площа розподілу подібної до A_{c0} форми.

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

- висота для розподілу навантажень у напрямі прикладання навантаження повинна задовольняти умови, показані на рисунку 6.29;
- центр розрахункової площі розподілу A_{c1} повинен знаходитись на осі дії, яка проходить через центр площі навантаження A_{c0} ;
- якщо у поперечному перерізі бетону діє більш ніж одна сила стиску, розрахункові площі розподілу не повинні накладатись.

A_{c1} is the maximum design distribution area with a similar shape to A_{c0} .

(3) The design distribution area A_{c1} required for the resistance force F_{Rdu} should correspond to the following conditions:

- The height for the load distribution in the load direction should correspond to the conditions given in Figure 6.29;
- the centre of the design distribution area A_{c1} should be on the line of action passing through the centre of the load area A_{c0} ;
- If there is more than one compression force acting on the concrete cross section, the designed distribution areas should not overlap.

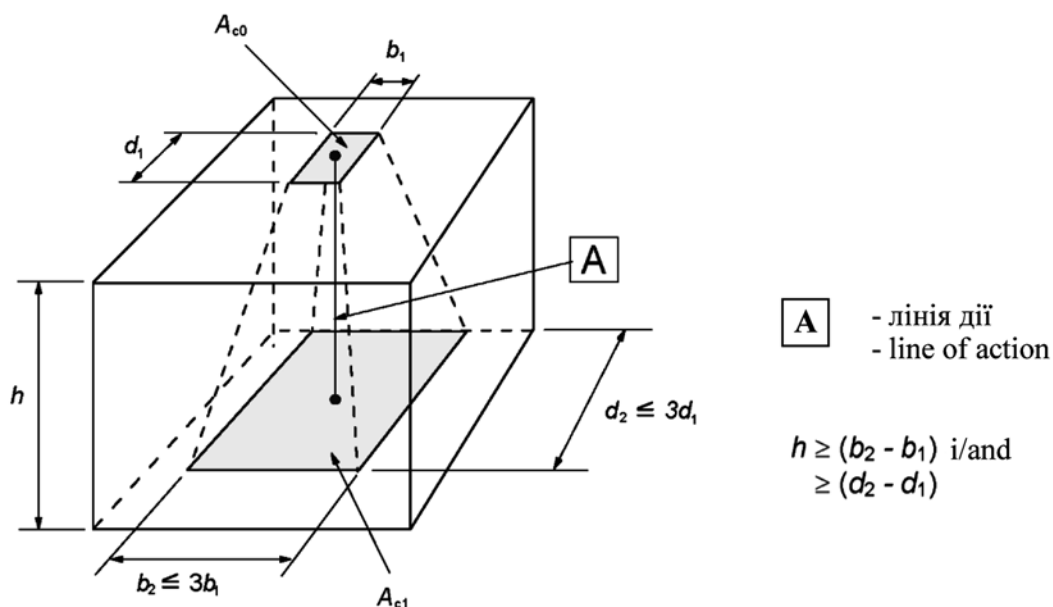


Рисунок 6.29 – Розрахунковий розподіл для частково навантажених зон
Figure 6.29 – Design distribution for partially loaded areas

Величина F_{Rdu} повинна зменшуватись, якщо навантаження нерівномірно розподілене на площі A_{c0} , або за наявності високої інтенсивності зусиль зсуву.

(4) Для зусиль розтягу необхідно передбачати армування, яке залежить від впливу дії.

The value of F_{Rdu} should be reduced if the load is not uniformly distributed on the area A_{c0} or if high shear forces exist.

(4) Reinforcement should be provided for the tensile force due to the effect of the action.

6.8 Втома

6.8.1 Умови перевірки

(1)Р Несуча здатність конструкції втоми повинна перевірятись у спеціальних випадках. Така перевірка повинна виконуватись окремо для бетону і арматури.

(2) Перевірка втоми повинна виконуватись для конструкцій і конструктивних компонентів, на які діє регулярне циклічне навантаження (наприклад, кранові рейки, мости при інтенсивному навантаженні від руху транспорту).

6.8.2 Внутрішні зусилля і напруження для перевірки втоми

(1)Р Визначення напружень повинно ґрунтуватись на наявності тріщин у поперечних перерізах та нехтуванні опором бетону розтягу, але при забезпеченні сумісності деформацій.

(2)Р Повинен враховуватись вплив різного характеру роботи зчеплення попередньо напруженої і звичайної арматури, шляхом збільшення діапазону напружень у арматурній сталі, визначеній за умов повного зчеплення через коефіцієнт η , визначений як:

$$\eta = \frac{A_s + A_p}{A_s + A_p \sqrt{\xi} (\phi_s / \phi_p)}, \quad (6.64)$$

де:

A_s – площа арматурної сталі;

A_p – площа попередньо напруженої арматурної сталі;

ϕ_s – найбільший діаметр арматурної сталі;

ϕ_p – діаметр або еквівалентний діаметр напруженої арматурної сталі;

$\phi_p = 1,6\sqrt{A_p}$ для пучків;

$\phi_p = 1,75 \phi_{wire}$ для окремих 7-дротових канатів, де ϕ_{wire} – діаметр дроту;

$\phi_p = 1,20 \phi_{wire}$ для окремих 3-дротових канатів, де ϕ_{wire} – діаметр дроту;

ξ – співвідношення між міцністю зчеплення у бетоні напружених пучків і арматури періодичного профілю. Значення є предметом відповідного Європейського технічного ухвалення. За відсутності ухвалення можуть використовуватись величини, надані у таблиці 6.2.

6.8 Fatigue

6.8.1 Verification conditions

(1)P The resistance of structures to fatigue shall be verified in special cases. This verification shall be performed separately for concrete and steel.

(2) A fatigue verification should be carried out for structures and structural components which are subjected to regular load cycles (e.g. crane-rails, bridges exposed to high traffic loads).

6.8.2 Internal forces and stresses for fatigue verification

(1)P The stress calculation shall be based on the assumption of cracked cross sections neglecting the tensile strength of concrete but satisfying compatibility of strains.

(2)P The effect of different bond behaviour of prestressing and reinforcing steel shall be taken into account by increasing the stress range in the reinforcing steel calculated under the assumption of perfect bond by the factor, η , given by

where:

A_s is the area of reinforcing steel;

A_p is the area of prestressing tendon or tendons;

ϕ_s is the largest diameter of reinforcement;

ϕ_p is the diameter or equivalent diameter of prestressing steel;

$\phi_p = 1,6\sqrt{A_p}$ for bundles;

$\phi_p = 1,75 \phi_{wire}$ for single 7 wire strands where wire is the ϕ_{wire} diameter;

$\phi_p = 1,20 \phi_{wire}$ for single 3 wire strands where wire is the ϕ_{wire} diameter;

ξ is the ratio of bond strength between bonded tendons and ribbed steel in concrete. The value is subject to the relevant European Technical Approval. In the absence of this the values given in Table 6.2 may be used.

Таблиця 6.2 – Показник відношення міцності зчеплення ξ пучків і сталі періодичного профілю

Table 6.2 – Ratio of bond strength, ξ , between tendons and reinforcing steel

| Попередньо напружена сталь Prestressing steel | Натягування на упори Pre-tensioned | ξ | |
|--|---------------------------------------|--|---------------|
| | | Зчеплення при натягуванні на бетон Bonded, post-tensioned | |
| | | $\leq C50/60$ | $\geq C70/85$ |
| Гладкі стрижні і дроти smooth bars and wires | Не застосовується Not applicable | 0,3 | 0,15 |
| Канати strands | 0,6 | 0,5 | 0,25 |
| Дріт періодичного профілю indented wires | 0,7 | 0,6 | 0,3 |
| Стрижні періодичного профілю ribbed bars | 0,8 | 0,7 | 0,35 |

Примітка. Для проміжних значень між $\leq C50/60$ і $\geq C70/85$ може застосовуватись інтерполяція
Note: For intermediates between value $\leq C50/60$ and $\geq C70/85$ interpolation may be used.

(3) При розрахунку поперечної арматури нахил стиснутих умовних елементів θ_{fat} може визначатись із використанням моделі стиснуто-розтягнутих елементів або згідно з виразом.

(3) In the design of the shear reinforcement the inclination of the compressive struts θ_{fat} may be calculated using a strut and tie model or in accordance with Expression (6.65).

$$\tan \theta_{fat} = \sqrt{\tan \theta} \leq 1,0, \quad (6.65)$$

де:

where:

θ – кут нахилу стиснутих умовних бетонних елементів до осі балки, який приймається у розрахунку за граничними станами ULS (див. 6.2.3).

θ is the angle of concrete compression struts to the beam axis assumed in ULS design (see 6.2.3)

6.8.3 Сполучення навантажень

6.8.3 Combination of actions

(1)Р Для визначення рівня напружень навантаження необхідно розділяти на нециклічні і циклічні, що викликають утомленість (певна кількість повторюваних прикладань якогось навантаження).

(1)P For the calculation of the stress ranges the action shall be divided into non-cycling and fatigue-inducing cyclic actions (a number of repeated actions of load).

(2)Р Основне сполучення нециклічних навантажень те саме, що і визначення повторюваного сполучення для II групи граничних станів:

(2)P The basic combination of the non-cyclic load is similar to the definition of the frequent combination for SLS:

$$E_d = E \{ G_{k,j}; P; \psi_{1,1} Q_{k,1}; \psi_{2,i} Q_{k,i} \} j \geq 1; i > 1. \quad (6.66)$$

Сполучення навантажень у круглих дужках { } (так зване основне сполучення) можна виразити як:

The combination of actions in bracket { }, (called the basic combination), may be expressed as:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}. \quad (6.67)$$

Примітка. $Q_{k,1}$ і $Q_{k,i}$ – нециклічні і непостійні навантаження.

Note: $Q_{k,1}$ and $Q_{k,i}$ are non-cyclic, non-permanent actions.

(3)Р Циклічні навантаження повинні сполучатись із несприятливим основним сполученням:

(3)P The cyclic action shall be combined with the unfavourable basic combination:

$$E_d = E \left\{ \left\{ G_{k,j}; P; \psi_{1,1} Q_{k,1}; \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\}; Q_{fat} \right\} j \geq 1; i > 1. \quad (6.68)$$

Сполучення навантажень у круглих дужках { } (так зване основне сполучення плюс циклічне) можна виразити як:

The combination of actions in bracket { }, (called the basic combination plus the cyclic action), can be expressed as:

$$\left(\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right) + Q_{fat}, \quad (6.69)$$

де:

Q_{fat} – відповідне навантаження втоми (наприклад, навантаження від рухомого транспорту, як це визначено EN 1991, або інше циклічне навантаження).

where:

Q_{fat} is the relevant fatigue load (e.g. traffic load as defined in EN 1991 or other cyclic load)

6.8.4 Методика перевірки звичайної і попередньо напруженої арматури

(1) Ушкодження від окремого напруження амплітудою $\Delta\sigma$ може визначатись із застосуванням відповідних графіків S-N (рисунок 6.30) для звичайної і попередньо напруженої арматури. Прикладене навантаження необхідно помножити на коефіцієнт $\gamma_{F,fat}$. Рівень напружень від реакції, отриманий при N^* циклах $\Delta\sigma_{Rsk}$, необхідно розділити на коефіцієнт безпеки $\gamma_{S,fat}$.

6.8.4 Verification procedure for reinforcing and prestressing steel

(1) The damage of a single stress amplitude $\Delta\sigma$ may be determined by using the corresponding S-N curves (Figure 6.30) for reinforcing and prestressing steel. The applied load should be multiplied by $\gamma_{F,fat}$. The resisting stress range at N^* cycles $\Delta\sigma_{Rsk}$, obtained should be divided by the safety factor $\gamma_{S,fat}$.

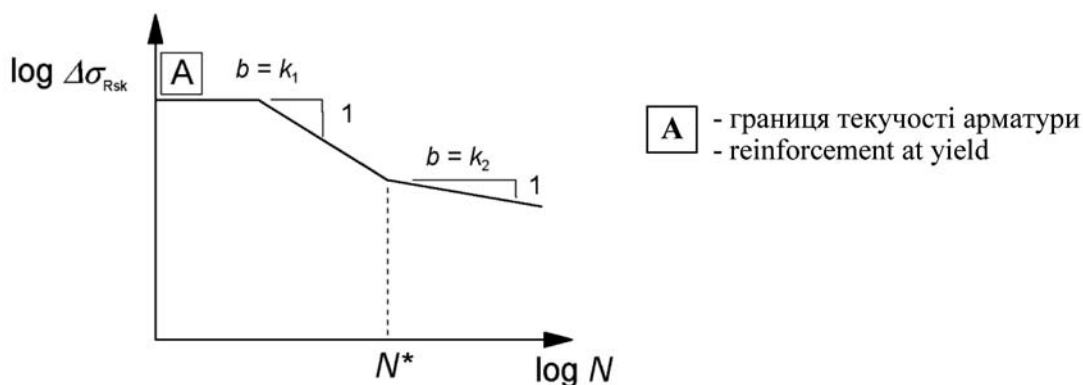


Рисунок 6.30 – Форма графіка нормативного опору втоми (S-N-криві для звичайної і попередньо напруженої сталі)

Figure 6.30 – Shape of the characteristic fatigue strength curve (S-N-curves for reinforcing and prestressing steel)

Примітка 1. Величини $\gamma_{F,fat}$ для використання у конкретній країні можуть вказуватись у національному додатку. Рекомендована величина 1,0.

Note 1: The values of $\gamma_{F,fat}$ for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is 1,0.

Примітка 2. Величини характеристик S-N-кривих звичайної і попередньо напруженої арматури для використання у конкретній країні можуть вказуватись у національному додатку. Рекомендовані величини наведені у таблицях 6.3N і 6.4N, які застосовуються для звичайної і попередньо напруженої арматури відповідно.

Note 2: The values of parameters for reinforcing steels and prestressing steels S-N curves for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended values are given in Table 6.3N and 6.4N which apply for reinforcing and prestressing steel respectively.

Таблиця 6.3N – Характеристики S-N-кривих для звичайної арматурної сталі

Table 6.3N – Parameters for S-N curves for reinforcing steel

| Тип армування Type of reinforcement | N^* | Експоненти напружень stress exponent | | $\Delta\sigma_{Rsk}$, МПа при N^* циклах $\Delta\sigma_{Rsk}$ [MPa] at N^* cycles |
|---|--------|---|-------|---|
| | | k_1 | k_2 | |
| Прямі та зігнуті стрижні ¹⁾ Straight and bent bars ¹⁾ | 10^6 | 5 | 9 | 162,5 |
| Зварені стрижні та сітки із дроту Welded bars and wire fabrics | 10^7 | 3 | 5 | 58,5 |
| З'єднувальні пристрої Splicing devices | 10^7 | 3 | 5 | 35 |
| <p>Примітка. Величини $\Delta\sigma_{Rsk}$ вказані для прямих стрижнів. Для зігнутих стрижнів величини отримують множенням на коефіцієнт зниження $\zeta = 0,35 + 0,026 D/\phi$ де: D – діаметр отвору ϕ – діаметр стрижня</p> <p>Note: Values for $\Delta\sigma_{Rsk}$ are those for straight bars. Values for bent bars should be obtained using a reduction factor $\zeta = 0,35 + 0,026 D/\phi$ where: D diameter of the mandrel ϕ bar diameter</p> | | | | |

Таблиця 6.4N – Характеристики S-N-кривих для попередньо напруженої арматурної сталі

Table 6.4N – Parameters for S-N curves of prestressing steel

| S-N-криві для напруженої сталі, що застосовується для S-N curve of prestressing steel used for | N^* | Експоненти напружень stress exponent | | $\Delta\sigma_{Rsk}$, МПа при N^* циклах $\Delta\sigma_{Rsk}$ [MPa] at N^* cycles |
|--|--------|---|-------|---|
| | | k_1 | k_2 | |
| напруження на упори pre-tensioning | 10^6 | 5 | 9 | 185 |
| напруження на бетон post-tensioning | 10^6 | 5 | 9 | 185 |
| – одиночні канати у пластикових каналах – single strands in plastic ducts | | | | |
| – пряма або криволінійна арматура у пластикових каналах – straight tendons or curved tendons in plastic ducts | 10^6 | 5 | 10 | 150 |
| – криволінійна арматура у сталевих каналах – curved tendons in steel ducts | 10^6 | 5 | 7 | 120 |
| – з'єднувальні пристрої – splicing devices | 10^6 | 5 | 5 | 80 |

(2) При багатьох циклах із змінною амплітудою ушкодження можуть додаватись із застосуванням правила Палгрена-Майнера. Однак, коефіцієнт ушкоджень D_{Ed} арматури від втоми, спричиненої відповідними навантаженнями, повинен задовольняти наступну умову:

(2) For multiple cycles with variable amplitudes the damage may be added by using the Palmgren-Miner Rule. Hence, the fatigue damage factor D_{Ed} of steel caused by the relevant fatigue loads should satisfy the condition:

$$D_{Ed} = \sum_i \frac{n(\Delta\sigma_i)}{N(\Delta\sigma_i)} < 1, \quad (6.70)$$

де:

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

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

(3)P Якщо попередньо напружена або звичайна арматура зазнає дії навантажень втоми, то визначені напруження не повинні перевищувати розрахункової міцності текучості сталі.

(4) Міцність текучості повинна підтверджуватись випробуваннями на розтяг застосованої арматури.

(5) Якщо правила розділу 6.8 застосовуються для оцінки залишкового строку служби існуючої конструкції, або для оцінки необхідності підсилення, і якщо почався процес корозії, то діапазон напружень можна визначати шляхом зменшення експоненти напружень k_2 для прямих і зігнутих стрижнів.

Примітка. Величина k_2 для використання у конкретній країні може вказуватись у національному додатку. Рекомендована величина 5.

(6)P Рівень напружень зварених стрижнів ніколи не може перевищувати рівня напружень для прямих і зігнутих стрижнів.

6.8.5 Перевірка із використанням діапазону еквівалентних напружень ушкодження

(1) Замість детальної перевірки несучої здатності до ушкоджень згідно з 6.8.4 у стандартних випадках при відомому навантаженні (залізничні і дорожні мости) перевірку на втому можна виконувати так:

- через діапазони еквівалентних напружень ушкодження для арматури згідно з 6.8.5 (3);
- еквівалентних напружень ушкодження для бетону згідно з 6.8.7.

(2) Суть методу еквівалентних напружень ушкодження полягає у представленні фактичних експлуатаційних навантажень через кількість циклів N^* окремого діапазону напружень. У EN 1992-2 надаються відповідні моделі навантажень втоми і методики визначення діапазону еквівалентних напружень $\Delta\sigma_{S,eq}$ для верхніх конструкцій дорожніх і залізничних мостів.

where:

$n(\Delta\sigma_i)$ is the applied number of cycles for a stress range $\Delta\sigma_i$;

$N(\Delta\sigma_i)$ is the resisting number of cycles for a stress range $\Delta\sigma_i$.

(3)P If prestressing or reinforcing steel is exposed to fatigue loads, the calculated stresses shall not exceed the design yield strength of the steel.

(4) The yield strength should be verified by tensile tests for the steel used.

(5) When the rules of 6.8 are used to evaluate the remaining life of existing structures, or to assess the need for strengthening, once corrosion has started the stress range may be determined by reducing the stress exponent k_2 for straight and bent bars.

Note: The value of k_2 for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is 5.

(6)P The stress range of welded bars shall never exceed the stress range of straight and bent bars.

6.8.5 Verification using damage equivalent stress range

(1) Instead of an explicit verification of the damage strength according to 6.8.4 the fatigue verification of standard cases with known loads (railway and road bridges) may also be performed as follows:

- by damage equivalent stress ranges for steel according to 6.8.5 (3);
- damage equivalent compression stresses for concrete according to 6.8.7.

(2) The method of damage equivalent stress range consists of representing the actual operational loading by N^* cycles of a single stress range. EN 1992-2 gives relevant fatigue loading models and procedures for the calculation of the equivalent stress range $\Delta\sigma_{S,eq}$ for superstructures of road and railway bridges.

(3) Для звичайної і напруженої арматурної сталі та з'єднувальних пристроїв можна вважати, що необхідна міцність на втому забезпечується, якщо задовольняється умова виразу:

$$\gamma_{F,fat} \cdot \Delta\sigma_{S,equ}(N^*) \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{S,fat}}, \quad (6.71)$$

де:

$\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ – діапазон напружень при N^* циклах і відповідних S-N- кривих, показаних на рисунку 6.30.

Примітка. Див. також таблиці 6.3N s 6.4N.

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

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

6.8.6 Інші перевірки

(1) Для незварюваних арматурних стрижнів при розтягу допускається приймати, що необхідна міцність на втому забезпечується, якщо діапазон напружень при повторюваному циклічному навантаженні у сполученні з основною комбінацією становить $\Delta\sigma_S \leq k_1$.

Примітка. Величина k_1 для використання у конкретній країні може вказуватись у національному додатку. Рекомендована величина 70 МПа.

Для зварюваних арматурних стрижнів при розтягу допускається приймати, що необхідна міцність на втому забезпечується, якщо діапазон напружень при повторюваному навантаженні у сполученні з основною комбінацією становить $\Delta\sigma_S \leq k_2$.

Примітка. Величина k_2 для використання у конкретній країні може вказуватись у національному додатку. Рекомендована величина 35 МПа.

(2) Як спрощення вищенаведеного (1) перевірка може виконуватись із використанням часто повторюваного сполучення навантажень. Якщо вона задовольняється, то у подальших перевірках немає необхідності.

(3) Якщо застосовується з'єднання зварюванням або з'єднувальними пристроями у попередньо напруженому бетоні, то у бетонному перерізі не допускається розтяг у межах 200 мм від попередньо напруженої або звичайної арматури при повторюваному сполученні навантажень, з урахуванням коефіцієнта зниження k_3 для середнього значення сили напруження P_m .

(3) For reinforcing or prestressing steel and splicing devices adequate fatigue resistance should be assumed if the Expression (6.71) is satisfied:

where:

$\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ is the stress range at N^* cycles from the appropriate S-N curves given in Figure 6.30.

Note: See also Tables 6.3N and 6.4N.

$\Delta\sigma_{S,equ}(N^*)$ is the damage equivalent stress range for different types of reinforcement and considering the number of loading cycles N^* . For building construction $\Delta\sigma_{S,equ}(N^*)$ may be approximated by $\Delta\sigma_{S,max}$;

$\Delta\sigma_{S,max}$ is the maximum steel stress range under the relevant load combinations

6.8.6 Other verifications

(1) Adequate fatigue resistance may be assumed for unwelded reinforcing bars under tension, if the stress range under frequent cyclic load combined with the basic combination is $\Delta\sigma_S \leq k_1$.

Note: The value of k_1 for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is 70 MPa.

For welded reinforcing bars under tension adequate fatigue resistance may be assumed if the stress range under frequent load combined with the basic combination is $\Delta\sigma_S \leq k_2$.

Note: The value of k_2 for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is 35 MPa.

(2) As a simplification to (1) above verification may be carried out using the Frequent load combination. If this is satisfied then no further checks are necessary.

(3) Where welded joints or splicing devices are used in prestressed concrete, no tension should exist in the concrete section within 200 mm of the prestressing tendons or reinforcing steel under the frequent load combination together with a reduction factor of k_3 for the mean value of prestressing force, P_m .

Примітка. Величина k_3 для використання у конкретній країні може вказуватись у національному додатку. Рекомендована величина 0,9.

6.8.7 Перевірка бетону на стиск або зсув

(1) Опір бетону втомі може вважатись достатнім, якщо виконується наступна умова:

$$E_{cd,max,equ} + 0,43\sqrt{1-R_{equ}} \leq 1, \quad (6.72)$$

де:

$$R_{equ} = \frac{E_{cd,min,equ}}{E_{cd,max,equ}}; \quad (6.73)$$

$$E_{cd,max,equ} = \frac{\sigma_{cd,min,equ}}{f_{cd,fat}}; \quad (6.74)$$

$$E_{cd,min,equ} = \frac{\sigma_{cd,max,equ}}{f_{cd,fat}}, \quad (6.75)$$

де:

R_{equ} – співвідношення напруження;

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

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

$f_{cd,fat}$ – розрахункова міцність бетону втомі згідно з (6.76);

$\sigma_{cd,max,equ}$ – найвищі напруження граничної амплітуди при N циклах;

$\sigma_{cd,min,equ}$ – найнижчі напруження граничної амплітуди при N циклах.

Примітка. Величина N ($\leq 10^6$ циклів) для використання у конкретній країні може вказуватись у національному додатку. Рекомендована величина $N = 10^6$ циклів.

$$f_{cd,fat} = k_1 \beta_{cc}(t_0) f_{cd} \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right), \quad (6.76)$$

де:

$\beta_{cc}(t_0)$ – коефіцієнт міцності бетону при першому прикладанні навантаження (3.1.2(6));

t_0 – час початку циклічного навантаження бетону у днях.

Примітка. Величина k_1 для використання у конкретній країні може вказуватись у національному додатку. Рекомендована величина для $N = 10^6$ циклів становить 0,85.

Note: The value of k_3 for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is 0,9.

6.8.7 Verification of concrete under compression or shear

(1) A satisfactory fatigue resistance may be assumed for concrete under compression, if the following condition is fulfilled:

where:

where:

R_{equ} is the stress ratio;

$E_{cd,min,equ}$ is the minimum compressive stress level;

$E_{cd,max,equ}$ is the maximum compressive stress level;

$f_{cd,fat}$ is the design fatigue strength of concrete according to (6.76);

$\sigma_{cd,max,equ}$ is the upper stress of the ultimate amplitude for N cycles;

$\sigma_{cd,min,equ}$ is the lower stress of the ultimate amplitude for N cycles.

Note: The value of N ($\leq 10^6$ cycles) for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is $N = 10^6$ cycles.

where:

$\beta_{cc}(t_0)$ is a coefficient for concrete strength at first load application (see 3.1.2 (6));

t_0 is the time of the start of the cyclic loading on concrete in days.

Note: The value of k_1 for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value for $N = 10^6$ cycles is 0,85.

(2) Перевірка втоми для бетону при стиску вважається достатньою, якщо задовольняється наступна умова:

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0,5 + 0,45 \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}}, \quad (6.77)$$

$$\leq 0,9 \text{ при (for) } f_{ck} \leq 50 \text{ МПа (MPa) ,}$$

$$\leq 0,8 \text{ при (for) } f_{ck} > 50 \text{ МПа (MPa) ,}$$

де:

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

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

(3) Вираз (6.77) також застосовується до стиснутих умовних елементів для конструкцій, що піддаються зсуву. У цьому випадку міцність бетону $f_{cd,fat}$ повинна зменшуватись коефіцієнтом зниження міцності (6.2.2 (6)).

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

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

$$\frac{|V_{Ed,max}|}{|V_{Rd,c}|} \leq 0,5 + 0,45 \frac{|V_{Ed,min}|}{|V_{Rd,c}|} \left\{ \begin{array}{l} \leq 0,9 \text{ до (up to) C50/60} \\ \leq 0,8 \text{ більше ніж (greater than) C55/67} \end{array} \right. \quad (6.78)$$

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

$$\frac{|V_{Ed,max}|}{|V_{Rd,c}|} \leq 0,5 - \frac{|V_{Ed,min}|}{|V_{Rd,c}|}, \quad (6.79)$$

де:

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

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

$V_{Rd,c}$ – розрахункова величина опору зсуву згідно з виразом (6.2.a).

(2) The fatigue verification for concrete under compression may be assumed, if the following condition is satisfied:

where:

$\sigma_{c,max}$ is the maximum compressive stress at a fibre under the frequent load combination (compression measured positive);

$\sigma_{c,min}$ is the minimum compressive stress at the same fibre where $\sigma_{c,max}$ occurs. If $\sigma_{c,min}$ is a tensile stress, then $\sigma_{c,min}$ should be taken as 0.

(3) Expression (6.77) also applies to the compression struts of members subjected to shear. In this case the concrete strength $f_{cd,fat}$ should be reduced by the strength reduction factor (see 6.2.2 (6)).

(4) For members not requiring design shear reinforcement for the ultimate limit state it may be assumed that the concrete resists fatigue due to shear effects where the following apply:

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

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

where:

$V_{Ed,max}$ is the design value of the maximum applied shear force under frequent load combination

$V_{Ed,min}$ is the design value of the minimum applied shear force under frequent load combination in the cross-section where $V_{Ed,max}$ occurs;

$V_{Rd,c}$ is the design value for shear-resistance according to Expression (6.2.a).

7 ГРАНИЧНІ СТАНИ ЗА ПРИДАТНІСТЮ ДО ЕКСПЛУАТАЦІЇ (SLS)

7.1 Загальні положення

(1) Цей розділ охоплює звичайні граничні стани за придатністю до експлуатації:

- обмеження напружень (див. 7.2);
- контроль тріщиноутворення (див. 7.3);
- контроль прогинів (див. 7.4).

Інші граничні стани (коливання) можуть бути важливими для окремих конструкцій, але у цьому стандарті не розглядаються.

(2) При розрахунках напружень і прогинів вважається, що у поперечних перерізах немає тріщин при забезпеченні умови, що напруження розтягу при згині не перевищують $f_{ct,eff}$. Величина $f_{ct,eff}$ може прийматись f_{ctm} або $f_{ctm,fl}$ за умови, що розрахунок мінімального армування на розтяг також ґрунтується на тому ж значенні. Для розрахунку ширини розкриття тріщин і жорсткості при розтягу необхідно використовувати f_{ctm} .

7.2 Обмеження рівня напружень

(1) Напруження стиску у бетоні повинні обмежуватись для запобігання поздовжнім тріщинам, мікротріщинам або високим рівням повзучості, якщо вони можуть негативно вплинути на функціонування конструкції.

(2) Поздовжні тріщини можуть виникати, якщо рівень напружень при характеристичному сполученні навантажень перевищує критичну величину. Такі тріщини можуть призводити до зменшення довговічності. За відсутності інших заходів, таких як збільшення захисного шару для арматури у стиснутій зоні або встановлення поперечної арматури, можливо обмежити напруження стиску до величини $k_1 f_{ck}$ у зонах із середовищем класів впливу XD, XF і XS (таблиця 4.1).

Примітка. Величина k_1 для використання у конкретній країні може вказуватись у національному додатку. Рекомендована величина $k_1 = 0,6$.

(3) Якщо напруження у бетоні при квазіпостійних навантаженнях менші ніж $k_2 f_{ck}$, можна приймати лінійний характер повзучості. При перевищенні напружень у бетоні $k_2 f_{ck}$ необхідно враховувати нелінійний характер повзучості (див. 3.1.4).

7 SERVICEABILITY LIMIT STATES (SLS)

7.1 General

(1) This section covers the common serviceability limit states. These are:

- stress limitation (see 7.2);
- crack control (see 7.3);
- deflection control (see 7.4).

Other limit states (such as vibration) may be of importance in particular structures but are not covered in this Standard.

(2) In the calculation of stresses and deflections, cross-sections should be assumed to be uncracked provided that the flexural tensile stress does not exceed $f_{ct,eff}$. The value of $f_{ct,eff}$ may be taken as f_{ctm} or $f_{ctm,fl}$ provided that the calculation for minimum tension reinforcement is also based on the same value. For the purposes of calculating crack widths and tension stiffening f_{ctm} should be used.

7.2 Stress limitation

(1) The compressive stress in the concrete shall be limited in order to avoid longitudinal cracks, micro-cracks or high levels of creep, where they could result in unacceptable effects on the function of the structure.

(2) Longitudinal cracks may occur if the stress level under the characteristic combination of loads exceeds a critical value. Such cracking may lead to a reduction of durability. In the absence of other measures, such as an increase in the cover to reinforcement in the compressive zone or confinement by transverse reinforcement, it may be appropriate to limit the compressive stress to a value $k_1 f_{ck}$ in areas exposed to environments of exposure classes XD, XF and XS (see Table 4.1).

Note: The value of k_1 for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is 0,6.

(3) If the stress in the concrete under the quasi-permanent loads is less than $k_2 f_{ck}$, linear creep may be assumed. If the stress in concrete exceeds $k_2 f_{ck}$, non-linear creep should be considered (see 3.1.4).

Примітка. Величина k_2 для використання у конкретній країні може вказуватись у національному додатку. Рекомендована величина $k_2 = 0,45$.

(4)P Напруження розтягу в арматурі повинні обмежуватись для запобігання нелінійним деформаціям, недопустимим тріщинам або деформуванням.

(5) Можна вважати, що неприйнятному утворенню тріщин або деформуванню можна запобігти, якщо при характеристичній комбінації навантажень напруження розтягу в арматурі не перевищують $k_3 f_{ck}$. Якщо напруження спричинені прикладеною деформацією, то напруження розтягу не повинні перевищувати $k_4 f_{ck}$. Середня величина напружень у попередньо напруженій арматурі не повинна перевищувати $k_5 f_{ck}$.

Примітка. Величини k_3 , k_4 і k_5 для використання у конкретній країні можуть вказуватись у національному додатку. Рекомендуються величини 0,8, 1 і 0,75 відповідно.

7.3 Обмеження розкриття тріщин

7.3.1 Загальні передумови

(1)P Утворення тріщин повинно обмежуватись до рівня, за якого вони не впливатимуть на належне функціонування або довговічність конструкції, або вони є прийнятними.

(2) Утворення тріщин є нормальним для залізобетонних конструкцій, на які діє згин, зріз, кручення або розтяг, викликані безпосереднім навантаженням або закріпленням, або прикладеними деформаціями.

(3) Тріщини можуть також виникати з інших причин, таких як пластична усадка або значні хімічні реакції у тужавіючому бетоні. Такі тріщини можуть бути неприйнятно великими, але запобігання їм не є предметом розгляду цього розділу.

(4) Утворення тріщин може допускатись без будь-якого контролю їх ширини при забезпеченні умови, що вони не впливають на функціонування конструкції.

(5) Повинні встановлюватись обмеження обчисленої ширини розкриття тріщин w_{max} з урахуванням передбаченого функціонування і характеру конструкції, а також витрат на обмеження тріщиноутворення.

Примітка. Величина w_{max} для використання у конкретній країні може вказуватись у національному додатку. Рекомендовані величини для відповідних класів впливу наведені у таблиці 7.1N.

Note: The value of k_2 for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is 0,45.

(4)P Tensile stresses in the reinforcement shall be limited in order to avoid inelastic strain, unacceptable cracking or deformation.

(5) Unacceptable cracking or deformation may be assumed to be avoided if, under the characteristic combination of loads, the tensile stress in the reinforcement does not exceed $k_3 f_{ck}$. Where the stress is caused by an imposed deformation, the tensile stress should not exceed $k_4 f_{ck}$. The mean value of the stress in prestressing tendons should not exceed $k_5 f_{ck}$.

Note: The values of k_3 , k_4 and k_5 for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended values are 0,8, 1 and 0,75 respectively.

7.3 Crack control

7.3.1 General considerations

(1)P Cracking shall be limited to an extent that will not impair the proper functioning or durability of the structure or cause its appearance to be unacceptable.

(2) Cracking is normal in reinforced concrete structures subject to bending, shear, torsion or tension resulting from either direct loading or restraint or imposed deformations.

(3) Cracks may also arise from other causes such as plastic shrinkage or expansive chemical reactions within the hardened concrete. Such cracks may be unacceptably large but their avoidance and control lie outside the scope of this Section.

(4) Cracks may be permitted to form without any attempt to control their width, provided they do not impair the functioning of the structure.

(5) A limiting calculated crack width, w_{max} , taking into account the proposed function and nature of the structure and the costs of limiting cracking, should be established.

Note: The value of w_{max} for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended values for relevant exposure classes are given in Table 7.1N.

Таблиця 7.1N – Рекомендовані величини w_{\max} , мм

Table 7.1N – Recommended values of w_{\max} (mm)

| Клас впливу Exposure Class | Армовані елементи і попередньо напружені елементи без зчеплення арматури Reinforced members and prestressed members with unbonded tendons | Попередньо напружені елементи із зчепленням арматури Prestressed members with bonded tendons |
|-------------------------------|--|---|
| | Квазіпостійне сполучення навантажень Quasi-permanent load combination | Повторюване сполучення навантажень Frequent load combination |
| X0, XC1 | 0,4 ¹ | 0,2 |
| XC2, XC3, XC4 | 0,3 | 0,2 ² |
| XD1, XD2, XS1, XS2, XS3 | | Зменшення навантаження стиску Decompression |

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

Note 1: For X0, XC1 exposure classes, crack width has no influence on durability and this limit is set to guarantee acceptable appearance. In the absence of appearance conditions this limit may be relaxed.

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

Note 2: For these exposure classes, in addition, decompression should be checked under the quasi-permanent combination of loads.

За відсутності особливих вимог (наприклад, жорсткості води) можна вважати, що обмеження визначеної ширини розкриття тріщин w_{\max} , наведені у таблиці 7.1N, при квазіпостійному сполученні навантажень буде, зазвичай, достатнім для залізобетонних елементів у будівлях стосовно зовнішнього вигляду і довговічності.

Тріщиноутворення може значно впливати на довговічність попередньо напружених елементів. За відсутності більш точних вимог, можна допускати, що обмеження визначеної ширини розкриття тріщин w_{\max} , наведені у таблиці 7.1N, при повторюваному сполученні навантажень буде, зазвичай, достатнім для залізобетонних попередньо напружених елементів. Граничне зменшення навантаження стиску необхідне, якщо всі частини напруженої арматури або каналів знаходяться у стиснутому бетоні щонайменше на 25 мм.

(6) Для елементів тільки з незчепленою напруженою арматурою застосовуються ті ж вимоги, що і для залізобетонних елементів. Для елементів з комбінованою зчепленою і незчепленою напруженою арматурою застосовуються вимоги для попередньо напружених елементів із зчепленням напруженої арматури.

In the absence of specific requirements (e.g. water-tightness), it may be assumed that limiting the calculated crack widths to the values of w_{\max} given in Table 7.1 N, under the quasi-permanent combination of loads, will generally be satisfactory for reinforced concrete members in buildings with respect to appearance and durability.

The durability of prestressed members may be more critically affected by cracking. In the absence of more detailed requirements, it may be assumed that limiting the calculated crack widths to the values of w_{\max} given in Table 7.1N, under the frequent combination of loads, will generally be satisfactory for prestressed concrete members. The decompression limit requires that all parts of the bonded tendons or duct lie at least 25 mm within concrete in compression.

(6) For members with only unbonded tendons, the requirements for reinforced concrete elements apply. For members with a combination of bonded and unbonded tendons requirements for prestressed concrete members with bonded tendons apply.

(7) Для елементів, що знаходяться у середовищі з класом впливу XD3, можуть знадобитись спеціальні заходи. Вибір заходів залежить від природи наявних агресивних речовин.

(8) При використанні стиснуто-розтягнутих моделей з орієнтацією стиснутих умовних елементів відповідно до траєкторій напружень стиску у стані без тріщин можна використовувати зусилля у розтягнутих умовних елементах для визначення відповідних напружень арматури з метою оцінки ширини розкриття тріщин (див. 5.6.4 (2)).

(9) Ширину розкриття тріщин можна обчислювати згідно з 7.3.4. Альтернативою є обмеження розміру стрижня або кроку згідно з 7.3.3.

7.3.2 Мінімальні площі арматури

(1)P Для необхідного контролю тріщиноутворення потрібно забезпечувати мінімальну кількість зчепленої арматури для запобігання розкриттю тріщин у зонах, де очікується розтяг. Кількість арматури можна визначити із умови рівноваги між зусиллями розтягу у бетоні безпосередньо перед утворенням тріщин і зусиллями розтягу в арматурі на границі текучості або нижчих напруженнях, якщо необхідно обмежувати ширину тріщин.

(2) Якщо більш точними розрахунками не показано, що менша площа достатня, то мінімальну площу арматури обчислюють за нижченаведеним виразом. У профільованих перерізах, таких як T-подібні і коробчасті балки, мінімальне армування необхідно визначити для окремих частин перерізу (стілки, полиці).

$$A_{s,min} \sigma_s = k_c k f_{ct,eff} A_{ct} \quad (7.1)$$

де:

$A_{s,min}$ – мінімальна площа арматурної сталі у розтягнутій зоні;

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

σ_s – абсолютне значення максимально допустимих напружень у арматурі зразу після утворення тріщини. Вони можуть дорівнювати опору текучості арматури f_{yk} . Однак, може знадобитись нижче значення для задоволення вимог стосовно обмежень ширини розкриття тріщин відповідно до максимального розміру стрижня або кроку (див. 7.3.3 (2));

(7) Special measures may be necessary for members subjected to exposure class XD3. The choice of appropriate measures will depend upon the nature of the aggressive agent involved.

(8) When using strut-and-tie models with the struts oriented according to the compressive stress trajectories in the uncracked state, it is possible to use the forces in the ties to obtain the corresponding steel stresses to estimate the crack width (see 5.6.4 (2)).

(9) Crack widths may be calculated according to 7.3.4. A simplified alternative is to limit the bar size or spacing according to 7.3.3.

7.3.2 Minimum reinforcement areas

(1)P If crack control is required, a minimum amount of bonded reinforcement is required to control cracking in areas where tension is expected. The amount may be estimated from equilibrium between the tensile force in concrete just before cracking and the tensile force in reinforcement at yielding or at a lower stress if necessary to limit the crack width.

(2) Unless a more rigorous calculation shows lesser areas to be adequate, the required minimum areas of reinforcement may be calculated as follows. In profiled cross sections like T-beams and box girders, minimum reinforcement should be determined for the individual parts of the section (webs, flanges).

where:

$A_{s,min}$ is the minimum area of reinforcing steel within the tensile zone;

A_{ct} is the area of concrete within tensile zone. The tensile zone is that part of the section which is calculated to be in tension just before formation of the first crack;

σ_s is the absolute value of the maximum stress permitted in the reinforcement immediately after formation of the crack. This may be taken as the yield strength of the reinforcement, f_{yk} . A lower value may, however, be needed to satisfy the crack width limits according to the maximum bar size or spacing (see 7.3.3 (2));

$f_{ct,eff}$ – середня величина міцності бетону на розтяг, що має місце в момент часу, коли очікується поява тріщин:

$f_{ct,eff} = f_{ctm}$ або нижче, ($f_{ctm}(t)$), якщо поява тріщин очікується раніше ніж через 28 діб;

k – коефіцієнт, що враховує вплив нерівномірних самоврівноважених напружень, що спричиняють зменшення зусилля у з'єднаннях;

= 1,0 для стінок при $h \leq 300$ мм або полиць при ширині менше ніж 300 мм;

= 0,65 для стінок при $h \geq 800$ мм або полиць при ширині більше ніж 800 мм;

проміжні значення можуть визначатись інтерполяцією;

k_c – коефіцієнт, що враховує розподіл напружень у межах перерізу безпосередньо перед утворенням тріщин і зміною плеча пари:

– для чистого розтягу $k_c = 1,0$

– для згину або сполучення згину і осьових сил:

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

$$k_c = 0,4 \left[1 - \frac{\sigma_c}{k_1(h/h^*)f_{ct,eff}} \right] \leq 1, \quad (7.2)$$

– для полиць коробчастих перерізів та Т-подібних перерізів:

$$k_c = 0,9 \frac{F_{cr}}{A_{cr}f_{ct,eff}} \geq 0,5, \quad (7.3)$$

де:

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

$$\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{bh}, \quad (7.4)$$

N_{Ed} – осьова сила, прикладена у граничному стані II групи до частини поперечного перерізу, який розглядається (сила стиску додатна). N_{Ed} повинна визначатись з урахуванням характеристичних величин сил поперечного напруження і осьових сил при відповідному сполученні дій;

$h^* \ h^* = h$ при $h < 1,0$ м;

$h^* = 1,0$ м при $h \geq 1,0$ м.

k_1 – коефіцієнт, що враховує впливи осьових сил на розподіл напружень:

$k_1 = 1,5$, якщо N_{Ed} – сила стиску;

$f_{ct,eff}$ is the mean value of the tensile strength of the concrete effective at the time when the cracks may first be expected to occur:

$f_{ct,eff} = f_{ctm}$ or lower, ($f_{ctm}(t)$), if cracking is expected earlier than 28 days;

k is the coefficient which allows for the effect of non-uniform self-equilibrating stresses, which lead to a reduction of restraint forces;

= 1,0 for webs with $h \leq 300$ mm or flanges with widths less than 300 mm;

= 0,65 for webs with $h \geq 800$ mm or flanges with widths greater than 800 mm;

intermediate values may be interpolated;

k_c is a coefficient which takes account of the stress distribution within the section immediately prior to cracking and of the change of the lever arm:

– For pure tension $k_c = 1,0$

– For bending or bending combined with axial forces:

– For rectangular sections and webs of box sections and T-sections:

– For flanges of box sections and T-sections:

where

σ_c is the mean stress of the concrete acting on the part of the section under consideration:

N_{Ed} is the axial force at the serviceability limit state acting on the part of the cross-section under consideration (compressive force positive). N_{Ed} should be determined considering the characteristic values of prestress and axial forces under the relevant combination of actions

$h^* \ h^* = h$ for $h < 1,0$ m;

$h^* = 1,0$ m for $h \geq 1,0$ m.

k_1 is a coefficient considering the effects of axial forces on the stress distribution:

$k_1 = 1,5$ if N_{Ed} is a compressive force;

$$k_1 = \frac{2h^*}{3h}, \text{ якщо } N_{Ed} \text{ – сила розтягу;}$$

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

(3) Можна допускати, що зчеплена напружена арматура у розтягнутій зоні запобігає утворенню тріщин на відстані ≤ 150 мм від центра напруженої арматури. Це може враховуватись додаванням члена $\xi_1 A_p \Delta\sigma_p$ у ліву частину виразу (7.1),

де:

A_p – площа напруженої на упори або на бетон арматури в межах $A_{c,eff}$;

$A_{c,eff}$ – фактична площа розтягнутого бетону, що оточує звичайну або напружену арматуру, на висоті $h_{c,ef}$, де $h_{c,ef}$ – менше із значень $2,5(h-d)$, $(h-x)/3$ або $h/2$ (рисунок 7.1)

ξ_1 – поправочний коефіцієнт міцності зчеплення, який враховує різницю в діаметрах попередньо напруженої і звичайної арматури:

$$\xi_1 = \sqrt{\xi \frac{\phi_s}{\phi_p}} \quad (7.5)$$

ξ – коефіцієнт міцності зчеплення попередньо напруженої і звичайної арматури згідно з таблицею 6.2 у 6.8.2;

ϕ_s – найбільший діаметр стрижня звичайної арматури;

ϕ_p – еквівалентний діаметр попередньо напруженої арматури згідно з 6.8.2.

Якщо для запобігання тріщиноутворенню застосовується тільки напружена арматура, то $\xi_1 = \sqrt{\xi}$;

$\Delta\sigma_p$ – зміна напруження у попередньо напруженій арматурі від стану нульової деформації бетону на тому ж самому рівні.

(4) Попередньо напружені елементи не потребують мінімального армування у випадках, коли при характеристичному сполученні навантажень і характеристичній величині попереднього напруження бетон стиснутий, або абсолютна величина напружень розтягу у бетоні менша ніж $\sigma_{ct,p}$.

Примітка. Величина $\sigma_{ct,p}$ для використання у конкретній країні може вказуватись у національному додатку. Рекомендованою є величина $f_{ct,eff}$, згідно з 7.3.2 (2).

$$k_1 = \frac{2h^*}{3h} \text{ if } N_{Ed} \text{ is a tensile force;}$$

F_{cr} is the absolute value of the tensile force within the flange immediately prior to cracking due to the cracking moment calculated with $f_{ct,eff}$.

(3) Bonded tendons in the tension zone may be assumed to contribute to crack control within a distance ≤ 150 mm from the centre of the tendon. This may be taken into account by adding the term $\xi_1 A_p \Delta\sigma_p$ to the left hand side of Expression (7.1),

where:

A_p is the area of pre or post-tensioned tendons within $A_{c,eff}$.

$A_{c,eff}$ is the effective area of concrete in tension surrounding the reinforcement or prestressing tendons of depth, $h_{c,ef}$ where $h_{c,ef}$ is the lesser of $2,5(h-d)$, $(h-x)/3$ or $h/2$ (see Figure 7.1).

ξ_1 is the adjusted ratio of bond strength taking into account the different diameters of prestressing and reinforcing steel:

ξ ratio of bond strength of prestressing and reinforcing steel, according to Table 6.2 in 6.8.2;

ϕ_s largest bar diameter of reinforcing steel;

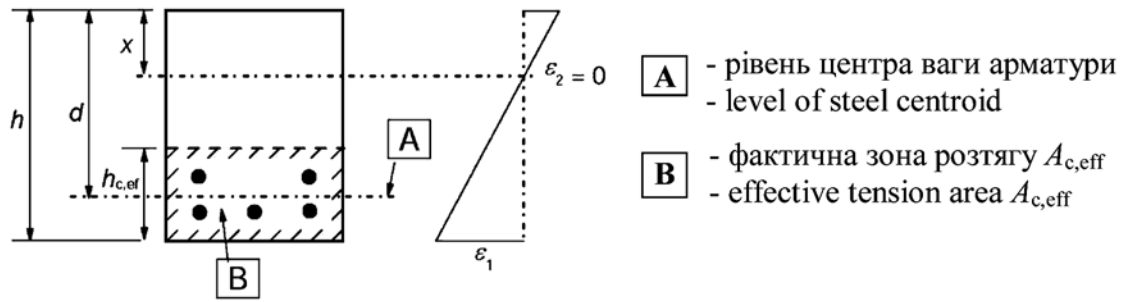
ϕ_p equivalent diameter of tendon according to 6.8.2.

If only prestressing steel is used to control cracking, $\xi_1 = \sqrt{\xi}$;

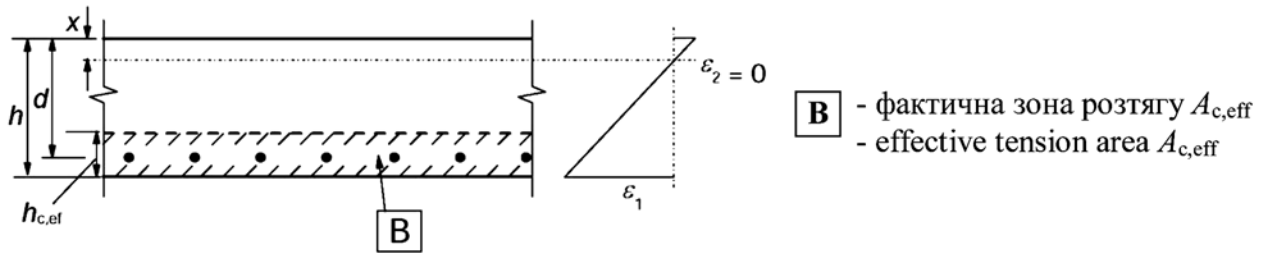
$\Delta\sigma_p$ Stress variation in prestressing tendons from the state of zero strain of the concrete at the same level.

(4) In prestressed members no minimum reinforcement is required in sections where, under the characteristic combination of loads and the characteristic value of prestress, the concrete is compressed or the absolute value of the tensile stress in the concrete is below $\sigma_{ct,p}$.

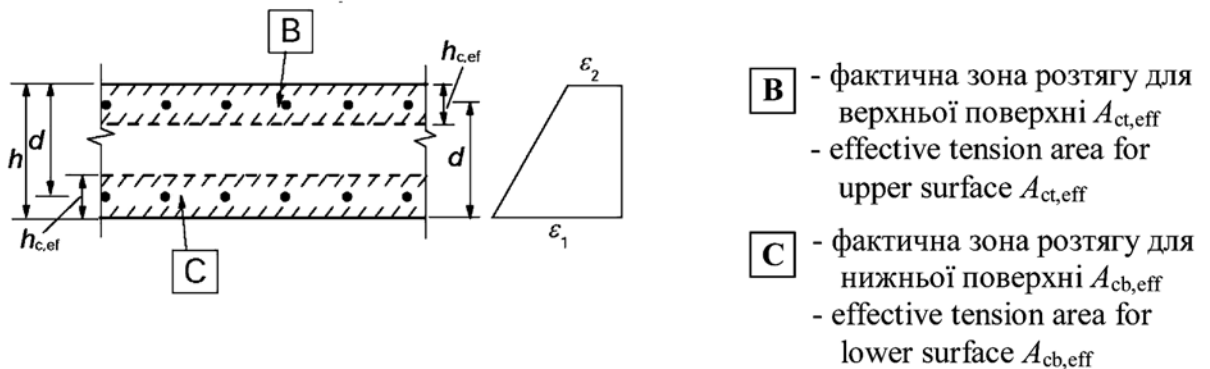
Note: The value of $\sigma_{ct,p}$ for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is $f_{ct,eff}$ in accordance with 7.3.2 (2).



а – балка
Beam



б – плита
Slab



с – розтягнутий елемент
Member in tension

Рисунок 7.1 – Фактична розтягнута зона (типові випадки)

Figure 7.1 – Effective tension area (typical cases)

7.3.3 Обмеження тріщиноутворення без прямих розрахунків

(1) Якщо на армовані звичайною або напруженою арматурою залізобетонні плити у будівлях діє згин без значного осьового розтягу, то можна не передбачати спеціальних заходів для обмеження тріщиноутворення за умов, що загальна товщина не перевищує 200 мм і застосовано положення 9.3.

(2) Для спрощення наведені у 7.3.4 правила можна представити у формі таблиці при обмеженні діаметра стрижня або кроку.

7.3.3 Control of cracking without direct calculation

(1) For reinforced or prestressed slabs in buildings subjected to bending without significant axial tension, specific measures to control cracking are not necessary where the overall depth does not exceed 200 mm and the provisions of 9.3 have been applied.

(2) The rules given in 7.3.4 may be presented in a tabular form by restricting the bar diameter or spacing as a simplification.

Примітка. Якщо забезпечено мінімальне армування, наведене у 7.3.2, то малоімовірно, що ширина тріщин перевищить допустиму у разі, коли:

– для тріщин, спричинених переважно закріпленнями, наведені у таблиці 7.2N розміри стрижнів не перевищуються, якщо напруження арматури є величиною, отриманою зразу після утворення тріщин (тобто, σ_s у виразі (7.1));

– для тріщин, спричинених переважно навантаженням, застосовуються положення таблиці 7.2N, або 7.3N. Напруження у сталі повинні визначатись на основі перерізу з тріщинами при відповідному сполученні навантажень.

Для бетону, що напружується на упори, де запобігання тріщинам забезпечується переважно напруженою арматурою з безпосереднім зчепленням, таблиці 7.2N і 7.3N можуть застосовуватись з напруженнями, що дорівнюють загальним, мінус попередні напруження. Для бетону, що напружується після зведення, де запобігання тріщинам забезпечується переважно звичайною арматурою, таблиці можуть застосовуватись із напруженнями у цій арматурі, визначеними з урахуванням впливу попереднього напруження.

Таблиця 7.2N – Максимальний діаметр стрижня ϕ_s^* для обмеження тріщиноутворення¹

Table 7.2N – Maximum bar diameters ϕ_s^* for crack control¹

| Напруження в арматурі ² , МПа Steel stress ² [MPa] | Максимальний розмір стрижня, мм Maximum bar size [mm] | | |
|---|--|---------------------|---------------------|
| | $w_k = 0,4$ мм (mm) | $w_k = 0,3$ мм (mm) | $w_k = 0,2$ мм (mm) |
| 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 | – |

Примітка 1. Значення у таблиці ґрунтуються за наступних умов: $c = 25$ мм; $f_{ct,eff} = 2,9$ МПа; $h_{cr} = 0,5$; $(h-d) = 0,1h$; $k_1 = 0,8$; $k_2 = 0,5$; $k_c = 0,4$; $k = 1,0$; $k_t = 0,4$; $k' = 1,0$.

Note 1: The values in the table are based on the following assumptions: $c = 25$ mm; $f_{ct,eff} = 2,9$ MPa; $h_{cr} = 0,5$; $(h-d) = 0,1h$; $k_1 = 0,8$; $k_2 = 0,5$; $k_c = 0,4$; $k = 1,0$; $k_t = 0,4$; $k' = 1,0$.

Примітка 2. При відповідному сполученні навантажень.

Note 2: Under the relevant combinations of actions

Note: Where the minimum reinforcement given by 7.3.2 is provided, crack widths are unlikely to be excessive if:

– for cracking caused dominantly by restraint, the bar sizes given in Table 7.2N are not exceeded where the steel stress is the value obtained immediately after cracking (i.e. σ_s in Expression (7.1)).

– for cracks caused mainly by loading, either the provisions of Table 7.2N or the provisions of Table 7.3N are complied with. The steel stress should be calculated on the basis of a cracked section under the relevant combination of actions.

For pre-tensioned concrete, where crack control is mainly provided by tendons with direct bond, Tables 7.2N and 7.3N may be used with a stress equal to the total stress minus prestress. For post-tensioned concrete, where crack control is provided mainly by ordinary reinforcement, the tables may be used with the stress in this reinforcement calculated with the effect of prestressing forces included.

Таблиця 7.3N – Максимальний крок стрижнів для обмеження тріщиноутворення¹

Table 7.3N – Maximum bar spacing for crack control¹

| Напруження в арматурі ² , МПа Steel stress ² [MPa] | Максимальний розмір стрижня, мм Maximum bar size [mm] | | |
|---|--|---------------------|---------------------|
| | $w_k = 0,4$ мм (mm) | $w_k = 0,3$ мм (mm) | $w_k = 0,2$ мм (mm) |
| 160 | 300 | 300 | 200 |
| 200 | 300 | 250 | 150 |
| 240 | 250 | 200 | 100 |
| 280 | 200 | 150 | 50 |
| 320 | 150 | 100 | – |
| 360 | 100 | 50 | – |

¹ Примітки див. у таблиці 7.2N
¹ For Notes see table 7.2N

Максимальний діаметр стрижня необхідно коригувати у наступних випадках:

при згині (коли частина перерізу стиснута):

$$\phi_s = \phi_s^* (f_{ct,eff} / 2,9) \frac{k_c h_{cr}}{2(h-d)} ; \quad (7.6N)$$

При розтягу (рівномірний осьовий розтяг):

$$\phi_s = \phi_s^* (f_{ct,eff} / 2,9) h_{cr} / (8(h-d)) , \quad (7.7N)$$

де:

ϕ_s – заданий діаметр стрижня;

ϕ_s^* – максимальний діаметр стрижня за таблицею 7.2N;

h – загальна висота перерізу;

h_{cr} – висота розтягнутої зони після утворення тріщин з урахуванням величин сил попереднього напруження і осьових сил при квазіпостійному сполученні впливів;

d – фактична висота до центра ваги зовнішнього шару арматури.

Якщо весь переріз розтягнутий, то $h-d$ є мінімальною відстанню від центра ваги шару арматури до грані бетону (враховується кожна грань при несиметричній арматурі).

(3) Балки із загальною висотою 1000 мм і більше, коли основна арматура сконцентрована тільки на невеликій частині по висоті, повинні забезпечуватись додатковим поверхневим армуванням для запобігання тріщинам на лицьовій поверхні балки. Це армування повинно рівномірно розподілятися між рівнем розтягнутої

The maximum bar diameter should be modified as follows:

Bending (at least part of section in compression):

Tension (uniform axial tension)

where:

ϕ_s is the adjusted maximum bar diameter;

ϕ_s^* is the maximum bar size given in the Table 7.2N;

h is the overall depth of the section;

h_{cr} is the depth of the tensile zone immediately prior to cracking, considering the characteristic values of prestress and axial forces under the quasi-permanent combination of actions;

d is the effective depth to the centroid of the outer layer of reinforcement.

Where all the section is under tension $h-d$ is the minimum distance from the centroid of the layer of reinforcement to the face of the concrete (consider each face where the bar is not placed symmetrically).

(3) Beams with a total depth of 1000 mm or more, where the main reinforcement is concentrated in only a small proportion of the depth, should be provided with additional skin reinforcement to control cracking on the side faces of the beam. This reinforcement should be evenly distributed between the level of the tension steel and the

арматури і нейтральною віссю та розташовуватись між з'єднаннями. Площа перерізу поверхневої арматури повинна бути не меншою ніж визначена за 7.3.2 (2), приймаючи $k = 0,5$, а $\sigma_s = f_{yk}$. Крок і діаметр необхідних стрижнів можна визначити за 7.3.4 або при відповідному спрощенні (див. 7.3.3 (2)), припускаючи, що чистий розтяг та напруження у арматурі дорівнює половині визначеного для основної арматури значення.

(4) Необхідно зважати, що існує певна небезпека виникнення великих тріщин у перерізі, де має місце різка зміна напружень, наприклад:

- при змінах перерізу;
- поблизу зосереджених навантажень;
- у місцях, де стрижні обриваються;
- у зонах високих напружень зчеплення, особливо на кінцях з'єднань внапуск.

На такі місця слід звернути особливу увагу, щоб мінімізувати зміну напружень, наскільки це можливо. Однак, вищенаведені правила запобігання утворенню тріщин, зазвичай, будуть достатніми для забезпечення контролю вказаних місць за умови застосування наведених у розділах 8 і 9 правил конструювання армування.

(5) Можна вважати, що тріщиноутворення внаслідок впливу дотичних навантажень достатньо обмежується, якщо враховані правила конструювання, надані у 9.2.2, 9.2.3, 9.3.2 і 9.4.4.3.

7.3.4 Розрахунок ширини розкриття тріщин

(1) Ширина тріщин w_k може визначатись за виразом:

$$w_k = s_{r,\max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}), \quad (7.8)$$

де:

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

ε_{sm} – середні деформації в арматурі при відповідному сполученні навантажень, включно з впливом прикладених деформацій та при врахуванні впливу жорсткості при розтягу. Враховуються тільки додаткові деформації розтягу, що мають місце при деформації бетону на тому ж рівні вище нуля;

ε_{cm} – середня деформація бетону між тріщинами.

(2) $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ може визначатись за наступним виразом:

neutral axis and should be located within the links. The area of the skin reinforcement should not be less than the amount obtained from 7.3.2 (2) taking k as 0,5 and σ_s as f_{yk} . The spacing and size of suitable bars may be obtained from 7.3.4 or a suitable simplification (see 7.3.3 (2)) assuming pure tension and a steel stress of half the value assessed for the main tension reinforcement.

(4) It should be noted that there are particular risks of large cracks occurring in sections where there are sudden changes of stress, e.g.

- at changes of section;
- near concentrated loads;
- positions where bars are curtailed;
- areas of high bond stress, particularly at the ends of laps.

Care should be taken at such areas to minimise the stress changes wherever possible. However, the rules for crack control given above will normally ensure adequate control at these points provided that the rules for detailing reinforcement given in Sections 8 and 9 are applied.

(5) Cracking due to tangential action effects may be assumed to be adequately controlled if the detailing rules given in 9.2.2, 9.2.3, 9.3.2 and 9.4.4.3 are observed.

7.3.4 Calculation of crack widths

(1) The crack width, w_k , may be calculated from Expression (7.8):

where

$s_{r,\max}$ is the maximum crack spacing;

ε_{sm} is the mean strain in the reinforcement under the relevant combination of loads, including the effect of imposed deformations and taking into account the effects of tension stiffening. Only the additional tensile strain beyond the state of zero strain of the concrete at the same level is considered;

ε_{cm} is the mean strain in the concrete between cracks.

(2) $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ may be calculated from the expression:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}, \quad (7.9)$$

де:

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

α_e – відношення E_s / E_{cm} ;

A'_p і $A_{c,eff}$ визначаються за 7.3.2 (3);

ξ_1 – згідно з виразом (7.5);

k_t – коефіцієнт, що залежить від тривалості навантаження;

$k_t = 0,6$ для короткотривалого навантаження;

$k_t = 0,4$ для довготривалого навантаження.

(3) У випадках, коли зчеплена арматура на достатньо близьких центрах у межах розтягнутої зони (крок $\leq 5(c + \phi/2)$), максимальний кінцевий крок тріщин можна визначити за виразом (7.11), рисунок 7.2.

$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}, \quad (7.11)$$

де:

ϕ – діаметр стрижня. Якщо у перерізі використовуються стрижні різних діаметрів, то необхідно визначити еквівалентний діаметр ϕ_{eq} . Для перерізу зі стрижнями n_1 діаметром ϕ_1 і n_2 діаметром ϕ_2 можна застосовувати наступний вираз:

$$\phi_{eq} = \frac{n_1 \phi_1^2 + n_2 \phi_2^2}{n_1 \phi_1 + n_2 \phi_2}, \quad (7.12)$$

c – захисний шар бетону для поздовжньої арматури;

k_1 – коефіцієнт, що враховує характеристики зчеплення арматури:

= 0,8 для стрижнів із високим зчепленням;

= 1,6 для стрижнів із фактично гладкою поверхнею (наприклад, напружені пучки);

k_2 – коефіцієнт, що враховує розподіл деформацій:

= 0,5 для згину;

= 1,05 для чистого розтягу.

where:

σ_s is the stress in the tension reinforcement assuming a cracked section. For pretensioned members, σ_s may be replaced by $\Delta\sigma_p$ the stress variation in prestressing tendons from the state of zero strain of the concrete at the same level.

α_e is the ratio E_s / E_{cm}

$$\rho_{p,eff} = (A'_s + \xi_1^2 A'_p) / A_{c,eff} \quad (7.10)$$

A'_p and $A_{c,eff}$ are as defined in 7.3.2 (3);

ξ_1 according to Expression (7.5);

k_t is a factor dependent on the duration of the load;

$k_t = 0,6$ for short term loading;

$k_t = 0,4$ for long term loading.

(3) In situations where bonded reinforcement is fixed at reasonably close centres within the tension zone (spacing $\leq 5(c + \phi/2)$) the maximum final crack spacing may be calculated from Expression (7.11) (see Figure 7.2)

where:

ϕ is the bar diameter. Where a mixture of bar diameters is used in a section, an equivalent diameter, ϕ_{eq} , should be used. For a section with n_1 bars of diameter ϕ_1 and n_2 bars of diameter ϕ_2 , the following expression should be used

c is the cover to the longitudinal reinforcement;

k_1 is a coefficient which takes account of the bond properties of the bonded reinforcement:

= 0,8 for high bond bars

= 1,6 for bars with an effectively plain surface (e.g. prestressing tendons)

k_2 is a coefficient which takes account of the distribution of strain:

= 0,5 for bending;

= 1,0 for pure tension.

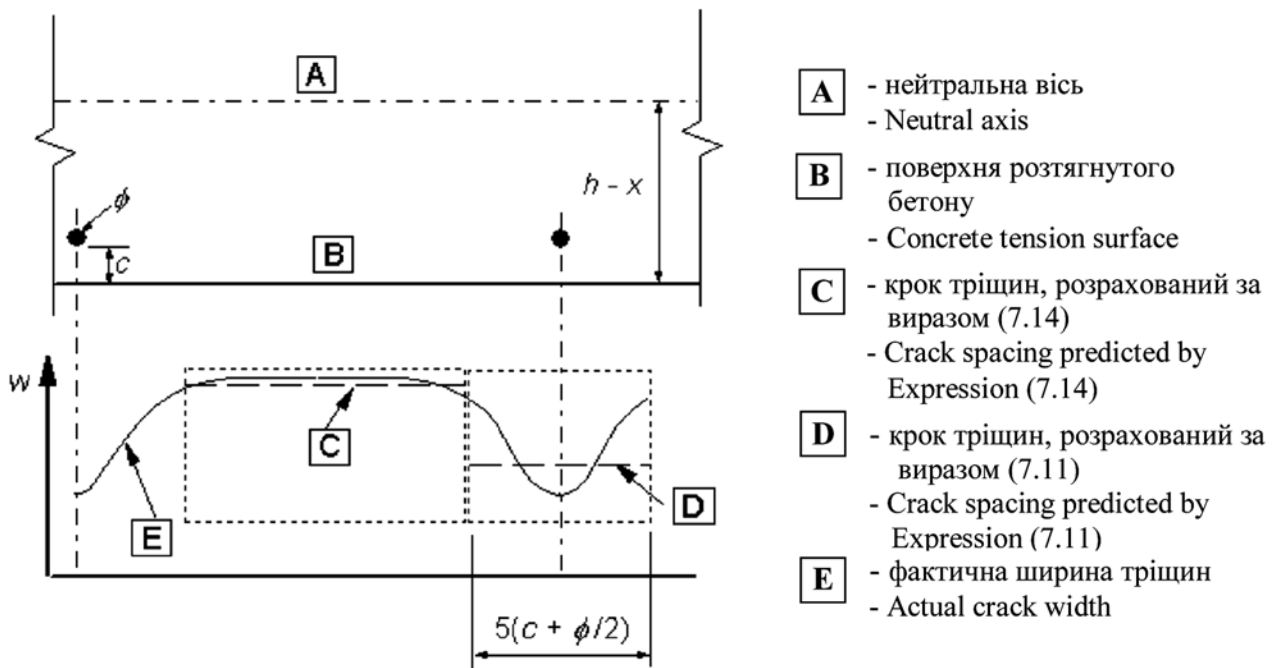


Рисунок 7.2 – Ширина тріщин w на поверхні бетону в залежності від відстані між стрижнями
Figure 7.2 – Crack width, w , at concrete surface relative to distance from bar

У випадку розтягу з ексцентриситетом або для локальних зон необхідно застосовувати проміжні значення k_2 , які можна визначити із відношення:

$$k_2 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2) / 2\varepsilon_1, \quad (7.13)$$

де ε_1 – найбільша, а ε_2 – найменша деформація на межах перерізу, який розглядається, визначені для перерізу з тріщинами.

Примітка. Величини k_3 і k_4 для використання у конкретній країні можуть вказуватись у національному додатку. Рекомендованими є величини 3,4 та 0,425, відповідно.

Якщо крок зчепленої арматури перевищує $5(c + \phi/2)$ (рисунок 7.2) або якщо зчеплена арматура у розтягнутій зоні відсутня, то можна знайти верхню межу ширини тріщини за умови максимального кроку тріщин:

$$s_{r,max} = 1,3(h - x), \quad (7.14)$$

(4) Якщо кут між віссю головних напружень і напрямком арматури для елементів, армованих у двох ортогональних напрямках, є суттєвим ($>15^\circ$), то крок тріщин $s_{r,max}$ може визначатись за наступним виразом:

$$s_{r,max} = \frac{1}{\frac{\cos \theta}{s_{r,max,y}} + \frac{\sin \theta}{s_{r,max,z}}}, \quad (7.15)$$

For cases of eccentric tension or for local areas, intermediate values of k_2 should be used which may be calculated from the relation:

where ε_1 is the greater and ε_2 is the lesser tensile strain at the boundaries of the section considered, assessed on the basis of a cracked section

Note: The values of k_3 and k_4 for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended values are 3,4 and 0,425 respectively.

Where the spacing of the bonded reinforcement exceeds $5(c + \phi/2)$ (see Figure 7.2) or where there is no bonded reinforcement within the tension zone, an upper bound to the crack width may be found by assuming a maximum crack spacing:

(4) Where the angle between the axes of principal stress and the direction of the reinforcement, for members reinforced in two orthogonal directions, is significant ($>15^\circ$), then the crack spacing $s_{r,max}$ may be calculated from the following expression:

де:

θ – кут між арматурою в напрямку осі y і напрямком головних напружень розтягу;

$s_{r,max,y}$, $s_{r,max,z}$ – крок тріщин, визначений згідно 7.3.4 (3) у напрямках y і z відповідно.

(5) Для стін, що зазнають ранньої термічної усадки, а площа перерізу горизонтальної арматури A_s не відповідає вимогам 7.3.2 і якщо низ стіни обмежений попередньо виконаною основою, то можна припускати, що $s_{r,max}$ дорівнює 1,3 висоти стіни.

Примітка. При використанні спрощених методів обчислення ширини розкриття тріщин вони повинні ґрунтуватись на характеристиках, наведених у цьому стандарті, або обґрунтовуватись випробуваннями.

7.4 Обмеження прогинів

7.4.1 Загальні передумови

(1)Р Деформації елемента або конструкції не повинні впливати несприятливо на їх належне функціонування і зовнішній вигляд.

(2) Необхідно встановлювати відповідні граничні величини прогинів з урахуванням характеру конструкції, оздоблення, перегородок і закріплень, а також функціонального призначення.

(3) Деформації не повинні перевищувати тих, які можуть сприйняти інші закріплені елементи, такі як перегородки, скління, лицювання, комунікації або оздоблення. В окремих випадках обмеження необхідні для забезпечення належного функціонування обладнання або апаратури, що обпираються на конструкцію, або для запобігання деформаціям від затоплення плоских покрівель.

Примітка. Граничні прогини, наведені нижче у (4) і (5), взяті з ISO 4356 і, зазвичай, повинні забезпечувати прийнятні характеристики будівель, таких як житлові будинки, офіси, громадські будівлі або підприємства. Слід звернути увагу, що допустимі прогини відповідають конкретним конструкціям, які розглядаються, і що немає спеціальних вимог. Подальшу інформацію стосовно прогинів і граничних величин можна отримати з ISO 4356.

where:

θ is the angle between the reinforcement in the y direction and the direction of the principal tensile stress;

$s_{r,max,y}$, $s_{r,max,z}$ are the crack spacings calculated in the y and z directions respectively, according to 7.3.4 (3).

(5) For walls subjected to early thermal contraction where the horizontal steel area, A_s does not fulfil the requirements of 7.3.2 and where the bottom of the wall is restrained by a previously cast base, $s_{r,max}$ may be assumed to be equal to 1,3 times the height of the wall.

Note: Where simplified methods of calculating crack width are used they should be based on the properties given in this Standard or substantiated by tests.

7.4 Deflection control

7.4.1 General considerations

(1)P The deformation of a member or structure shall not be such that it adversely affects its proper functioning or appearance.

(2) Appropriate limiting values of deflection taking into account the nature of the structure, of the finishes, partitions and fixings and upon the function of the structure should be established.

(3) Deformations should not exceed those that can be accommodated by other connected elements such as partitions, glazing, cladding, services or finishes. In some cases limitation may be required to ensure the proper functioning of machinery or apparatus supported by the structure, or to avoid ponding on flat roofs.

Note: The limiting deflections given in (4) and (5) below are derived from ISO 4356 and should generally result in satisfactory performance of buildings such as dwellings, offices, public buildings or factories. Care should be taken to ensure that the limits are appropriate for the particular structure considered and that there are no special requirements. Further information on deflections and limiting values may be obtained from ISO 4356.

(4) Зовнішній вид та загальне використання конструкції може погіршуватись, якщо визначений прогин балки, плити або консолі при квазіпостійних навантаженнях перевищує $1/250$ прольоту. Прогин обчислюється відносно опор. Для компенсації певної частини або всього прогину може застосовуватись "будівельний підйом", але зворотній вигин, сформований опалубкою, зазвичай не повинен перевищувати $1/250$ прольоту.

(5) Необхідно обмежувати прогини, які можуть спричинити пошкодження прилеглих частин конструкції. Зазвичай, після завершення будівництва прийнятним є граничний прогин $1/500$ прольоту при квазіпостійних навантаженнях. У залежності від чутливості прилеглих частин можуть розглядатись інші допустимі значення.

(6) Граничний стан за деформацією може перевірятись так:

- шляхом обмеження співвідношення проліт/висота, згідно з 7.4.2 або
- порівнянням прогину, визначеного згідно з 7.4.3 з гранично-допустимим.

Примітка. Фактичні деформації можуть відрізнятись від обчислених, особливо коли прикладені моменти, близькі до моментів тріщиноутворення. Відхилення залежать від дисперсії характеристик матеріалів, умов навколишнього середовища, послідовності навантаження, закріплення на опорах, ґрунтових умов тощо.

7.4.2 Випадки, коли обчислення можна не виконувати

(1)Р Як правило, немає необхідності обчислювати прогини детально за простою процедурою, наприклад, обмеження співвідношення проліт/висота можна сформулювати так, що воно буде достатнім для запобігання недопустимим прогинам у нормальних умовах. Більш сувора перевірка необхідна для елементів, що не відповідають таким обмеженням, або коли граничні прогини відрізняються від тих, що передбачені у спрощених методах.

(2) Якщо розміри залізобетонних балок і плит у будівлях прийняті так, що відношення прольотів до висот відповідають граничним, то можна вважати, що їх прогини не перевищують допустимих, вказаних у 7.4.1 (4) і (5). Граничне співвідношення проліт/висота можна визначити за виразами (7.16.a) і (7.16.b) з наступним множенням на поправочні коефіцієнти

(4) The appearance and general utility of the structure could be impaired when the calculated sag of a beam, slab or cantilever subjected to quasi-permanent loads exceeds $\text{span}/250$. The sag is assessed relative to the supports. Pre-camber may be used to compensate for some or all of the deflection but any upward deflection incorporated in the formwork should not generally exceed $\text{span}/250$.

(5) Deflections that could damage adjacent parts of the structure should be limited. For the deflection after construction, $\text{span}/500$ is normally an appropriate limit for quasi-permanent loads. Other limits may be considered, depending on the sensitivity of adjacent parts.

(6) The limit state of deformation may be checked by either:

- by limiting the span/depth ratio, according to 7.4.2 or
- by comparing a calculated deflection, according to 7.4.3, with a limit value.

Note: The actual deformations may differ from the estimated values, particularly if the values of applied moments are close to the cracking moment. The differences will depend on the dispersion of the material properties, on the environmental conditions, on the load history, on the restraints at the supports, ground conditions, etc.

7.4.2 Cases where calculations may be omitted

(1)P Generally, it is not necessary to calculate the deflections explicitly as simple rules, for example limits to span/depth ratio may be formulated, which will be adequate for avoiding deflection problems in normal circumstances. More rigorous checks are necessary for members which lie outside such limits, or where deflection limits other than those implicit in simplified methods are appropriate.

(2) Provided that reinforced concrete beams or slabs in buildings are dimensioned so that they comply with the limits of span to depth ratio given in this clause, their deflections may be considered as not exceeding the limits set out in 7.4.1 (4) and (5). The limiting span/depth ratio may be estimated using Expressions (7.16.a) and (7.16.b) and multiplying this by correction factors to allow for

для врахування типу арматури та інших змінних. При виведенні нижченаведених виразів "будівельний підйом" ніяк не враховувався.

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right], \text{ якщо (if) } \rho \leq \rho_0, \quad (7.16.a)$$

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'_0} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right], \text{ якщо (if) } \rho > \rho_0, \quad (7.16.b)$$

де:

l/d – граничне відношення проліт/висота;

K – коефіцієнт, що враховує різні конструктивні системи;

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

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

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

f_{ck} – в МПа.

Вирази (7.16.a) і (7.16.b) були одержані за умови, що напруження в арматурі при відповідному розрахунковому навантаженні за II групою граничних станів у перерізі з тріщинами у середині прольоту балки або на опорі консолі становить 310 МПа (що наближено відповідає $f_{yk} = 500$ МПа).

Якщо враховуються інші рівні напружень, то отримані за виразами (7.16) значення необхідно помножити на $310/\sigma_s$. Зазвичай, консервативно приймають, що:

$$310 / \sigma_s = 500 / (f_{yk} A_{s,req} / A_{s,prov}), \quad (7.17)$$

де:

σ_s – напруження розтягу арматури у середині прольоту (на опорі консолі) при розрахунковому навантаженні за граничними станами SLS;

$A_{s,prov}$ – фактична площа арматурної сталі у цьому перерізі;

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

Для перерізів з полицями, якщо відношення ширини полиці до ширини ребра перевищує 3, то величини l/d , визначені за виразами (7.16), необхідно помножити на 0,8.

the type of reinforcement used and other variables. No allowance has been made for any pre-camber in the derivation of these Expressions.

where:

l/d is the limit span/depth;

K is the factor to take into account the different structural systems;

ρ_0 is the reference reinforcement ratio = $\sqrt{f_{ck}} 10^{-3}$;

ρ is the required tension reinforcement ratio at mid-span to resist the moment due to the design loads (at support for cantilevers);

ρ' is the required compression reinforcement ratio at mid-span to resist the moment due to design loads (at support for cantilevers);

f_{ck} is in MPa units.

Expressions (7.16.a) and (7.16.b) have been derived on the assumption that the steel stress, under the appropriate design load at SLS at a cracked section at the mid-span of a beam or slab or at the support of a cantilever, is 310 MPa, (corresponding roughly to $f_{yk} = 500$ MPa).

Where other stress levels are used, the values obtained using Expression (7.16) should be multiplied by $310/\sigma_s$. It will normally be conservative to assume that:

where:

σ_s is the tensile steel stress at mid-span (at support for cantilevers) under the design load at SLS;

$A_{s,prov}$ is the area of steel provided at this section;

$A_{s,req}$ is the area of steel required at this section for ultimate limit state.

For flanged sections where the ratio of the flange breadth to the rib breadth exceeds 3, the values of l/d given by Expression (7.16) should be multiplied by 0,8.

Для балок і плит, окрім плоских плит прольотом більше ніж 7 м, і у яких при надмірних прогинах можуть пошкоджуватись обперті перегородки, величини l/d , визначені за виразами (7.16), необхідно помножити на $7/l_{eff}$ (l_{eff} , м, див. 5.3.2.2 (1)).

Для плоских плит, якщо більший проліт перевищує 8,5 м, і у яких при надмірних прогинах можуть пошкоджуватись обперті перегородки, величини l/d , визначені за виразами (7.16), необхідно помножити на $8,5/l_{eff}$ (l_{eff} , м),

Примітка. Величини K для використання у конкретній країні можуть вказуватись у національному додатку. Рекомендовані величини K наведено у таблиці 7.4N. Ці величини одержано за виразами (7.16) для звичайних випадків (C30, $\sigma_s = 310$ МПа, різні конструктивні системи і процент армування $\rho = 0,5\%$ і $\rho = 1,5\%$), що також вказані.

For beams and slabs, other than flat slabs, with spans exceeding 7 m, which support partitions liable to be damaged by excessive deflections, the values of l/d given by Expression (7.16) should be multiplied by $7/l_{eff}$ (l_{eff} in meters, see 5.3.2.2 (1)).

For flat slabs where the greater span exceeds 8,5 m, and which support partitions liable to be damaged by excessive deflections, the values of l/d given by Expression (7.16) should be multiplied by $8,5/l_{eff}$ (l_{eff} in meters).

Note: Values of K for use in a Country may be found in its National Annex. Recommended values of K are given in Table 7.4N. Values obtained using Expression (7.16) for common cases (C30, $\sigma_s = 310$ MPa, different structural systems and reinforcement ratios $\rho = 0,5\%$ and $\rho = 1,5\%$) are also given.

Таблиця 7.4N – Основні показники проліт/ фактична висота для залізобетонних елементів без осьового стиску

Table 7.4N – Basic ratios of span/effective depth for reinforced concrete members without axial compression

| Конструктивна система Structural System | K | Бетон при високому рівні напружень Concrete highly stressed $\rho = 1,5\%$ | Бетон при незначному рівні напружень Concrete lightly stressed $\rho = 0,5\%$ |
|---|-----|---|--|
| Шарнірно обперта балка; шарнірно обперта в одному або двох напрямках плита Simply supported beam, one- or two-way spanning simply supported slab | 1,0 | 14 | 20 |
| Крайній проліт нерозрізної балки або нерозрізної в одному напрямку плити, або обпертої в двох напрямках і нерозрізної вдовж довшої сторони End span of continuous beam or one-way continuous slab or two-way spanning slab continuous over one long side | 1,3 | 18 | 26 |
| Внутрішній проліт балки або плити, обпертої в одному чи двох напрямках Interior span of beam or one-way or two-way spanning slab | 1,5 | 20 | 30 |
| Плити, обперті на колони, без балок (плоскі перекриття) (на основі довшого прольоту) Slab supported on columns without beams (flat slab) (based on longer span) | 1,2 | 17 | 24 |
| Консолі Cantilever | 0,4 | 6 | 8 |

Продовження табл. 7.4N

| Конструктивна система Structural System | K | Бетон при високому рівні напружень Concrete highly stressed $\rho = 1,5 \%$ | Бетон при незначному рівні напружень Concrete lightly stressed $\rho = 0,5 \%$ |
|--|---|--|---|
| <p>Примітка 1. Наведені величини визначені, зазвичай, як консервативні і обчислення можуть часто показувати, що можливо вибирати тонші елементи.</p> <p>Note 1. The values given have been chosen to be generally conservative and calculation may frequently show that thinner members are possible.</p> <p>Примітка 2. Для плит, опертих у двох напрямках, перевірка повинна виконуватись на основі коротшого прольоту. Для плоских плит необхідно враховувати довший прольот.</p> <p>Note 2. For 2-way spanning slabs, the check should be carried out on the basis of the shorter span. For flat slabs the longer span should be taken.</p> <p>Примітка 3. Граничні значення, наведені для плоских плит, відповідають менш жорстким обмеженням, порівняно з прогином 1/250 прольоту відносно колон. Практика показала, що цього достатньо.</p> <p>Note 3. The limits given for flat slabs correspond to a less severe limitation than a mid-span deflection of span/250 relative to the columns. Experience has shown this to be satisfactory.</p> | | | |

Визначені за виразами (7.16) і таблицею 7.4N величини були одержані за результатами параметричних досліджень, виконаних для серій шарнірно опертих балок або плит прямокутного перерізу при використанні наведеного у 7.4.3 загального підходу. Розглядалися різні класи міцності бетону при характеристичній міцності текучості 500 МПа. Для заданої площі розтягнутої арматури визначався граничний момент за умови, що квазіпостійне навантаження становить 50 % від загального розрахункового навантаження. Одержані граничні значення проліт/висота задовольняли допустимий граничний прогин, вказаний у 7.4.1 (5).

7.4.3 Перевірка прогинів розрахунком

(1)P Якщо вважається, що розрахунок обов'язковий, визначення деформацій повинно здійснюватись за умов, які відповідають призначенню перевірки.

(2)P Вибраний метод розрахунку повинен відображати фактичний характер роботи конструкції при відповідних впливах з необхідною для досягнення мети розрахунку точністю.

(3) Без тріщин можуть вважатись елементи, навантаження на які не очікується вище рівня, за якого можливе перевищення міцності бетону на розтяг будь-де в елементі. Елементи, в яких очікуються тріщини, але вони не повністю розтріскані, будуть працювати у проміжній стадії без тріщин та повністю розтріскані, а для елементів, які переважно працюють на згин, передбачення відповідного характеру роботи виконується за виразом:

The values given by Expression (7.16) and Table 7.4N have been derived from results of a parametric study made for a series of beams or slabs simply supported with rectangular cross section, using the general approach given in 7.4.3. Different values of concrete strength class and a 500 MPa characteristic yield strength were considered. For a given area of tension reinforcement the ultimate moment was calculated and the quasi-permanent load was assumed as 50 % of the corresponding total design load. The span/depth limits obtained satisfy the limiting deflection given in 7.4.1 (5).

7.4.3 Checking deflections by calculation

(1)P Where a calculation is deemed necessary, the deformations shall be calculated under load conditions which are appropriate to the purpose of the check.

(2)P The calculation method adopted shall represent the true behaviour of the structure under relevant actions to an accuracy appropriate to the objectives of the calculation.

(3) Members which are not expected to be loaded above the level which would cause the tensile strength of the concrete to be exceeded anywhere within the member should be considered to be uncracked. Members which are expected to crack, but may not be fully cracked, will behave in a manner intermediate between the uncracked and fully cracked conditions and, for members subjected mainly to flexure, an adequate prediction of behaviour is given by Expression (7.18):

$$\alpha = \zeta \alpha_{II} + (1 - \zeta) \alpha_I, \quad (7.18)$$

де:

α – деформаційна характеристика, яка розглядається, наприклад, деформація, кривизна або поворот. (Для спрощення, α також можна приймати як прогин – див. (6) нижче);

α_I, α_{II} – параметри, обчислені для стану без тріщин та з тріщинами відповідно;

ζ – коефіцієнт розподілу (враховує підвищення жорсткості у перерізі при розтягу), що визначається за виразом:

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2, \quad (7.19)$$

$\zeta = 0$ для перерізу без тріщин;

β – коефіцієнт, що враховує вплив тривалості навантаження або повторюваного навантаження на середню деформацію:

= 1,0 – для одного короткотривалого навантаження;

= 0,5 – для постійних навантажень або багатьох циклів повторення навантаження;

σ_s – напруження у розтягнутій арматурі, визначені на основі перерізу з тріщинами;

σ_{sr} – напруження у розтягнутій арматурі, визначені на основі перерізу з тріщинами за умов навантажень, що викликають появу першої тріщини.

Примітка. σ_{sr}/σ_s можна замінити на M_{cr}/M для згину, або N_{cr}/N для чистого розтягу, де M_{cr} – момент тріщиноутворення, а N_{cr} – зусилля тріщиноутворення.

(4) Спричинені навантаженням деформації можуть визначатись із застосуванням міцності на розтяг і фактичного модуля пружності бетону (див. (5)).

У таблиці 3.1 показано діапазони можливих значень міцності на розтяг. У загальному випадку найкращий результат при оцінці характеру роботи дає використання f_{ctm} . Якщо можна показати, що зусилля розтягу відсутні (наприклад, напруження спричинені усадкою або температурними впливами), то можливо застосовувати міцність на розтяг при згині $f_{ctm,fl}$ (див. 3.1.8).

where:

α is the deformation parameter considered which may be, for example, a strain, a curvature, or a rotation. (As a simplification, α may also be taken as a deflection – see (6) below);

α_I, α_{II} are the values of the parameter calculated for the uncracked and fully cracked conditions respectively;

ζ is a distribution coefficient (allowing for tensioning stiffening at a section) given by Expression (7.19):

$\zeta = 0$ for uncracked sections;

β is a coefficient taking account of the influence of the duration of the loading or of repeated loading on the average strain:

= 1,0 for a single short-term loading;

= 0,5 for sustained loads or many cycles of repeated loading;

σ_s is the stress in the tension reinforcement calculated on the basis of a cracked section;

σ_{sr} is the stress in the tension reinforcement calculated on the basis of a cracked section under the loading conditions causing first cracking.

Note: σ_{sr}/σ_s may be replaced by M_{cr}/M for flexure or N_{cr}/N for pure tension, where M_{cr} is the cracking moment and N_{cr} is the cracking force.

(4) Deformations due to loading may be assessed using the tensile strength and the effective modulus of elasticity of the concrete (see (5)).

Table 3.1 indicates the range of likely values for tensile strength. In general, the best estimate of the behaviour will be obtained if f_{ctm} is used. Where it can be shown that there are no axial tensile stresses (e.g. those caused by shrinkage or thermal effects) the flexural tensile strength, $f_{ctm,fl}$, (see 3.1.8) may be used.

(5) Для навантажень з тривалістю, що викликає повзучість, загальна деформація включно з повзучістю може визначатись із застосуванням фактичного модуля пружності бетону згідно з виразом:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)}, \quad (7.20)$$

де:

$\varphi(\infty, t_0)$ – коефіцієнт повзучості, що відповідає навантаженню і інтервалу часу (див. 3.1.4).

(6) Кривизну від усадки можна оцінити з використанням виразу:

$$\frac{1}{r_{cs}} = \varepsilon_{cs} \alpha_e \frac{S}{I}, \quad (7.21)$$

де:

$1/r_{cs}$ – кривизна, спричинена усадкою;

ε_{cs} – деформація вільної усадки (див. 3.1.4);

S – статичний момент площі арматури відносно центра ваги перерізу;

I – момент інерції площі перерізу;

α_e – відношення фактичних модулів;

$$\alpha_e = E_s / E_{c,eff};$$

S і I повинні визначатись для умов без тріщин і повністю з тріщинами, повна кривизна визначається за виразом (7.18).

(7) Найбільш точний метод визначення прогинів дає застосування підходу, наведеного у (3), який базується на комп'ютерному розрахунку кривизни в часто вибраних перерізах вдовж елемента і подальшому обчисленні прогину із застосуванням чисельного інтегрування. У більшості випадків буде прийнятним обчислювати прогини двічі за умови, що весь елемент без тріщин і, навпаки, повністю з тріщинами, а потім виконати інтерполяцію із застосуванням виразу (7.18).

Примітка. При використанні спрощених методів обчислення прогинів вони повинні базуватись на характеристиках, наведених у цьому стандарті, та обґрунтовуватись випробуваннями.

(5) For loads with a duration causing creep, the total deformation including creep may be calculated by using an effective modulus of elasticity for concrete according to Expression (7.20):

where:

$\varphi(\infty, t_0)$ is the creep coefficient relevant for the load and time interval (see 3.1.4).

(6) Shrinkage curvatures may be assessed using Expression (7.21):

where:

$1/r_{cs}$ is the curvature due to shrinkage;

ε_{cs} is the free shrinkage strain (see 3.1.4);

S is the first moment of area of the reinforcement about the centroid of the section;

I is the second moment of area of the section;

α_e is the effective modular ratio;

S and I should be calculated for the uncracked condition and the fully cracked condition, the final curvature being assessed by use of Expression (7.18).

(7) The most rigorous method of assessing deflections using the method given in (3) above is to compute the curvatures at frequent sections along the member and then calculate the deflection by numerical integration. In most cases it will be acceptable to compute the deflection twice, assuming the whole member to be in the uncracked and fully cracked condition in turn, and then interpolate using Expression (7.18).

Note: Where simplified methods of calculating deflections are used they should be based on the properties given in this Standard and substantiated by tests.

8 ОСНОВНІ ПРАВИЛА КОНСТРУЮВАННЯ ЗВИЧАЙНОЇ І ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНОЇ АРМАТУРИ

8.1 Загальні положення

(1)Р Наведені у цьому розділі правила застосовуються для арматури періодичного профілю, арматурних сіток і попередньо напруженої арматури, на яку переважно діє статичне навантаження. Вони можуть застосовуватись для звичайних будівель та мостів. Правила можуть застосовуватись для:

- елементів, на які діє динамічне навантаження, викликане сейсмічними впливами або вібрацією від обладнання, ударним навантаженням, і
- для елементів, які містять стрижні із спеціальним фарбуванням, покритих епоксидною смолою чи оцинкованих.

Для стрижнів великих діаметрів застосовуються додаткові правила.

(2)Р Повинні задовольнятися вимоги стосовно мінімальної товщини захисного шару бетону (див. 4.4.1.2).

(3) Для бетонів на легких заповнювачах у розділі 11 наведено додаткові правила.

(4) Правила для конструкцій, на які діє навантаження утомленості, наведено у 6.8.

8.2 Розташування стрижнів

(1)Р Розміщення стрижнів повинно бути таким, щоб можна було належним чином укласти і ущільнити бетон для набуття необхідного зчеплення.

(2) Відстань у чистоті (горизонтальна і вертикальна) між окремими паралельними стрижнями або горизонтальними рядами паралельних стрижнів повинна бути не меншою ніж максимальний діаметр стрижня k_1 , ($d_g + k_2$ мм) або 20 мм, де d_g – максимальний розмір заповнювача.

Примітка. Величини k_1 і k_2 для використання у конкретній країні можуть вказуватись у національному додатку. Рекомендованими є величини 1 і 5 мм відповідно.

(3) При розміщенні стрижнів у різних горизонтальних рядах стрижні у кожному ряду повинні розміщуватись вертикально один над одним. Між утвореними в результаті колонками стрижнів повинно бути достатньо простору для проходження вібраторів та ущільнення бетону.

8 DETAILING OF REINFORCEMENT AND PRESTRESSING TENDONS – GENERAL

8.1 General

(1)P The rules given in this Section apply to ribbed reinforcement, mesh and prestressing tendons subjected predominantly to static loading. They are applicable for normal buildings and bridges. They may not be sufficient for:

- elements subjected to dynamic loading caused by seismic effects or machine vibration, impact loading and
- to elements incorporating specially painted, epoxy or zinc coated bars.

Additional rules are provided for large diameter bars.

(2)P The requirements concerning minimum concrete cover shall be satisfied (see 4.4.1.2).

(3) For lightweight aggregate concrete, supplementary rules are given in Section 11.

(4) Rules for structures subjected to fatigue loading are given in 6.8.

8.2 Spacing of bars

(1)P The spacing of bars shall be such that the concrete can be placed and compacted satisfactorily for the development of adequate bond.

(2) The clear distance (horizontal and vertical) between individual parallel bars or horizontal layers of parallel bars should be not less than the maximum of k_1 , bar diameter, ($d_g + k_2$ mm) or 20 mm where d_g is the maximum size of aggregate.

Note: The value of k_1 and k_2 for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended values are 1 and 5 mm respectively.

(3) Where bars are positioned in separate horizontal layers, the bars in each layer should be located vertically above each other. There should be sufficient space between the resulting columns of bars to allow access for vibrators and good compaction of the concrete.

(4) При з'єднанні внапусток дозволяється, щоб стрижні торкались один одного на довжині напустка (див. 8.7).

(4) Lapped bars may be allowed to touch one another within the lap length. See 8.7 for more details.

8.3 Діаметр сердечника для згину стрижнів

8.3 Permissible mandrel diameters for bent bars

(1) Р Мінімальний діаметр згину стрижнів повинен бути таким, щоб уникати у стрижнях тріщин при гнутті та руйнування бетону всередині згину стрижня.

(1) P The minimum diameter to which a bar is bent shall be such as to avoid bending cracks in the bar, and to avoid failure of the concrete inside the bend of the bar.

(2) Для запобігання ушкодженню арматури діаметр, на якому стрижні зігнуті (діаметр сердечника), повинен бути не меншим ніж $\phi_{m,min}$.

(2) In order to avoid damage to the reinforcement the diameter to which the bar is bent (Mandrel diameter) should not be less than $\phi_{m,min}$.

Примітка. Величини $\phi_{m,min}$ для використання у конкретній країні можуть вказуватись у національному додатку. Рекомендовані величини наведено у таблиці 8.1N.

Note: The values of $\phi_{m,min}$ for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended values are given in Table 8.1N.

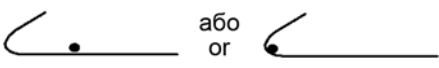

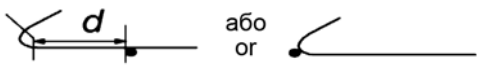
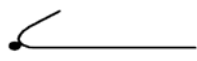
Таблиця 8.1N – Мінімальний діаметр згину стрижнів для запобігання ушкодженню арматури

Table 8.1N – Minimum mandrel diameter to avoid damage to reinforcement

а) для стрижнів і дроту
for bars and wire

| Діаметр стрижня Bar diameter | Мінімальний діаметр згину (сердечника) для загинання, гачків і петель (рисунок 8.1) Minimum mandrel diameter for bends, hooks and loops (see Figure 8.1) |
|---------------------------------|---|
| $\phi \leq 16 \text{ mm}$ | 4ϕ |
| $\phi > 16 \text{ mm}$ | 7ϕ |

б) для звареної зігнутої арматури і сіток, зігнутих після зварювання
for welded bent reinforcement and mesh bent after welding

| Мінімальний діаметр згину сердечника Minimum mandrel diameter | |
|---|--|
|  або  |  або  |
| 5ϕ | $d \geq 3\phi$ 5ϕ $d > 3\phi$ або зварювання в межах зони згину or welding within the curved zone 20ϕ |

Примітка. Розмір сердечника для зварювання в межах зони згину можна зменшити до 5ϕ , якщо зварювання виконується згідно з prEN ISO 17660, додаток В.

Note: The mandrel size for welding within the curved zone may be reduced to 5ϕ where the welding is carried out in accordance with prEN ISO 17660 Annex B.

(3) Діаметр згину для запобігання руйнуванню бетону не потрібно перевіряти за наступних умов:

(3) The mandrel diameter need not be checked to avoid concrete failure if the following conditions exist:

– необхідна довжина заанкерування стрижня не перевищує 5ϕ після межі згину;

– the anchorage of the bar does not require a length more than 5ϕ past the end of the bend;

- стрижень не розташований на грані (площини згину близько до поверхні бетону) і у середині згину наявний поперечний стрижень діаметром $\geq \phi$ у середині згину;
- діаметр згину щонайменш дорівнює рекомендованим величинам, наведеним у таблиці 8.1N.

В іншому разі $\phi_{m,\min}$ необхідно збільшити відповідно до виразу

$$\phi_{m,\min} \geq F_{bt} (1/a_b) + 1/(2\phi) f_{cd} , \quad (8.1)$$

де:

F_{bt} – сила розтягу від граничних навантажень у стрижні або групі стрижнів у контакті на початку згину;

a_b – для даного стрижня (або групи стрижнів у контакті) половина відстані між центрами стрижнів (або груп стрижнів) перпендикулярно до площини згину. Для стрижня або групи стрижнів, які прилягають до поверхні елемента, a_b необхідно приймати як суму захисного шару і $\phi/2$.

Величину f_{cd} не слід приймати більшою ніж для бетону класу C55/67.

8.4 Анкерування поздовжньої арматури

8.4.1 Загальні положення

(1)P Арматурні стрижні, дроти або зварні сітки повинні заанкеруватись так, щоб сила зчеплення передавалась на бетон безпечно, уникаючи поздовжніх тріщин або розтріскування. У разі необхідності необхідно передбачити поперечне армування.

(2) Методи заанкерування показані на рисунку 8.1 (див. також 8.8 (3)).

(3) Загини і гаки не застосовують для заанкерування при стисканні.

(4) Руйнуванню бетону всередині згинів необхідно запобігати виконанням вимог 8.3 (3).

(5) При застосуванні механічних пристроїв вимоги стосовно випробувань повинні задовольняти відповідні специфікації на виробі або Європейське технічне ухвалення.

(6) Стосовно передачі на бетон зусилля попереднього напруження див. 8.10.

– the bar is not positioned at the edge (plane of bend close to concrete face) and there is a cross bar with a diameter $\geq \phi$ inside the bend.

– the mandrel diameter is at least equal to the recommended values given in Table 8.1N.

Otherwise the mandrel diameter, $\phi_{m,\min}$, should be increased in accordance with Expression (8.1)

where:

F_{bt} is the tensile force from ultimate loads in a bar or group of bars in contact at the start of a bend;

a_b for a given bar (or group of bars in contact) is half of the centre-to-centre distance between bars (or groups of bars) perpendicular to the plane of the bend. For a bar or group of bars adjacent to the face of the member, a_b should be taken as the cover plus $\phi/2$.

The value of f_{cd} should not be taken greater than that for concrete class C55/67.

8.4 Anchorage of longitudinal reinforcement

8.4.1 General

(1)P Reinforcing bars, wires or welded mesh fabrics shall be so anchored that the bond forces are safely transmitted to the concrete avoiding longitudinal cracking or spalling. Transverse reinforcement shall be provided if necessary.

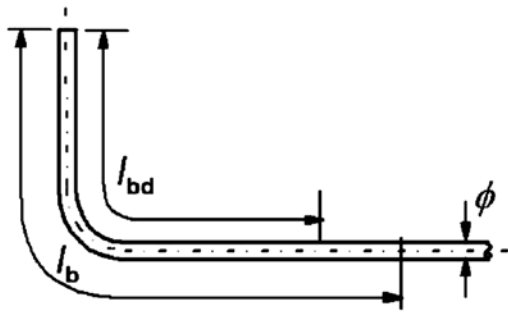
(2) Methods of anchorage are shown in Figure 8.1 (see also 8.8 (3)).

(3) Bends and hooks do not contribute to compression anchorages.

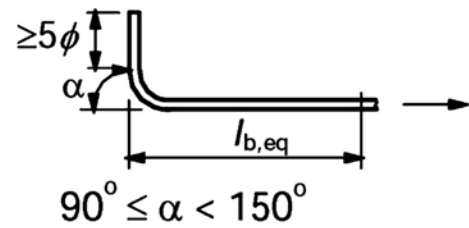
(4) Concrete failure inside bends should be prevented by complying with 8.3 (3).

(5) Where mechanical devices are used the test requirements should be in accordance with the relevant product standard or a European Technical Approval.

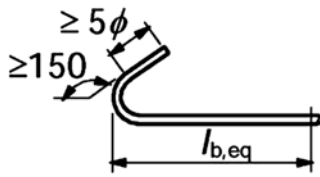
(6) For the transmission of prestressing forces to the concrete, see 8.10.



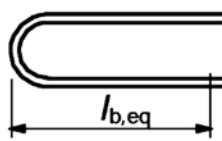
а – основна довжина анкерування l_b для будь-якої форми вдовж осі
Basic tension anchorage length, l_b , for any shape measured along the centreline



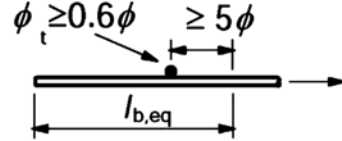
б – еквівалентна довжина анкерування для стандартного гнутого стрижня
Equivalent anchorage length for standard bend



с – еквівалентна довжина анкерування для стандартного гака
Equivalent anchorage length for standard hook transverse bar



д – еквівалентна довжина анкерування для стандартної петлі
Equivalent anchorage length for standard loop



с – еквівалентна довжина анкерування для привареного поперечного стрижня
Equivalent anchorage length for welded

Рисунок 8.1 – Методи заанкерування для непрямолінійних стрижнів

Figure 8.1 – Methods of anchorage other than by a straight bar

8.4.2 Граничні напруження зчеплення

(1)Р Граничні напруження зчеплення повинні бути достатніми для запобігання руйнуванню зчеплення.

(2) Розрахункове значення граничних напружень зчеплення f_{bd} для стрижнів періодичного профілю може визначатись за наступним виразом:

$$f_{bn} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd} , \quad (8.2)$$

де:

f_{ctd} – розрахункове значення міцності бетону на розтяг відповідно до 3.1.6 (2)Р. У зв'язку з підвищеною крихкістю бетону високої міцності $f_{ctk, 0,05}$ тут необхідно обмежувати до величини C60/75, якщо тільки не підтверджено, що середня міцність зчеплення зростає вище цієї межі;

η_1 – коефіцієнт, пов'язаний із якістю зчеплення і розміщенням стрижня під час бетонування (рисунок 8.2):

$\eta_1 = 1,0$ – якщо одержано хороші умови, і

8.4.2 Ultimate bond stress

(1)P The ultimate bond strength shall be sufficient to prevent bond failure.

(2) The design value of the ultimate bond stress, f_{bd} , for ribbed bars may be taken as:

where:

f_{ctd} is the design value of concrete tensile strength according to 3.1.6 (2)P. Due to the increasing brittleness of higher strength concrete, $f_{ctk, 0,05}$ should be limited here to the value for C60/75, unless it can be verified that the average bond strength increases above this limit;

η_1 is a coefficient related to the quality of the bond condition and the position of the bar during concreting (see Figure 8.2):

$\eta_1 = 1,0$ when 'good' conditions are obtained and

$\eta_1 = 0,7$ – для всіх інших випадків та для стрижнів у конструктивних елементах, зведених у ковзній опалубці, якщо тільки не показано, що мають місце хороші умови;

$\eta_1 = 0,7$ for all other cases and for bars in structural elements built with slip-forms, unless it can be shown that 'good' bond conditions exist

η_2 – пов'язаний з діаметром стрижня:

$\eta_2 = 1,0$ для $\phi \leq 32$ мм

$\eta_2 = (132 - \phi)$ для $\phi > 32$ мм

η_2 is related to the bar diameter:

$\eta_2 = 1,0$ for $\phi \leq 32$ мм

$\eta_2 = (132 - \phi)$ for $\phi > 32$ мм

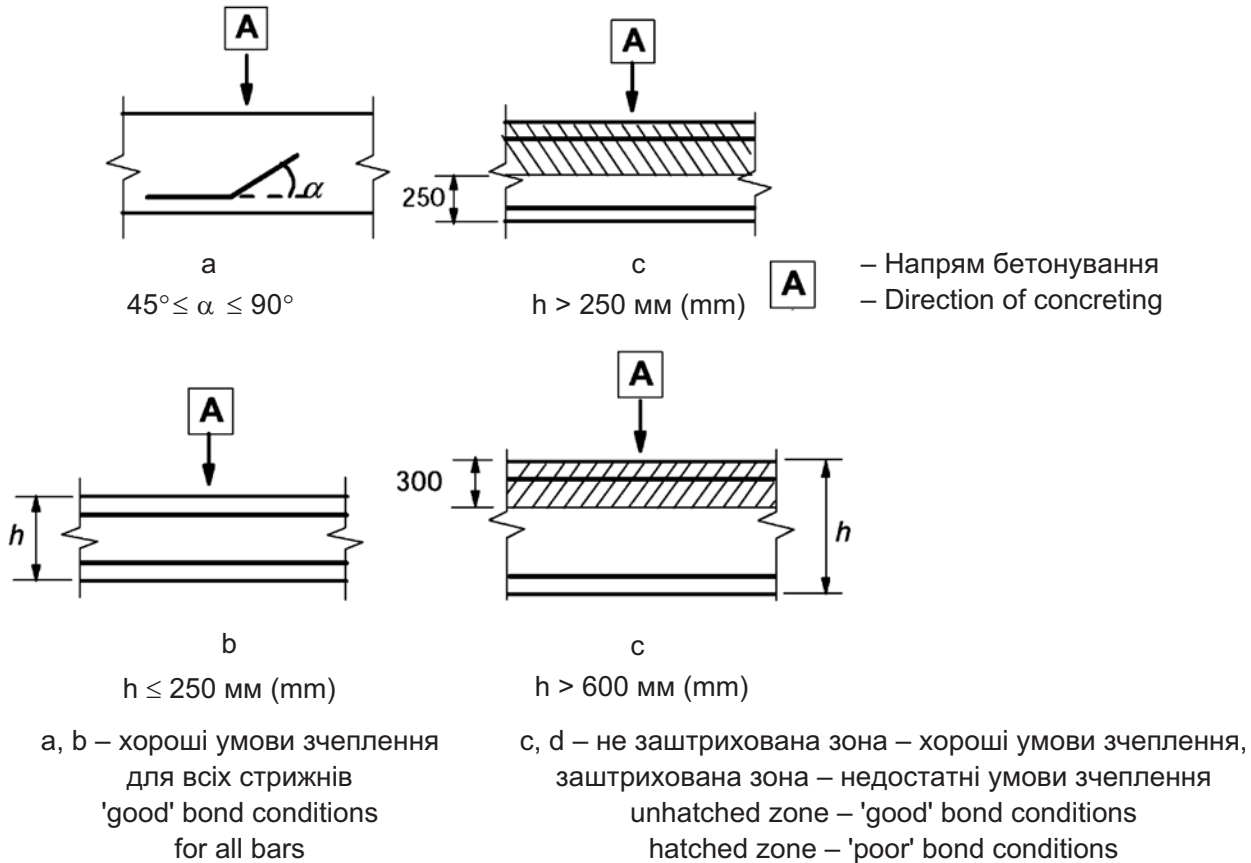


Рисунок 8.2 – Характеристика умов зчеплення

Figure 8.2 – Description of bond conditions

8.4.3 Основна довжина зони анкерування

(1)Р При визначенні необхідної довжини зони анкерування необхідно враховувати тип арматури і характеристики зчеплення стрижнів.

(2) Необхідна основна довжина анкерування $l_{b,rqd}$ для заанкерування зусилля $A_s \sigma_{sd}$ у прямих стрижнях передбачає постійне зчеплення, яке дорівнює f_{bd} , що визначається за формулою:

$$l_{b,rqd} = (\phi / 4) (\sigma_{sd} / f_{bd}), \quad (8.3)$$

де σ_{sd} – розрахункові напруження у стрижні в місці, від якого визначається анкерування.

Величини f_{bd} наведено у 8.4.2.

8.4.3 Basic anchorage length

(1)P The calculation of the required anchorage length shall take into consideration the type of steel and bond properties of the bars.

(2) The basic required anchorage length, $l_{b,rqd}$, for anchoring the force $A_s \sigma_{sd}$ in a straight bar assuming constant bond stress equal to f_{bd} , follows from:

where σ_{sd} is the design stress of the bar at the position from where the anchorage is measured from.

Values for f_{bd} are given in 8.4.2.

(3) Для гнутих стрижнів основна довжина анкерування l_b і розрахункова довжина l_{bd} повинні визначатись вдовж осьової лінії стрижня (рисунок 8.1а).

(4) Якщо пари дротів/стрижнів утворюють зварну сітку, діаметр ϕ у виразі (8.3) необхідно замінювати на еквівалентний діаметр $\phi_n = \phi\sqrt{2}$.

8.4.4 Розрахункова довжина анкерування

(1) Розрахункова довжина анкерування l_{bd} являє собою:

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \geq l_{b,min} , \quad (8.4)$$

де α_1 α_2 α_3 α_4 і α_5 – коефіцієнти, наведені у таблиці 8.2:

α_1 – вплив форми стрижнів за умови необхідного захисного шару (рисунок 8.1);

α_2 – вплив мінімального захисного шару бетону (рисунок 8.3);

(3) For bent bars the basic anchorage length, l_b , and the design length, l_{bd} , should be measured along the centre-line of the bar (see Figure 8.1a).

(4) Where pairs of wires/bars form welded fabrics the diameter ϕ , in Expression (8.3) should be replaced by the equivalent diameter $\phi_n = \phi\sqrt{2}$.

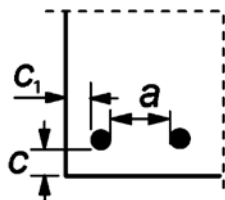
8.4.4 Design anchorage length

(1) The design anchorage length, l_{bd} , is:

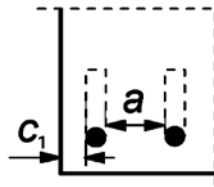
where α_1 α_2 α_3 α_4 and α_5 are coefficients given in Table 8.2:

α_1 is for the effect of the form of the bars assuming adequate cover (see Figure 8.1).

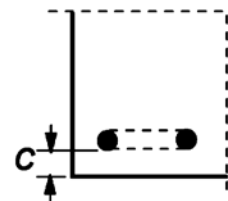
α_2 is for the effect of concrete minimum cover (see Figure 8.3)



а – прямі стрижні
Straight bars
 $c_d = \min(a/2, c_1, c)$



б – стрижні з гачком або згином
Bent or hooked bars
 $c_d = \min(a/2, c_1)$



с – стрижні з петлею
Looped bars
 $c_d = c$

Рисунок 8.3 – Величини c_d для балок і плит
Figure 8.3 – Values of c_d for beams and slabs

α_3 – утримуючий вплив від поперечної арматури;

α_4 – вплив одного або більше приварених поперечних стрижнів ($\phi_t > 0,6\phi$) вдовж розрахункової довжини анкерування l_{bd} (див також 8.6);

α_5 – вплив поперечного тиску на площину розтріскування вдовж розрахункової довжини анкерування.

α_3 is for the effect of confinement by transverse reinforcement;

α_4 is for the influence of one or more welded transverse bars ($\phi_t > 0,6\phi$) along the design anchorage length l_{bd} (see also 8.6);

α_5 is for the effect of the pressure transverse to the plane of splitting along the design anchorage length

Добуток (The product) $(\alpha_2 \alpha_3 \alpha_5) \geq 0,7$. (8.5)

$l_{b,rqd}$ – приймається за виразом (8.3);

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

– для анкерування при розтягу:

$$l_{b,min} > \max\{0,3l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ мм / mm}\} , \quad (8.6)$$

– для анкерування при стиску:

$l_{b,rqd}$ is taken from Expression (8.3);

$l_{b,min}$ is the minimum anchorage length if no other limitation is applied:

– for anchorages in tension:

– for anchorages in compression:

$$l_{b,min} > \max\{0,6l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ мм / mm}\} \quad (8.7)$$

(2) У якості спрощеної альтернативи до 8.4.4 (1) розтягнуті анкерування певних форм, показаних на рисунку 8.1, можуть виражатись через еквівалентну довжину зони анкерування $l_{b,eq}$. На рисунку 8.1 $l_{b,eq}$ вказана і вона може прийматись як:

- $\alpha_1 l_{b,eq}$ для форм, показаних на рисунку 8.1b...8.1d (таблиця 8.2 для величин α_1);
- $\alpha_4 l_{b,rqd}$ для форм, показаних на рисунку 8.1e (величини α_4 див. у таблиці 8.2),

де:

α_1 і α_4 – визначені в (1);

$l_{b,rqd}$ – обчислюється за виразом (8.3).

(2) As a simplified alternative to 8.4.4 (1) the tension anchorage of certain shapes shown in Figure 8.1 may be provided as an equivalent anchorage length, $l_{b,eq}$, $l_{b,eq}$ is defined in this figure and may be taken as:

- $\alpha_1 l_{b,eq}$ for shapes shown in Figure 8.1b to 8.1d (see Table 8.2 for values of α_1);
- $\alpha_4 l_{b,rqd}$ for shapes shown in Figure 8.1e (see Table 8.2 for values of α_4),

where

α_1 and α_4 are defined in (1)

$l_{b,rqd}$ is calculated from Expression (8.3).

Таблиця 8.2 – Величини коефіцієнтів $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ і α_5

Table 8.2 – Values of $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ and α_5 coefficients

| Фактор впливу Influencing factor | Тип анкерування Type of anchorage | Арматурний стрижень Reinforcement bar | |
|---|--|---|------------------------------|
| | | при розтягу In tension | при стиску In compression |
| Форма стрижнів Shape of bars | Пряме Straight | $\alpha_1 = 1,0$ | $\alpha_1 = 1,0$ |
| | Відмінне від прямого (рисунок 8.1 b, c і d) Other than straight (see Figure 8.1 b, c and d) | $\alpha_1 = 0,7$, якщо $c_d > 3\phi$ у іншому випадку $\alpha_1 = 1,0$ (величини c_d див. на рис.8.3) $\alpha_1 = 0,7$ if $c_d > 3\phi$ otherwise $\alpha_1 = 1,0$ (see Figure 8.3 for values of c_d) | $\alpha_1 = 1,0$ |
| Захисний шар бетону Concrete cover | Пряме Straight | $\alpha_2 = 1,0 - 0,15 (c_d - \phi)/\phi$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$ | $\alpha_2 = 1,0$ |
| | Відмінне від прямого (рисунок 8.1 b, c і d) Other than straight (see Figure 8.1 b, c and d) | $\alpha_2 = 1,0 - 0,15 (c_d - \phi)/\phi$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$ (величини c_d див. на рис.8.3) (see Figure 8.3 for values of c_d) | $\alpha_2 = 1,0$ |
| Наявність поперечної арматури, не привареної до основної арматури Confinement by transverse reinforcement not welded to main reinforcement | Всі типи All types | $\alpha_3 = 1,0 - K\lambda$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$ | $\alpha_3 = 1,0$ |

Кінець табл. 8.2

| | | | |
|--|--|--|------------------|
| Наявність привареної поперечної арматури* Confinement by welded transverse reinforcement* | Всі типи, розміщення і розміри визначено на рисунку 8.1 е All types, position and size as specified in Figure 8.1 e | $\alpha_4 = 0,7$ | $\alpha_4 = 0,7$ |
| Наявність поперечного тиску Confinement by transverse pressure | Всі типи All types | $\alpha_3 = 1,0 - 0,04p$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$ | — |
| <p>де: where:</p> $\lambda = (\Sigma A_{st} - \Sigma A_{st,min}) / A_s$ <p>ΣA_{st} – площа поперечного перерізу поперечної арматури вдовж розрахункової довжини зони анкерування l_{bd}; $\Sigma A_{st,min}$ – площа поперечного перерізу мінімальної поперечної арматури $0,25A_s$ для балок і 0 – для плит; A_s – площа одного заанкерованого стрижня при максимальному діаметрі стрижня; K – величини, показані на рисунку 8.4 p – поперечний тиск, МПа при граничному стані вдовж l_{bd}.</p> <p>ΣA_{st} – cross-sectional area of the transverse reinforcement along the design anchorage length l_{bd}; $\Sigma A_{st,min}$ – cross-sectional area of the minimum transverse reinforcement = $0,25 A_s$ for beams and 0 for slabs; A_s – area of a single anchored bar with maximum bar diameter; K – values shown in Figure 8.4; p – transverse pressure [MPa] at ultimate limit state along l_{bd}.</p> <p>* Див. також 8.6. При безпосередньому обпиранні l_{bd} може прийматись меншою ніж $l_{b,min}$ за умови, що ϵ, щонайменш один поперечний дріт, приварений у межах опори. Анкерування повинно бути щонайменше 15 мм від грані опори. * See also 8.6: For direct supports l_{bd} may be taken less than $l_{b,min}$ provided that there is at least one transverse wire welded within the support. This should be at least 15 mm from the face of the support.</p> | | | |

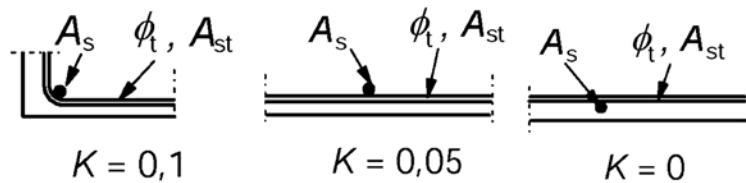


Рисунок 8.4 – Величини K для балок і плит
Figure 8.4 – Values of K for beams and slabs

8.5 Анкерування з'єднань і поперечної арматури

(1) Анкерування з'єднань і поперечної арматури повинно, як правило, виконуватись шляхом відгинів і гаків або через приварену поперечну арматуру. В середині загину або гака повинен попадати один стрижень.

(2) Анкерування повинно відповідати рисунку 8.5. Зварювання повинно виконуватись відповідно до EN ISO 17660 і мати несучу здатність згідно з 8.6(2).

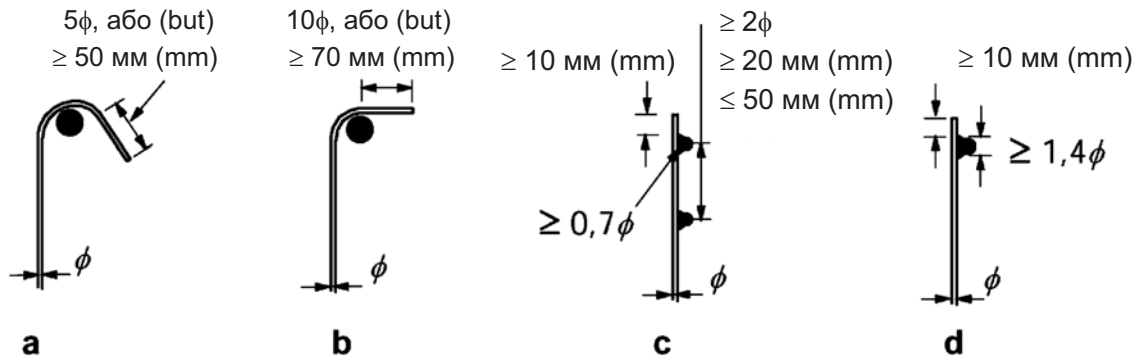
Примітка. Для визначення кутів загину див. рисунок 8.1.

8.5 Anchorage of links and shear reinforcement

(1) The anchorage of links and shear reinforcement should normally be effected by means of bends and hooks, or by welded transverse reinforcement. A bar should be provided inside a hook or bend.

(2) The anchorage should comply with Figure 8.5. Welding should be carried out in accordance with EN ISO 17660 and have a welding capacity in accordance with 8.6 (2).

Note: For definition of the bend angles see Figure 8.1.



Примітка. Для c і d захисний шар повинен бути 3ϕ або 50 мм.

Note: For c and d the cover should not be less than either 3ϕ or 50 mm.

Рисунок 8.5 – Анкерування з'єднань
Figure 8.5 – Anchorage of links

8.6 Анкерування за допомогою приварених стрижнів

(1) На додаток до 8.4 і 8.5 анкерування може виконуватись приварюванням поперечних стрижнів (рисунок 8.6), що обпираються у бетон. Приварювання з'єднань повинно виконуватись з відповідною якістю.

8.6 Anchorage by welded bars

(1) Additional anchorage to that of 8.4 and 8.5 may be obtained by transverse welded bars (see Figure 8.6) bearing on the concrete. The quality of the welded joints should be shown to be adequate.

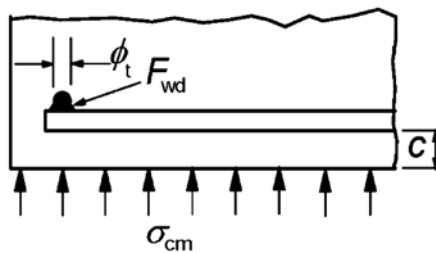


Рисунок 8.6 – Приварений поперечний стрижень у якості анкерного пристрою
Figure 8.6 – Welded transverse bar as anchoring device

(2) Несучою здатністю заанкерування одного поперечного стрижня (діаметр 14 мм...32 мм), привареного до внутрішньої сторони основного стрижня, є $F_{btd} \cdot \sigma_{sd}$ у виразі (8.9), і, таким чином, може зменшуватись через F_{btd}/A_s , де A_s – площа перерізу стрижня.

Примітка. Величина F_{btd} для використання у конкретній країні може вказуватись у національному додатку. Рекомендована величина визначається за виразом:

$$F_{btd} = l_{td} \phi_t \sigma_{td} \quad \text{але не більше ніж } F_{wd} \quad (8.8N)$$

but not greater than F_{wd}

де:

F_{wd} – розрахункова міцність зварного шва на зсув (визначається як множник для $A_s f_{yd}$; наприклад, $0,5 A_s f_{yd}$, де A_s – площа перерізу заанкерованого стрижня, а f_{yd} – розрахункова міцність на границі текучості);

l_{td} – розрахункова довжина поперечного стрижня: $l_{td} = 1,16 \phi_t (f_{yd} / \sigma_{td})^{0,5} \leq l_t$;

l_t – довжина поперечного стрижня, не більша за крок стрижнів, що повинні заанкеруватись;

ϕ_t – діаметр поперечного стрижня

σ_{td} – напруження у бетоні: $\sigma_{td} = (f_{ctd} + \sigma_{cm}) / y \leq 3 f_{cd}$;

σ_{cm} – стиск у бетоні перпендикулярно до обох стрижнів (середня величина, додатна при стиску);

y – функція: $y = 0,015 + 0,14e^{(-0,18x)}$;

x – функція, що враховує геометрію: $x = 2(c/\phi_t) + 1$;

c – захисний шар бетону перпендикулярно до обох стрижнів.

(3) Якщо два однакові стрижні приварені на протилежних сторонах стрижня, що заанкерується, несуча здатність, визначена за 8.6 (2), може збільшуватись у два рази за умови забезпечення захисного шару для найближчого до поверхні стрижня згідно з вимогами розділу 4.

(4) Якщо два стрижні приварені з однієї сторони з мінімальним кроком 3ϕ , то несуча здатність повинна збільшуватись на коефіцієнт 1,41.

(5) Для стрижнів номінальним діаметром 12 мм і менше несуча здатність заанкерування привареного поперечного стрижня в основному залежить від розрахункової міцності зварного з'єднання. Вона може обчислюватись за наступним виразом:

(2) The anchorage capacity of one welded transverse bar (diameter 14 mm – 32 mm), welded on the inside of the main bar, is $F_{btd} \cdot \sigma_{sd}$ in Expression (8.9) may then be reduced by F_{btd}/A_s where A_s is the area of the bar.

Note: The value of F_{btd} for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is determined from:

where:

F_{wd} is the design shear strength of weld (specified as a factor times $A_s f_{yd}$; say $0.5 A_s f_{yd}$ where A_s is the cross-section of the anchored bar and f_{yd} is its design yield strength)

l_{td} is the design length of transverse bar $l_{td} = 1,16 \phi_t (f_{yd} / \sigma_{td})^{0,5} \leq l_t$;

l_t is the length of transverse bar, but not more than the spacing of bars to be anchored;

ϕ_t is the diameter of transverse bar;

σ_{td} is the concrete stress $\sigma_{td} = (f_{ctd} + \sigma_{cm}) / y \leq 3 f_{cd}$;

σ_{cm} is the compression in the concrete perpendicular to both bars (mean value, positive for compression)

y is a function: $y = 0,015 + 0,14e^{(-0,18x)}$;

x is a function accounting for the geometry $x = 2(c/\phi_t) + 1$;

c is the concrete cover perpendicular to both bars

(3) If two bars of the same size are welded on opposite sides of the bar to be anchored, the capacity calculated from 8.6 (2) may be doubled provided that the cover to the outer bar is in accordance with Section 4.

(4) If two bars are welded to the same side with a minimum spacing of 3ϕ , the capacity should be multiplied by a factor of 1,41.

(5) For nominal bar diameters of 12 mm and less, the anchorage capacity of a welded cross bar is mainly dependent on the design strength of the welded joint. It may be calculated as follows:

$$F_{btd} = F_{wd} \leq 16A_s f_{cd} \phi_t / \phi_l, \quad (8.9)$$

де:

F_{wd} – розрахункова міцність на зсув зварного шва (див. 8.6(2));

ϕ_t – номінальний діаметр поперечного стрижня
 $\phi_t \leq 12$ мм;

ϕ_l – номінальний діаметр стрижня, що заанкерується: $\phi_l \leq 12$ мм.

Якщо застосовуються два зварені стрижні, що пересікаються з мінімальним кроком ϕ_t , довжина зони анкерування, визначена за виразом (8.9), повинна збільшуватись на коефіцієнт 1,41.

8.7 Напуски та механічні з'єднання

8.7.1 Загальні положення

(1) Р Зусилля з одного стрижня на інший передаються за допомогою:

- напуску стрижнів із загинами або гаками, або без таких;
- зварюванням;
- механічними пристроями, що забезпечують передачу навантаження при розтягу-стиску або тільки при стиску.

8.7.2 Напуски

(1) Р Конструювання напусків повинно здійснюватись так, щоб забезпечувати:

- передачу зусиль від одного стрижня до іншого;
- відсутність розтріскування бетону поблизу з'єднань;
- відсутність значних тріщин, що впливають на характеристики конструкції.

(2) Напуски:

- між стрижнями повинні, зазвичай, передбачатись у різних перерізах і не розміщатись у зонах значних моментів/сил (наприклад, пластичних шарнірів). Винятки наведено у (4) нижче:
- у будь-якому перерізі, як правило, повинні розміщатись симетрично.

(3) Розташування стрижнів з напуском повинно відповідати рисунку 8.7:

- відстань у чистоті між стрижнями з напуском повинна бути не більше ніж 4ϕ або 50 мм, у іншому разі довжина напуску повинна збільшуватись на величину перевищення відстані 4ϕ або 50 мм у чистоті;

where:

F_{wd} design shear strength of weld (see 8.6 (2));

ϕ_t nominal diameter of transverse bar: $\phi_t \leq 12$ mm;

ϕ_l nominal diameter of bar to anchor: $\phi_l \leq 12$ mm.

If two welded cross bars with a minimum spacing of ϕ_t are used, the anchorage length given by Expression (8.9) should be multiplied by a factor of 1,41.

8.7 Laps and mechanical couplers

8.7.1 General

(1) P Forces are transmitted from one bar to another by:

- lapping of bars, with or without bends or hooks;
- welding;
- mechanical devices assuring load transfer in tension-compression or in compression only.

8.7.2 Laps

(1) P The detailing of laps between bars shall be such that:

- the transmission of the forces from one bar to the next is assured;
- spalling of the concrete in the neighbourhood of the joints does not occur;
- large cracks which affect the performance of the structure do not occur.

(2) Laps:

- between bars should normally be staggered and not located in areas of high moments/forces (e.g. plastic hinges). Exceptions are given in (4) below;
- at any section should normally be arranged symmetrically.

(3) The arrangement of lapped bars should comply with Figure 8.7:

- the clear distance between lapped bars should not be greater than 4ϕ or 50 mm, otherwise the lap length should be increased by a length equal to the clear space where it exceeds 4ϕ or 50 mm;

- поздовжня відстань між двома прилеглими місцями напуску повинна бути не менше ніж 0,3 від довжини напуску, l_0 ;
- у випадку прилягання напусків відстань у чистоті між прилеглими стрижнями повинна бути не менше ніж 2ϕ або 20 мм.

(4) Якщо умови відповідають вищенаведеним у (3), допускається застосовувати стрижні з напуском до 100%, якщо всі стрижні розміщені одним шаром. Якщо стрижні розташовані у декілька шарів, то процент необхідно зменшити до 50%.

Всі стиснуті стрижні та допоміжна арматура (розподільна) можуть напускатись у одному перерізі.

- the longitudinal distance between two adjacent laps should not be less than 0,3 times the lap length, l_0 ;
- In case of adjacent laps, the clear distance between adjacent bars should not be less than 2ϕ or 20 mm.

(4) When the provisions comply with (3) above, the permissible percentage of lapped bars in tension may be 100% where the bars are all in one layer. Where the bars are in several layers the percentage should be reduced to 50%.

All bars in compression and secondary (distribution) reinforcement may be lapped in one section.

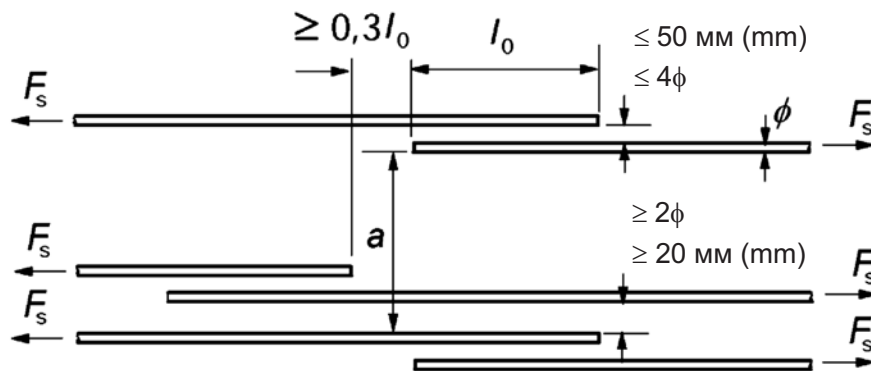


Рисунок 8.7 – Прилегли напуски

Figure 8.7 – Adjacent laps

8.7.3 Довжина напуску

(1) Розрахункова довжина напуску визначається за виразом:

$$l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd} \geq l_{0,min} , \quad (8.10)$$

де:

$l_{b,rqd}$ – визначається за виразом (8.3);

$$l_{0,min} > \max \{ 0,3 \alpha_6 l_{b,rqd} ; 15\phi ; 200 \text{ мм / mm} \} . \quad (8.11)$$

Величини α_1 , α_2 , α_3 і α_5 можна прийняти за таблицею 8.2; однак, для обчислення α_3 , $\Sigma A_{st,min}$ необхідно приймати як $1,0 A_s (\sigma_{sd} / f_{yd})$, при A_s = площі одного стрижня внапуск.

$\alpha_6 = (\rho_1 / 25)^{0,5}$, але не перевищує 1,5 і не менш ніж 1,0, де ρ_1 – відсоток арматури внапуск у межах $0,65 l_0$ від центра довжини напуску, що розглядається (рисунок 8.8). Величини α_6 наведені у таблиці 8.3.

8.7.3 Lap length

(1) The design lap length is:

where:

$l_{b,rqd}$ is calculated from Expression (8.3)

Values of α_1 , α_2 , α_3 and α_5 may be taken from Table 8.2; however, for the calculation of α_3 , $\Sigma A_{st,min}$ should be taken as $1,0 A_s (\sigma_{sd} / f_{yd})$ with A_s = area of one lapped bar.

$\alpha_6 = (\rho_1 / 25)^{0,5}$ but not exceeding 1,5 nor less than 1,0, where ρ_1 is the percentage of reinforcement lapped within $0,65 l_0$ from the centre of the lap length considered (see Figure 8.8). Values of α_6 are given in Table 8.3.

Таблиця 8.3 – Величини коефіцієнта α_6

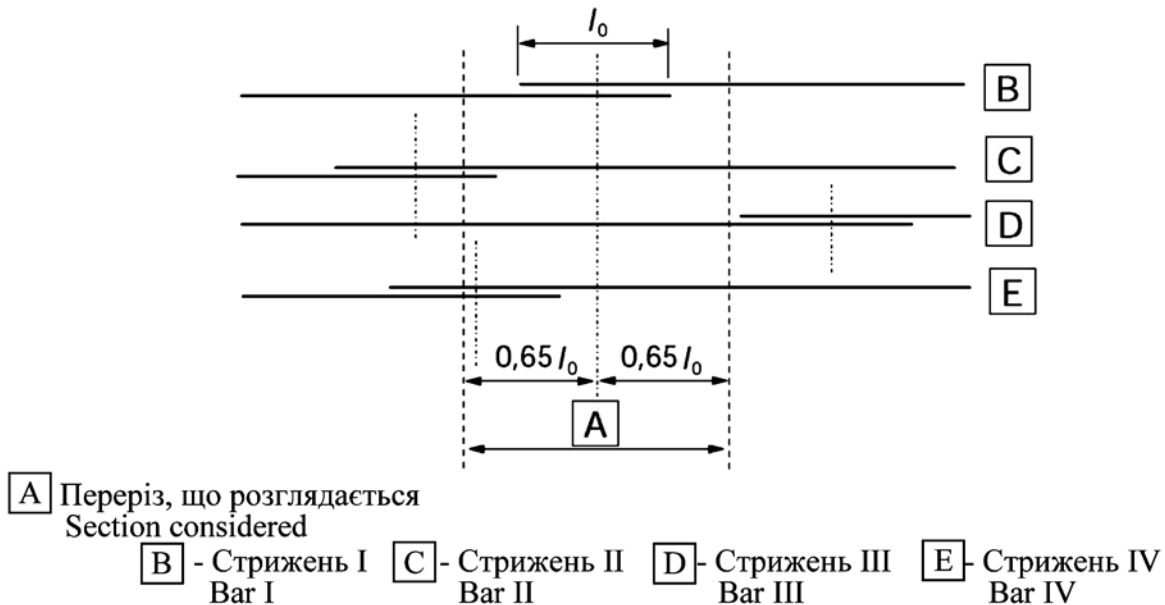
Table 8.3 – Values of the coefficient α_6

| Відсоток стрижнів унапуск відносно загальної площі поперечного перерізу Percentage of lapped bars relative to the total cross-section area | < 25% | 33% | 50% | > 50% |
|---|-------|------|-----|-------|
| α_6 | 1 | 1,15 | 1,4 | 1,5 |

Примітка. Проміжні значення можуть визначатись інтерполяцією.
Note: Intermediate values may be determined by interpolation.

8.7.4 Поперечна арматура у зоні напуску

8.7.4 Transverse reinforcement in the lap zone



Приклад. Стрижні II і III – за межами перерізу, що розглядається: % = 50, а $\alpha_6 = 1,4$

Example: Bars II and III are outside the section being considered: % = 50 and $\alpha_6 = 1,4$

Рисунок 8.8 – Відсоток стрижнів унапуск в одному перерізі напуску

Figure 8.8 – Percentage of lapped bars in one lapped section

8.7.4.1 Поперечна арматура для розтягнутих стрижнів

(1) Поперечна арматура у зоні напуску необхідна для сприйняття поперечних зусиль розтягу.

(2) Якщо діаметр ϕ стрижнів, що напускаються, менший ніж 20 мм, або процент стрижнів внапуск у будь-якому перерізі менше ніж 25%, то будь-яке наявне поперечне армування або з'єднання, що необхідне з інших причин, може розглядатись як достатнє для сприйняття поперечних зусиль розтягу без подальшого обґрунтування.

8.7.4.1 Transverse reinforcement for bars in tension

(1) Transverse reinforcement is required in the lap zone to resist transverse tension forces.

(2) Where the diameter, ϕ , of the lapped bars is less than 20 mm, or the percentage of lapped bars in any section is less than 25%, then any transverse reinforcement or links necessary for other reasons may be assumed sufficient for the transverse tensile forces without further justification.

(3) Якщо діаметр стрижнів унапуск більший або дорівнює 20 мм, то загальна площа поперечної арматури повинна становити A_{st} (сума всіх хомутив, паралельних шару в'язаної арматури) не менше ніж площа A_s одного стрижня внапуск ($\Sigma A_{st} \geq 1,0 A_s$). Поперечний стрижень повинен розміщуватись перпендикулярно до напрямку арматури, внапуск і між цією арматурою та поверхнею бетону.

Якщо в одному місці напускається більше ніж 50% арматури, і якщо відстань a між прилеглими напусками в перерізі в межах $\leq 10\phi$ (рисунок 8.7), поперечна арматура повинна об'єднуватись з'єднанням або стрижнями U-подібної форми, заанкерованими у тіло перерізу.

(4) Поперечне армування, що встановлюється згідно з (3), повинно розміщуватись вдовж зовнішнього контуру перерізів напуску, як показано на рисунку 8.9а.

(3) Where the diameter, of the lapped bars is greater than or equal to 20 mm, the transverse reinforcement should have a total area, A_{st} (sum of all legs parallel to the layer of the spliced reinforcement) of not less than the area A_s of one lapped bar ($\Sigma A_{st} \geq 1,0 A_s$). The transverse bar should be placed perpendicular to the direction of the lapped reinforcement and between that and the surface of the concrete.

If more than 50% of the reinforcement is lapped at one point and the distance, a , between adjacent laps at a section is $\leq 10\phi$ (see Figure 8.7) transverse reinforcement should be formed by links or U bars anchored into the body of the section.

(4) The transverse reinforcement provided for (3) above should be positioned at the outer sections of the lap as shown in Figure 8.9(a).

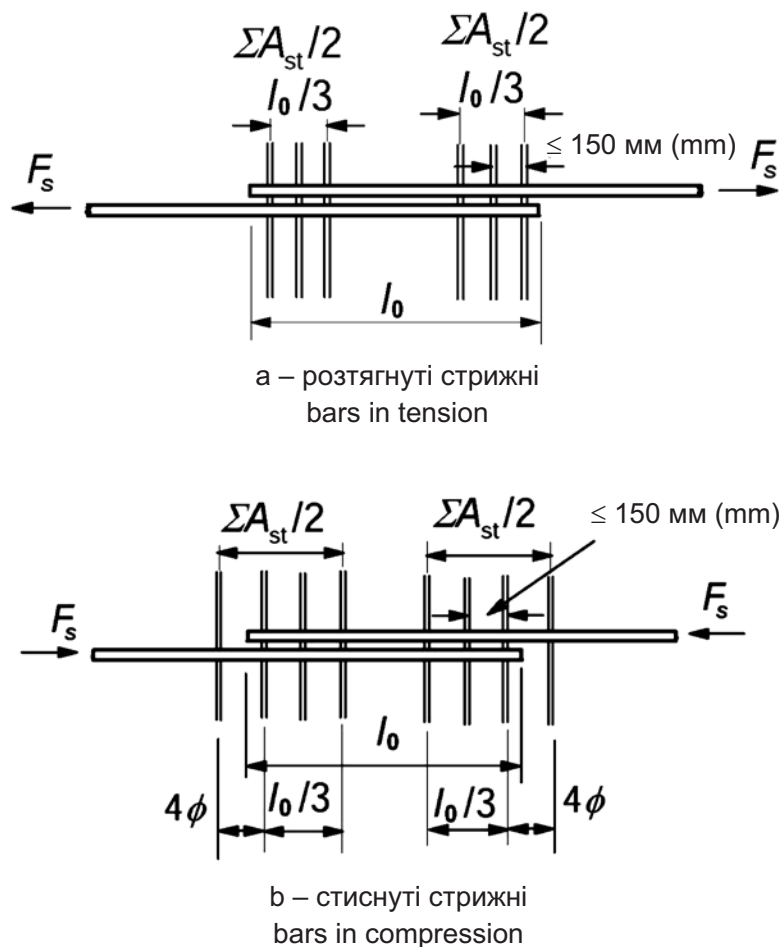


Рисунок 8.9 – Поперечне армування для з'єднань унапуск
Figure 8.9 – Transverse reinforcement for lapped splices

8.7.4.2 Поперечна арматура для постійно стиснутих стрижнів

(1) На додаток до правил для розтягнутих стрижнів необхідно встановлювати один поперечний стрижень на відстані d назовні у по-
вздожньому напрямі від кінця напуску і в межах 4ϕ від кінця напуску (рисунок 8.9b).

8.7.5 Напуски для зварних сіток із дрітві періодичного профілю

8.7.5.1 Напуски для основної арматури

(1) Напуски можуть виконуватись шляхом перехідного армування чарунок або нашаруванням сіток (рисунок 8.10).

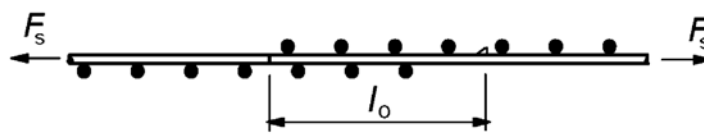
8.7.4.2 Transverse reinforcement for bars permanently in compression

(1) In addition to the rules for bars in tension one bar of the transverse reinforcement should be placed outside each end of the lap length and within 4ϕ of the ends of the lap length (Figure 8.9b).

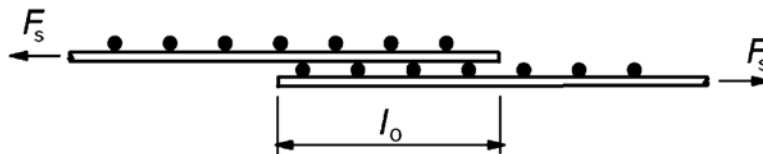
8.7.5 Laps for welded mesh fabrics made of ribbed wires

8.7.5.1 Laps of the main reinforcement

(1) Laps may be made either by intermeshing or by layering of the fabrics (Figure 8.10).



а – перехідне армування (поздовжній переріз)
intermeshed fabric (longitudinal section)



б – нашарування сіток
layered fabric (longitudinal section)

Рисунок 8.10 – Напуски зварних сіток
Figure 8.10 – Lapping of welded fabric

(2) За наявності навантажень утомленості необхідно приймати перехідне армування.

(3) При перехідному армуванні розташування напусків для стрижнів основної арматури повинно відповідати 8.7.2. Будь-які сприятливі впливи поперечних стрижнів не повинні враховуватись; тому приймається $\alpha_3 = 1,0$.

(4) Для розміщених рядами сіток напуск основної арматури, як правило, необхідно розташувати у зонах, де обчислені напруження в арматурі за граничним станом I групи не перевищують 80% розрахункової міцності.

(2) Where fatigue loads occur, intermeshing should be adopted

(3) For intermeshed fabric, the lapping arrangements for the main longitudinal bars should conform with 8.7.2. Any favourable effects of the transverse bars should be ignored: thus taking $\alpha_3 = 1,0$.

(4) For layered fabric, the laps of the main reinforcement should generally be situated in zones where the calculated stress in the reinforcement at ultimate limit state is not more than 80% of the design strength.

(5) Якщо вищезгадана умова (4) не виконується, то фактична висота арматури для визначення опору при згині згідно з 6.1 повинна застосовуватись для ряду, наступного за віддаленістю від розтягнутої грані. Додатково, у разі виконання перевірки на розкриття тріщин у перерізах, що слідує за кінцем напуску, наведені у таблицях 7.2 і 7.3 напруження в арматурі повинні збільшуватись на 25% у зв'язку з наявністю розривності на кінцях напусків.

(6) Процент основної арматури, яка може напускатись у будь-якому перерізі, повинен відповідати наступному.

Для сіток з перехідним армуванням застосовуються величини, наведені у таблиці 8.3.

Для сіток, розташованих рядами, допустимий відсоток з'єднання основної арматури напуском у будь-якому перерізі залежить від конкретної площі поперечного перерізу зварної сітки при забезпеченні $(A_s / s)_{prov}$, де s – крок дротів:

- 100%, якщо $(A_s / s)_{prov} \leq 1200 \text{ мм}^2/\text{м}$;
- 60%, якщо $(A_s / s)_{prov} > 1200 \text{ мм}^2/\text{м}$.

З'єднання при багатьох рядах повинні розподілятися щонайменше через $1,3 l_0$ (l_0 визначається за 8.7.3).

(7) Додаткове поперечне армування не обов'язкове у зоні напуску.

8.7.5.2 Напуски допоміжної або розподільної арматури

(1) Вся допоміжна арматура може з'єднуватись напуском у одному місці.

Мінімальні величини довжини напуску l_0 наведені у таблиці 8.4; довжина напуску двох допоміжних стрижнів повинна перебивати два стрижні основної арматури.

Таблиця 8.4 – Необхідна довжина напуску для допоміжних дротів сіток

Table 8.4 – Required lap lengths for secondary wires of fabrics

| Діаметр допоміжних дротів, мм Diameter of secondary wires (mm) | Довжина напусків Lap lengths |
|---|--|
| $\phi \leq 6$ | $\geq 150 \text{ мм}$; не менше 1 кроку дроту на довжині напуску $\geq 150 \text{ mm}$; at least 1 wire pitch within the lap length |
| $6 < \phi \leq 8,5$ | $\geq 250 \text{ мм}$; щонайменше 2 кроки дроту $\geq 250 \text{ mm}$; at least 2 wire pitches |
| $8,5 < \phi \leq 12$ | $\geq 350 \text{ мм}$; щонайменше 2 кроки дроту $\geq 350 \text{ mm}$; at least 2 wire pitches |

(5) Where condition (4) above is not fulfilled, the effective depth of the steel for the calculation of bending resistance in accordance with 6.1 should apply to the layer furthest from the tension face. In addition, when carrying out a crack-verification next to the end of the lap, the steel stress used in Tables 7.2 and 7.3 should be increased by 25% due to the discontinuity at the ends of the laps.

(6) The percentage of the main reinforcement, which may be lapped in any one section, should comply with the following:

For intermeshed fabric, the values given in Table 8.3 are applicable.

For layered fabric the permissible percentage of the main reinforcement that may be spliced by lapping in any section, depends on the specific cross-section area of the welded fabric provided $(A_s / s)_{prov}$, where s is the spacing of the wires:

- 100%, if $(A_s / s)_{prov} \leq 1200 \text{ мм}^2/\text{м}$;
- 60%, if $(A_s / s)_{prov} > 1200 \text{ мм}^2/\text{м}$.

The joints of the multiple layers should be staggered by at least $1,3 l_0$ (l_0 is determined from 8.7.3).

(7) Additional transverse reinforcement is not necessary in the lapping zone.

8.7.5.2 Laps of secondary or distribution reinforcement

(1) All secondary reinforcement may be lapped at the same location.

The minimum values of the lap length l_0 are given in Table 8.4; the lap length of two secondary bars should cover two main bars.

8.8 Додаткові правила для стрижнів великих діаметрів

(1) Для стрижнів діаметром більше ніж ϕ_{large} необхідно дотримуватись додаткових правил, наведених у 8.4 і 8.7.

Примітка. Величина ϕ_{large} для використання у конкретній країні може вказуватись у національному додатку. Рекомендується величина 32 мм.

(2) При застосуванні стрижнів такого великого діаметра обмеження тріщиноутворення може досягатись або використанням поверхневого армування (9.2.4), або через розрахунки (7.3.4).

(3) При застосуванні стрижнів великого діаметра зусилля розтріскування вищі і нагельний ефект є більшим. Такі стрижні повинні заанкеруватись за допомогою механічних пристроїв. У якості альтернативи вони можуть заанкеруватись як прямі стрижні, але при цьому повинні забезпечуватись з'єднання, що працюють як розподільна арматура.

(4) Зазвичай, стрижні великого діаметра не повинні з'єднуватись напуском. Винятком є перерізи з мінімальним розміром 1,0 м, або якщо напруження не перевищують 80% розрахункової граничної міцності.

(5) Поперечна арматура, на додаток до армування на зсув повинна забезпечуватись у зонах анкерування, де відсутній поперечний стиск.

(6) При прямолінійній довжині заанкерування (рисунк 8.11 стосовно позначень) додаткова арматура відповідно до вищезазначеного у (5) повинна бути не меншою ніж:

– у напрямі, паралельному розтягнутій грані:

$$A_{sh} = 0,25A_s n_1, \quad (8.12)$$

– у напрямі, перпендикулярному до розтягнутої грані:

$$A_{sv} = 0,25A_s n_2, \quad (8.13)$$

де:

A_s – площа поперечного перерізу заанкерованого стрижня;

n_1 – кількість рядів заанкерованих стрижнів у одній точці елемента;

n_2 – кількість стрижнів, заанкерованих в одному ряді.

(7) Додаткова поперечна арматура повинна рівномірно розподіляти у зоні заанкерування, а крок стрижнів не повинен перевищувати 5 діаметрів поздовжньої арматури.

8.8 Additional rules for large diameter bars

(1) For bars with a diameter larger than ϕ_{large} the following rules supplement those given in 8.4 and 8.7.

Note: The value of ϕ_{large} for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is 32 mm.

(2) When such large diameter bars are used, crack control may be achieved either by using surface reinforcement (see 9.2.4) or by calculation (see 7.3.4).

(3) Splitting forces are higher and dowel action is greater with the use of large diameter bars. Such bars should be anchored with mechanical devices. As an alternative they may be anchored as straight bars, but links should be provided as confining reinforcement.

(4) Generally large diameter bars should not be lapped. Exceptions include sections with a minimum dimension 1,0 m or where the stress is not greater than 80% of the design ultimate strength.

(5) Transverse reinforcement, additional to that for shear, should be provided in the anchorage zones where transverse compression is not present.

(6) For straight anchorage lengths (see Figure 8.11 for the notation used) the additional reinforcement referred to in (5) above should not be less than the following:

– in the direction parallel to the tension face:

$$A_{sh} = 0,25A_s n_1, \quad (8.12)$$

– in the direction perpendicular to the tension face:

$$A_{sv} = 0,25A_s n_2, \quad (8.13)$$

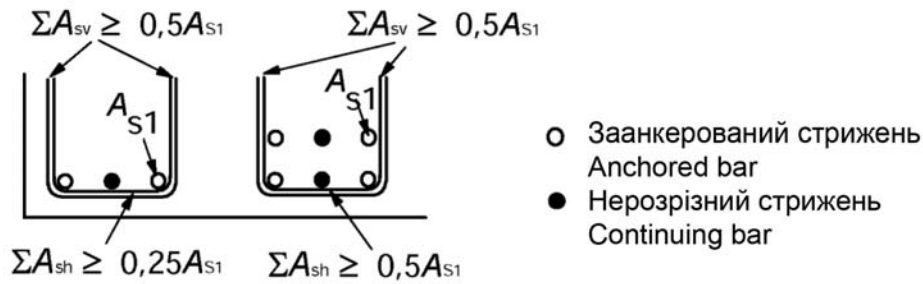
where:

A_s is the cross sectional area of an anchored bar;

n_1 is the number of layers with bars anchored at the same point in the member;

n_2 is the number of bars anchored in each layer.

(7) The additional transverse reinforcement should be uniformly distributed in the anchorage zone and the spacing of bars should not exceed 5 times the diameter of the longitudinal reinforcement.



Приклад. У випадку зліва $n_1 = 1, n_2 = 2$, а у випадку справа $n_1 = 2, n_2 = 2$

Example: In the left hand case $n_1 = 1, n_2 = 2$ and in the right hand case $n_1 = 2, n_2 = 2$

Рисунок 8.11 – Додаткова арматура у заанкеруванні для стрижнів великого діаметра за відсутності поперечного стиску

Figure 8.11 – Additional reinforcement in an anchorage for large diameter bars where there is no transverse compression

(8) Для визначення поверхневого армування застосовується 9.2.4, але площа поверхневої арматури не повинна бути меншою ніж $0,01 A_{ct,ext}$ у напрямі, перпендикулярному до стрижнів великого діаметра, і $0,02 A_{ct,ext}$ паралельно цим стрижням.

(8) For surface reinforcement, 9.2.4 applies, but the area of surface reinforcement should not be less than $0,01 A_{ct,ext}$ in the direction perpendicular to large diameter bars, and $0,02 A_{ct,ext}$ parallel to those bars.

8.9 Пучки стрижнів

8.9 Bundled bars

8.9.1 Загальні положення

8.9.1 General

(1) Якщо не обґрунтовано інше, то правила для окремих стрижнів застосовуються також для пучків стрижнів. У одному пучку всі стрижні повинні мати однакові характеристики (тип і клас). Стрижні різних розмірів можуть об'єднуватись у пучок за умови, що відношення діаметрів не перевищує 1,7.

(1) Unless otherwise stated, the rules for individual bars also apply for bundles of bars. In a bundle, all the bars should be of the same characteristics (type and grade). Bars of different sizes may be bundled provided that the ratio of diameters does not exceed 1.7.

(2) У розрахунку пучок замінюється умовним стрижнем тієї ж площі перерізу і з тим же центром ваги, що і у пучка. Еквівалентний діаметр ϕ_n цього умовного стрижня наступний:

(2) In design, the bundle is replaced by a notional bar having the same sectional area and the same centre of gravity as the bundle. The equivalent diameter, ϕ_n of this notional bar is such that:

$$\phi_n = \phi \sqrt{n_b} \leq 55 \text{ мм / (mm)}, \quad (8.14)$$

де:

where:

n_b – кількість стрижнів у пучку, яка обмежується:

n_b is the number of bars in the bundle, which is limited to:

$n_b \leq 4$ – для вертикальних стрижнів при стиску і для стрижнів, з'єднаних в напук;

$n_b \leq 4$ for vertical bars in compression and for bars in a lapped joint,

$n_b \leq 3$ – для всіх інших випадків.

$n_b \leq 3$ for all other cases.

(3) Для визначення кроку пучків застосовуються наведені у 8.2 правила. Еквівалентний діаметр ϕ_n повинен застосовуватись, але відстань у чистоті між пучками повинна вимірюватись від зовнішнього контуру арматурного пучка. Захисний шар бетону повинен вимірюватись від фактичного зовнішнього контуру пучка і бути не менше ніж ϕ_n .

(3) For a bundle, the rules given in 8.2 for spacing of bars apply. The equivalent diameter, ϕ_n should be used but the clear distance between bundles should be measured from the actual external contour of the bundle of bars. The concrete cover should be measured from the actual external contour of the bundles and should not be less than ϕ_n .

(4) При торканні двох стрижнів, що розташовані один над другим, і за хороших умов зчеплення такі стрижні не повинні розглядатись як пучок.

8.9.2 Анкерування арматурних пучків

(1) Пучки стрижнів при розтягу можуть обрізатись на кінцевих і проміжних опорах. Пучки з еквівалентним діаметром < 32 мм можуть обрізатись біля опор без необхідності зміщення стрижнів відносно перерізу. Пучки з еквівалентним діаметром > 32 мм, які анкеруються поблизу опор, необхідно зміщувати у поздовжньому напрямі, як показано на рисунку 8.12.

(2) Якщо окремі стрижні анкеруються при відстані зміщення більше ніж $1,3 l_{b,rqd}$ (де $l_{b,rqd}$ ґрунтується на діаметрі стрижня), діаметр стрижня може використовуватись для оцінки l_{bd} (див. 8.12). Іншими словами, повинен використовуватись еквівалентний діаметр пучка ϕ_n .

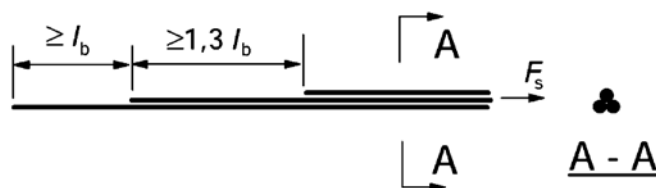


Рисунок 8.12 – Анкерування зміщених з інтервалами стрижнів у пучку
Figure 8.12 – Anchorage of widely staggered bars in a bundle

(3) При стиску заанкеровані стрижні у пучку не потрібно зміщувати. Для пучків з еквівалентним діаметром ≥ 32 мм повинні забезпечуватись щонайменше чотири з'єднання на кінцях пучка, що мають діаметр ≥ 12 мм. Наступне з'єднання повинно розташовуватись зразу над кінцем обрізаного стрижня.

8.9.3 Напуск арматурних пучків

(1) Довжину напуску необхідно визначати згідно з 8.7.3 з використанням ϕ_n (з 8.9.1 (2)), як еквівалентного діаметра стрижня.

(2) Для пучків, що складаються з двох стрижнів еквівалентним діаметром < 32 мм, стрижні можуть напускатись без зміщення окремих стрижнів. У цьому випадку для обчислення l_0 необхідно використовувати розмір еквівалентного стрижня.

(4) Where two touching bars are positioned one above the other, and where the bond conditions are good, such bars need not be treated as a bundle.

8.9.2 Anchorage of bundles of bars

(1) Bundles of bars in tension may be curtailed over end and intermediate supports. Bundles with an equivalent diameter < 32 mm may be curtailed near a support without the need for staggering bars. Bundles with an equivalent diameter > 32 mm which are anchored near a support should be staggered in the longitudinal direction as shown in Figure 8.12.

(2) Where individual bars are anchored with a staggered distance greater than $1,3 l_{b,rqd}$ (where $l_{b,rqd}$ is based on the bar diameter), the diameter of the bar may be used in assessing l_{bd} (see Figure 8.12). Otherwise the equivalent diameter of the bundle, ϕ_n , should be used.

(3) For compression anchorages bundled bars need not be staggered. For bundles with an equivalent diameter ≥ 32 mm, at least four links having a diameter ≥ 12 mm should be provided at the ends of the bundle. A further link should be provided just beyond the end of the curtailed bar.

8.9.3 Lapping bundles of bars

(1) The lap length should be calculated in accordance with 8.7.3 using ϕ_n (from 8.9.1 (2)) as the equivalent diameter of bar.

(2) For bundles which consist of two bars with an equivalent diameter < 32 mm the bars may be lapped without staggering individual bars. In this case the equivalent bar size should be used to calculate l_0 .

(3) Для пучків, що складаються з двох стрижнів еквівалентним діаметром ≥ 32 мм, або трьох стрижнів окремі стрижні повинні зміщуватись у подовжньому напрямі щонайменше на $1,3 l_0$, як показано на рисунку 8,13, де l_0 – визначене для окремого стрижня. У вказаному випадку стрижень № 4 використовується у якості стрижня внапуск. Необхідно забезпечувати умову, що у будь-якому перерізі з напуском не повинно бути більше ніж чотири стрижні.

(3) For bundles which consist of two bars with an equivalent diameter ≥ 32 mm or of three bars, individual bars should be staggered in the longitudinal direction by at least $1,3 l_0$ as shown in Figure 8.13, where l_0 is based on a single bar. For this case bar No. 4 is used as the lapping bar. Care should be taken to ensure that there are not more than four bars in any lap cross section. Bundles of more than three bars should not be lapped.

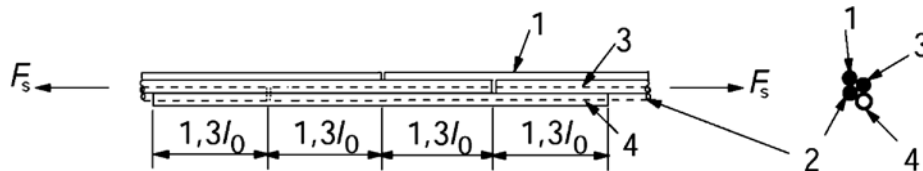


Рисунок 8.13 – З'єднання напуском, що включає чотири стрижні при розтягу
Figure 8.13 – Lap joint in tension including a fourth bar

8.10 Попередньо напружені пучки

8.10.1 Розташування напружених пучків і каналів

8.10.1.1 Загальні положення

(1)Р Крок каналів або попередньо напружених на упори пучків повинен бути таким, щоб надавати можливість виконувати належним чином укладання та ущільнення бетону і щоб досягти необхідного зчеплення між бетоном і пучками.

8.10.1.2 Пучки, що напружуються на упори

(1) Мінімальні горизонтальні і вертикальні відстані у чистоті між окремими напруженими на упори пучками повинні відповідати показаним на рисунку 8.14. Інше розташування допускається використовувати за умови, що результати випробувань показують задовільний характер роботи у граничному стані відносно:

- бетону в зоні анкерування;
- розтріскування бетону;
- заанкерування попередньо напружених пучків;
- укладання бетону між пучками.

Слід також враховувати питання довговічності та загрози корозії пучків на кінцях елементів.

(2) Зв'язування пучків не повинно здійснюватись у зоні заанкерування, окрім випадків, коли забезпечується належне укладання та ущільнення бетону, і можливе досягнення необхідного зчеплення між бетоном і арматурою.

8.10 Prestressing tendons

8.10.1 Arrangement of prestressing tendons and ducts

8.10.1.1 General

(1)P The spacing of ducts or of pre-tensioned tendons shall be such as to ensure that placing and compacting of the concrete can be carried out satisfactorily and that sufficient bond can be attained between the concrete and the tendons.

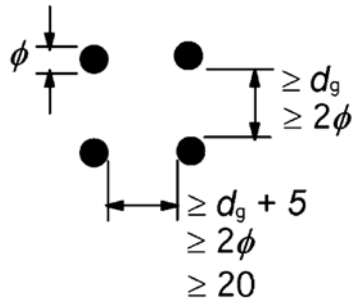
8.10.1.2 Pre-tensioned tendons

(1) The minimum clear horizontal and vertical spacing of individual pre-tensioned tendons should be in accordance with that shown in Figure 8.14. Other layouts may be used provided that test results show satisfactory ultimate behaviour with respect to:

- the concrete in compression at the anchorage;
- the spalling of concrete;
- the anchorage of pre-tensioned tendons;
- the placing of the concrete between the tendons.

Consideration should also be given to durability and the danger of corrosion of the tendon at the end of elements.

(2) Bundling of tendons should not occur in the anchorage zones, unless placing and compacting of the concrete can be carried out satisfactorily and sufficient bond can be attained between the concrete and the tendons.



ϕ – діаметр пучка, попередньо напруженого на упори, а d_g – максимальний розмір заповнювача
 ϕ is the diameter of pre-tensioned tendon and d_g is the maximum size of aggregate.

Рисунок 8.14 – Мінімальна відстань у чистоті між напруженими на упори пучками
Figure 8.14 – Minimum clear spacing between pre-tensioned tendons

8.10.1.3 Канали для напруження на бетон

(1)Р Канали для напруження на бетон необхідно розташовувати і конструювати так, щоб:

- можна безпечно укласти бетон без загрози пошкодження каналів;
- бетон міг сприймати зусилля від каналів у місцях їх скривлення під час і після попереднього напруження;
- розчин при заповненні одного каналу не проникав у інші канали.

(2) Канали для напружених на бетон елементів не слід розміщувати пучками, за винятком випадку, коли канали у парі розміщуються один над одним.

(3) Мінімальні відстані у чистоті між каналами повинні бути у відповідності з показаними на рисунку 8.15.

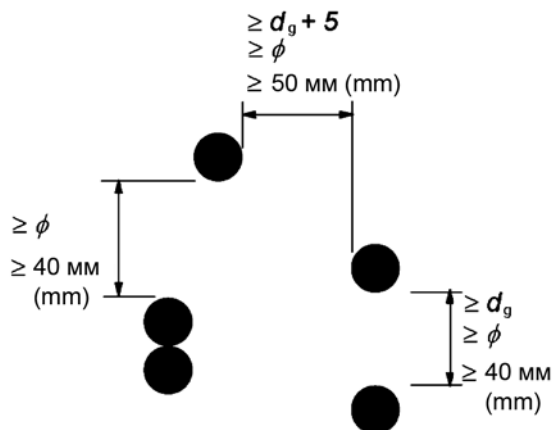
8.10.1.3 Post-tension ducts

(1)P The ducts for post-tensioned tendons shall be located and constructed so that:

- the concrete can be safely placed without damaging the ducts;
- the concrete can resist the forces from the ducts in the curved parts during and after stressing;
- no grout will leak into other ducts during grouting process.

(2) Ducts for post-tensioned members, should not normally be bundled except in the case of a pair of ducts placed vertically one above the other.

(3) The minimum clear spacing between ducts should be in accordance with that shown in Figure 8.15.



ϕ – діаметр каналу для напруження на бетон, а d_g – максимальний розмір заповнювача
 ϕ is the diameter of post-tension duct and d_g is the maximum size of aggregate.

Рисунок 8.15 – Мінімальна відстань у чистоті між напруженими на упори пучками
Figure 8.15 – Minimum clear spacing between ducts

8.10.2 Анкерування пучків арматури, напружених на упори

8.10.2.1 Загальні положення

(1) У зонах анкерування напруженої на бетон арматури необхідно враховувати наступні характеристики довжини (рисунок 8.16):

а) довжина зони передачі l_{pt} , на якій сила попереднього напруження P_0 повністю передається на бетон, див. 8.10.2.2 (2);

б) довжина зони розсіювання l_{disp} , на якій напруження у бетоні поступово лінійно розсіюються по бетонному перерізу, див. 8.10.2.2 (4);

с) довжина зони заанкерування l_{bpd} , на якій зусилля F_{pd} у арматурі повністю сприймаються заанкеруванням при досягненні граничного стану, див. 8.10.2.3 (4) і (5).

8.10.2 Anchorage of pre-tensioned tendons

8.10.2.1 General

(1) In anchorage regions for pre-tensioned tendons, the following length parameters should be considered, see Figure 8.16:

a) Transmission length, l_{pt} , over which the prestressing force (P_0) is fully transmitted to the concrete; see 8.10.2.2 (2);

b) Dispersion length, l_{disp} over which the concrete stresses gradually disperse to a linear distribution across the concrete section; see 8.10.2.2 (4);

c) Anchorage length, l_{bpd} , over which the tendon force F_{pd} in the ultimate limit state is fully anchored in the concrete; see 8.10.2.3 (4) and (5).

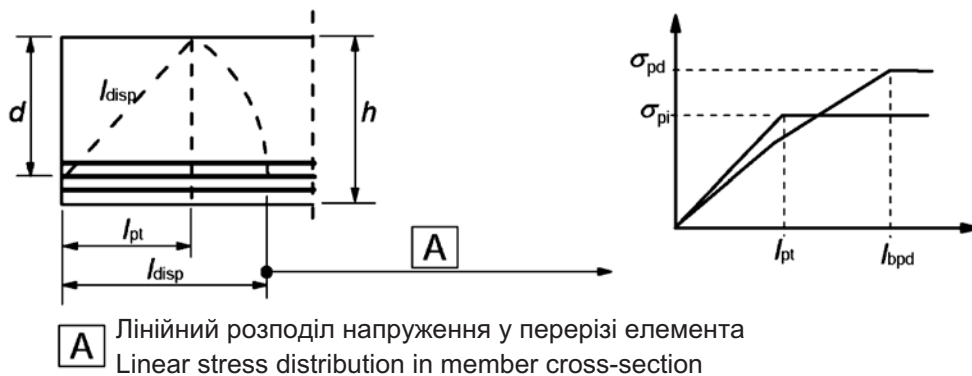


Рисунок 16 – Передача попереднього напруження у напружених елементах; характеристики довжини
Figure 8.16 – Transfer of prestress in pretensioned elements; length parameters

8.10.2.2 Передача попереднього напруження

(1) При відпусканні напруженої арматури допускається, що попереднє напруження передається на бетон через постійне напруження зчеплення f_{bpt} , коли:

$$f_{bpt} = \eta_{p1} \eta_1 f_{ctd}(t), \quad (8.15)$$

де:

η_{p1} – коефіцієнт, що враховує тип арматури і умови зчеплення при відпусканні;

$\eta_{p1} = 2,7$ – для дротів періодичного профілю;

$\eta_{p1} = 3,2$ – для 3- і 7-дротових канатів;

$\eta_1 = 1,0$ при хороших умовах зчеплення (див. 8.4.2);

8.10.2.2 Transfer of prestress

(1) At release of tendons, the prestress may be assumed to be transferred to the concrete by a constant bond stress f_{bpt} , where:

where:

η_{p1} is a coefficient that takes into account the type of tendon and the bond situation at release;

$\eta_{p1} = 2,7$ for indented wires;

$\eta_{p1} = 3,2$ for 3 and 7-wire strands;

$\eta_1 = 1,0$ for good bond conditions (see 8.4.2);

= 0,7 для інших умов, окрім випадків, коли більше значення обґрунтовано відповідно до умов виконання;

$f_{ctd}(t)$ – розрахункова величина міцності на розтяг у момент відпускання: $f_{ctd}(t) = \alpha_{ct} \times 0,7 \cdot f_{ctm}(t) / \gamma_c$, (див. також 3.1.2 (8) і 3.1.6 (2)P).

Примітка. Величини η_{p1} для типів пучків, що відрізняються від вищезазначених, можуть використовуватись відповідно до Європейського технічного ухвалення.

(2) Основна величина довжини зони передачі l_{pt} визначається:

$$l_{pt} = \alpha_1 \alpha_2 \phi \sigma_{pm0} / f_{bpt}, \quad (8.16)$$

де:

$\alpha_1 = 1,0$ для поступового вивільнення;

= 1,25 для моментального вивільнення;

$\alpha_2 = 0,25$ для арматури круглого поперечного перерізу;

= 0,19 для 3- і 7-дротових канатів;

ϕ – номінальний діаметр арматури;

σ_{pm0} – напруження в арматурі відразу після вивільнення.

(3) Розрахункова величина довжини зони передачі повинна призначатись як менш сприятлива із двох значень, у залежності від розрахункової ситуації:

$$l_{pt1} = 0,8l_{pt} \quad (8.17)$$

або

or

$$l_{pt2} = 1,2l_{pt}. \quad (8.18)$$

Примітка. Зазвичай, для перевірки місцевих напружень при відпусканні використовується менше значення, а більше – при перевірці за граничними станами I групи (зсув, анкерування тощо).

(4) Можна вважати, що за межами довжини зони розсіювання напруження у бетоні мають лінійний розподіл (рисунок 8.17):

$$l_{disp} = \sqrt{l_{pt}^2 + d^2}. \quad (8.19)$$

(5) Альтернативний розподіл попереднього напруження можливий при відповідному підтвердженні та при відповідних змінах у довжині зони передачі.

= 0,7 otherwise, unless a higher value can be justified with regard to special circumstances in execution;

$f_{ctd}(t)$ is the design tensile value of strength at time of release: $f_{ctd}(t) = \alpha_{ct} 0,7 \cdot f_{ctm}(t) / \gamma_c$ (see also 3.1.2 (8) and 3.1.6 (2)P).

Note: Values of η_{p1} for types of tendons other than those given above may be used subject to a European Technical Approval.

(2) The basic value of the transmission length, l_{pt} , is given by:

where:

$\alpha_1 = 1,0$ for gradual release;

= 1,25 for sudden release;

$\alpha_2 = 0,25$ for tendons with circular cross section;

= 0,19 for 3 and 7-wire strands

ϕ is the nominal diameter of tendon;

σ_{pm0} is the tendon stress just after release.

(3) The design value of the transmission length should be taken as the less favourable of two values, depending on the design situation:

Note: Normally the lower value is used for verifications of local stresses at release, the higher value for ultimate limit states (shear, anchorage etc.).

(4) Concrete stresses may be assumed to have a linear distribution outside the dispersion length, see Figure 8.17:

(5) Alternative build-up of prestress may be assumed, if adequately justified and if the transmission length is modified accordingly.

8.10.2.3 Анкерування зусиль розтягу при граничному стані I групи

(1) Анкерування напружених пучків арматури необхідно перевіряти у перерізах, де напруження розтягу у бетоні перевищують $f_{ctk, 0,05}$. Зусилля у пучках необхідно визначати для перерізу з тріщинами, враховуючи вплив зсуву згідно з 6.2.3 (6); див. також 9.2.1.3. Якщо напруження розтягу у бетоні менші ніж $f_{ctk, 0,05}$, то перевірка анкерування не вимагається.

(2) Міцність зчеплення при заанкеруванні у граничному стані I групи визначається як:

$$l_{bpd} = \eta_{p2} \eta_1 f_{ctd} , \quad (8.20)$$

де:

η_{p2} – коефіцієнт, що врахує тип пучків арматури і умови зчеплення при заанкеруванні;

$\eta_{p2} = 1,4$ для дротів періодичного профілю або;

$\eta_{p2} = 1,2$ для 7-дротових канатів;

η_1 – визначається як у 8.10.2.2 (1).

Примітка. Величини η_{p2} для типів пучків, що відрізняються від вищезазначених, можуть використовуватись відповідно до Європейського технічного ухвалення.

(3) У зв'язку із зростанням крихкості бетону з ростом його міцності, $f_{ctk, 0,05}$, у даному випадку, необхідно обмежувати величиною C60/75, якщо тільки не обґрунтовано, що середня міцність зчеплення зростає вище цієї межі.

(4) Загальна довжина зони анкерування для пучків при напруженнях σ_{pd} становить:

$$l_{bpd} = l_{pt2} + \alpha_2 \phi (\sigma_{pd} - \sigma_{pm\infty}) / f_{ctd} , \quad (8.21)$$

де:

l_{pt2} – найбільша розрахункова величина довжини зони передачі (див. 8.10.2.2(3));

α_2 – визначається як у 8.10.2.2(2);

σ_{pd} – напруження у пучку відповідно до зусилля, описаного у (1);

$\sigma_{pm\infty}$ – попереднє напруження після всіх втрат.

(5) Напруження у пучках у зоні заанкерування показані на рисунку 8.17.

(6) У випадку змішаного звичайного та попередньо напруженого на упори армування несучу здатність кожного виду можна сумувати.

8.10.2.3 Anchorage of tensile force for the ultimate limit state

(1) The anchorage of tendons should be checked in sections where the concrete tensile stress exceeds $f_{ctk, 0,05}$. The tendon force should be calculated for a cracked section, including the effect of shear according to 6.2.3 (6); see also 9.2.1.3. Where the concrete tensile stress is less than $f_{ctk, 0,05}$, no anchorage check is necessary.

(2) The bond strength for anchorage in the ultimate limit state is:

where:

η_{p2} is a coefficient that takes into account the type of tendon and the bond situation at anchorage;

$\eta_{p2} = 1,4$ for indented wires or;

$\eta_{p2} = 1,2$ for 7-wire strands;

η_1 is as defined in 8.10.2.2 (1).

Note: Values of η_{p2} for types of tendons other than those given above may be used subject to a European Technical Approval.

(3) Due to increasing brittleness with higher concrete strength, $f_{ctk, 0,05}$, should here be limited to the value for C60/75, unless it can be verified that the average bond strength increases above this limit.

(4) The total anchorage length for anchoring a tendon with stress σ_{pd} is:

where:

l_{pt2} is the upper design value of transmission length, see 8.10.2.2 (3);

α_2 as defined in 8.10.2.2 (2);

σ_{pd} is the tendon stress corresponding to the force described in (1);

$\sigma_{pm\infty}$ is the prestress after all losses.

(5) Tendon stresses in the anchorage zone are illustrated in Figure 8.17.

(6) In case of combined ordinary and pre-tensioned reinforcement, the anchorage capacities of each may be summed.

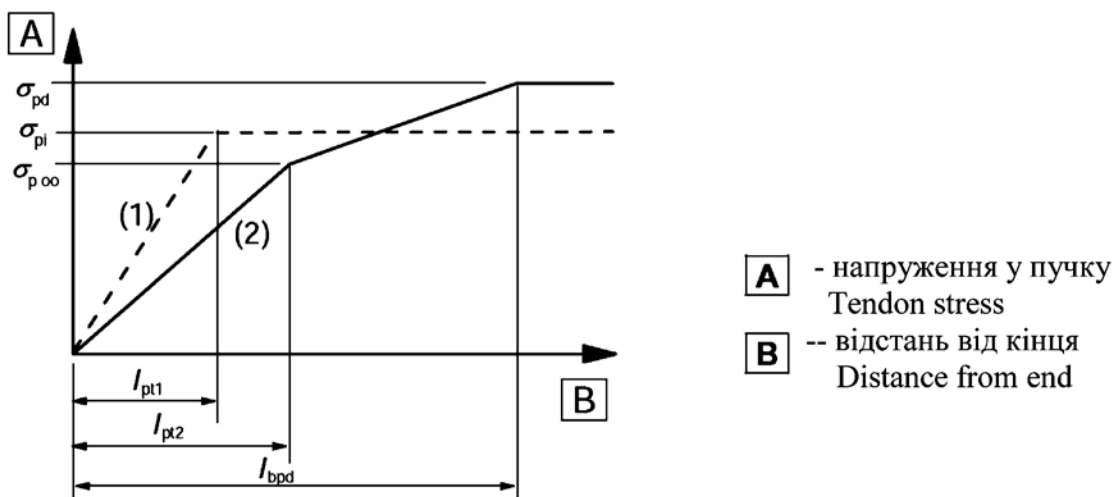


Рисунок 8.17 – Напруження у зоні заанкерування напружених на упори елементів:
 (1) при відпусканні пучків, (2) у граничному стані I групи

Figure 8.17 – Stresses in the anchorage zone of pre-tensioned members:
 (1) at release of tendons, (2) at ultimate limit state

8.10.3 Зони анкерування для елементів, що напружуються на бетон

(1) Проектування зон заанкерування повинно здійснюватись згідно з правилами застосування, наведеними нижче, та у 6.5.3.

(2) При розгляді впливу попереднього напруження як зосередженої сили у зоні заанкерування розрахункова величина попередньо напруженої арматури повинна бути у відповідності з 2.4.2.2(3) і повинна використовуватись найменша характеристична міцність бетону.

(3) Опорні напруження під анкерними пластинами повинні перевірятись згідно з відповідним Європейським технічним ухваленням.

(4) Зусилля розтягу, які спричинені зосередженими силами, повинні визначатись за допомогою стиснуто-розтягнутих моделей або через інші прийнятні моделі (див. 6.5). Конструювання арматури повинно здійснюватись за умови, що зусилля в ній досягають її розрахункової міцності. Якщо напруження у цій арматурі обмежені величиною 300 МПа, то перевірка на розкриття тріщин не обов'язкова.

(5) У якості спрощення можна допускати, що зусилля попереднього напруження розсіюються під кутом розповсюдження 2β (рисунок 8.18), починаючи з кінця анкерного пристрою, де β можна приймати $2/3$.

8.10.3 Anchorage zones of post-tensioned members

(1) The design of anchorage zones should be in accordance with the application rules given in this clause and those in 6.5.3.

(2) When considering the effects of the prestress as a concentrated force on the anchorage zone, the design value of the prestressing tendons should be in accordance with 2.4.2.2 (3) and the lower characteristic tensile strength of the concrete should be used.

(3) The bearing stress behind anchorage plates should be checked in accordance with the relevant European Technical Approval.

(4) Tensile forces due to concentrated forces should be assessed by a strut and tie model, or other appropriate representation (see 6.5). Reinforcement should be detailed assuming that it acts at its design strength. If the stress in this reinforcement is limited to 300 MPa no check of crack-widths is necessary.

(5) As a simplification the prestressing force may be assumed to disperse at an angle of spread 2β (see Figure 8.18), starting at the end of the anchorage device, where β may be assumed to be $\arctan 2/3$.

8.10.4 Анкери і з'єднання для попередньо напруженої арматури

(1)Р Анкерні пристрої, що застосовуються для натягування арматури на бетон, повинні відповідати анкерам, визначеним для систем попереднього напруження, а довжина зони заанкерування для арматури, що натягується на бетон, повинна забезпечувати досягнення повного розрахункового опору в арматурі з урахуванням дії будь-яких повторюваних та швидкоплинних впливів.

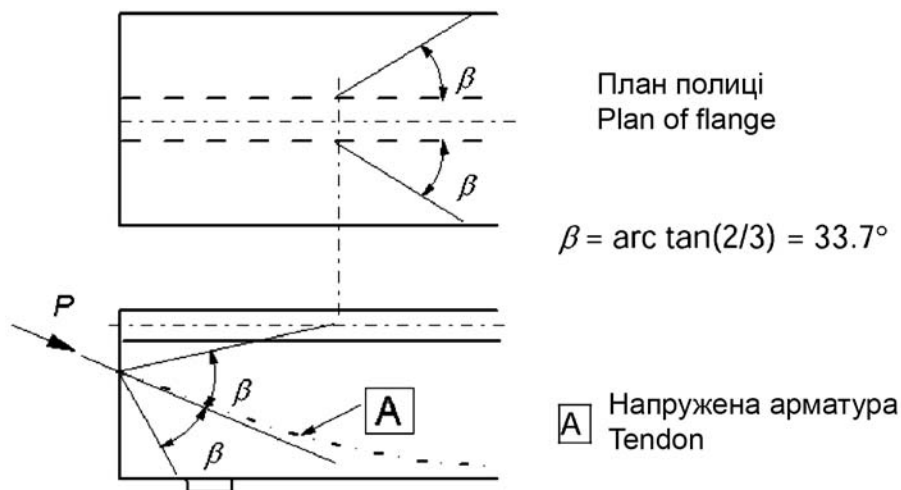


Рисунок 8.18 – Розсіювання попереднього напруження
Figure 8.18 – Dispersion of prestress

(2)Р При застосуванні з'єднувальних пристроїв вони повинні відповідати з'єднанням, визначеним для систем попереднього напруження і розміщуватись з урахуванням можливих перешкод і впливу, що можуть спричинити ці пристрої, на несучу здатність елемента, та можливість встановлення у відповідний спосіб додаткових пристроїв, які можуть знадобитись при зведенні.

(3) Обчислення місцевих впливів у бетоні та поперечної арматури повинні виконуватись у відповідності з 6.5 і 8.10.3.

(4) Зазвичай, з'єднувальні пристрої повинні розташовуватись за межами проміжних опор.

(5) Необхідно уникати розміщення 50% і більше з'єднань у одному поперечному перерізі, окрім випадків, коли показано, що вищий процент не спричинить збільшення ризику безпеки конструкції.

8.10.4 Anchorages and couplers for prestressing tendons

(1)P The anchorage devices used for post-tensioned tendons shall be in accordance with those specified for the prestressing system, and the anchorage lengths in the case of pre-tensioned tendons shall be such as to enable the full design strength of the tendons to be developed, taking account of any repeated, rapidly changing action effects.

(2)P Where couplers are used they shall be in accordance with those specified for the prestressing system and shall be so placed – taking account of the interference caused by these devices – that they do not affect the bearing capacity of the member and that any temporary anchorage which may be needed during construction can be introduced in a satisfactory manner.

(3) Calculations for local effects in the concrete and for the transverse reinforcement should be made in accordance with 6.5 and 8.10.3.

(4) In general, couplers should be located away from intermediate supports.

(5) The placing of couplers on 50% or more of the tendons at one cross-section should be avoided unless it can be shown that a higher percentage will not cause more risk to the safety of the structure.

8.10.5 Пристрої для відхилення

(1)Р Пристрій для відхилення повинен задовольняти наступні вимоги:

- сприймати поздовжні і поперечні зусилля на нього від напруженої арматури та передавати ці зусилля на конструкцію;
- гарантувати, що радіус кривизни попередньо напруженої арматури не викличе її перенапруження або пошкодження.

(2)Р У зонах відхилення трубки, які формують оболонку каналів, повинні сприймати радіальний тиск і поздовжній рух попередньо напруженої арматури без пошкоджень і погіршення їх належного функціонування.

(3)Р Радіус кривизни напруженої арматури у зоні пристрою для відхилення повинен відповідати EN 10138 і відповідному Європейському технічному ухваленню.

(4) Проектні відхилення напруженої арматури на кут до 0,01 радіуса можуть виконуватись без застосування пристроїв. Зусилля, що виникають при зміні кута із застосуванням пристроїв відповідно до Європейського технічного ухвалення, повинні враховуватись у проектних розрахунках.

8.10.5 Deviators

(1)P A deviator shall satisfy the following requirements:

- withstand both longitudinal and transverse forces that the tendon applies to it and transmit these forces to the structure;
- ensure that the radius of curvature of the prestressing tendon does not cause any overstressing or damage to it.

(2)P In the deviation zones the tubes forming the sheaths shall be able to sustain the radial pressure and longitudinal movement of the prestressing tendon, without damage and without impairing its proper functioning.

(3)P The radius of curvature of the tendon in a deviation zone shall be in accordance with EN 10138 and appropriate European Technical Approvals.

(4) Designed tendon deviations up to an angle of 0,01 radians may be permitted without using a deviator. The forces developed by the change of angle using a deviator in accordance with the relevant European Technical Approval should be taken into account in the design calculations.

9 КОНСТРУЮВАННЯ ЕЛЕМЕНТІВ І ОСОБЛИВІ ПРАВИЛА

9.1 Загальні положення

(1)P Вимоги стосовно безпеки, придатності до експлуатації та надійності задовольняються дотриманням наведених у цьому розділі правил, на додаток до загальних правил у інших місцях.

(2) Конструювання елементів повинно супроводжуватись відповідними прийнятними розрахунковими моделями.

(3) Для попередження крихкого руйнування, недопустимого розкриття тріщин, а також сприйняття зусиль, що виникають у закріпленнях, встановлюються мінімальні площі арматури.

Примітка. Правила, наведені у цьому розділі, застосовуються переважно до будівель із залізобетонних конструкцій.

9.2 Балки

9.2.1 Поздовжня арматура

9.2.1.1 Мінімальна та максимальна площі арматури

(1) Площа поздовжньої розтягнутої арматури повинна прийматись не менше ніж $A_{s,min}$.

Примітка 1. Див. також 7.3 стосовно площі поздовжньої розтягнутої арматури для обмеження утворення тріщин.

Примітка 2. Для балок величина $A_{s,min}$ може встановлюватись у національному додатку. Рекомендованою є величина, що визначається за формулою:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d, \quad \text{але не менше ніж } 0,0013 b_t d, \quad \text{but not less than } 0,0013 b_t d \quad (9.1N)$$

де:

b_t – означає середню ширину розтягнутої зони; для Т-подібних балок із стиснутими полицями при визначенні b_t враховується тільки ширина стінки;

f_{ctm} – повинна визначатись відносно відповідного класу міцності згідно з таблицею 3.1.

Як альтернатива для допоміжних елементів, де допускається певний ризик крихкого руйнування, $A_{s,min}$ може дорівнювати 1,2 величини площі, визначеної при перевірці за граничним станом ULS.

(2) Перерізи з меншим армуванням ніж $A_{s,min}$ повинні розглядатись як неармовані (розділ 12).

9 DETAILING OF MEMBERS AND PARTICULAR RULES

9.1 General

(1)P The requirements for safety, serviceability and durability are satisfied by following the rules given in this section in addition to the general rules given elsewhere.

(2) The detailing of members should be consistent with the design models adopted.

(3) Minimum areas of reinforcement are given in order to prevent a brittle failure, wide cracks and also to resist forces arising from restrained actions.

Note: The rules given in this section are mainly applicable to reinforced concrete buildings.

9.2 Beams

9.2.1 Longitudinal reinforcement

9.2.1.1 Minimum and maximum reinforcement areas

(1) The area of longitudinal tension reinforcement should not be taken as less than $A_{s,min}$.

Note 1: See also 7.3 for area of longitudinal tension reinforcement to control cracking.

Note 2: The value of $A_{s,min}$ for beams for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is given in the following:

where:

b_t denotes the mean width of the tension zone; for a T-beam with the flange in compression, only the width of the web is taken into account in calculating the value of b_t ;

f_{ctm} should be determined with respect to the relevant strength class according to Table 3.1.

Alternatively, for secondary elements, where some risk of brittle failure may be accepted, $A_{s,min}$ may be taken as 1,2 times the area required in ULS verification.

(2) Sections containing less reinforcement than $A_{s,min}$ should be considered as unreinforced (see Section 12).

(3) Площа поперечного перерізу розтягнутої та стиснутої арматури не повинна перевищувати $A_{s,max}$ за межами напуску.

Примітка. Для балок величина $A_{s,max}$ може встановлюватись у національному додатку. Рекомендованою є величина $0,04 A_c$.

(4) Для елементів, попередньо напружених пучками без постійного зчеплення або канатами із зовнішнім розташуванням, необхідно перевіряти, щоб гранична несуча здатність на згин була більша ніж згинальний момент тріщиноутворення. Несуча здатність, що перевищує момент тріщиноутворення в 1,15 раза, є достатньою.

9.2.1.2 Інші аспекти конструювання

(1) У монолітних конструкціях навіть за умови шарнірних опор при розрахунку перерізу над опорами повинні розраховуватись на згинальний момент, що виникає від часткового защемлення, який дорівнює β_1 від максимального згинального моменту у прольоті.

Примітка 1. Для балок величина β_1 може встановлюватись у національному додатку. Рекомендованою є величина $0,15$.

Примітка 2. Використовується мінімальна площа поздовжньої арматури у перерізі, визначена у 9.2.1.1 (1).

(2) На проміжних опорах нерозрізних балок загальна площа розтягнутої арматури A_s у перерізі з полицею повинна поширюватись на робочу ширину полиці (див. 5.3.2). Частина арматури може зосереджуватись на ширині стінки (рисунок 9.1).

(3) The cross-sectional area of tension or compression reinforcement should not exceed $A_{s,max}$ outside lap locations.

Note: The value of $A_{s,max}$ for beams for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is $0,04 A_c$.

(4) For members prestressed with permanently unbonded tendons or with external prestressing cables, it should be verified that the ultimate bending capacity is larger than the flexural cracking moment. A capacity of 1,15 times the cracking moment is sufficient.

9.2.1.2 Other detailing arrangements

(1) In monolithic construction, even when simple supports have been assumed in design, the section at supports should be designed for a bending moment arising from partial fixity of at least β_1 of the maximum bending moment in the span.

Note 1: The value of β_1 for beams for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is $0,15$.

Note 2: The minimum area of longitudinal reinforcement section defined in 9.2.1.1 (1) applies.

(2) At intermediate supports of continuous beams, the total area of tension reinforcement A_s of a flanged cross-section should be spread over the effective width of flange (see 5.3.2). Part of it may be concentrated over the web width (See Figure 9.1).

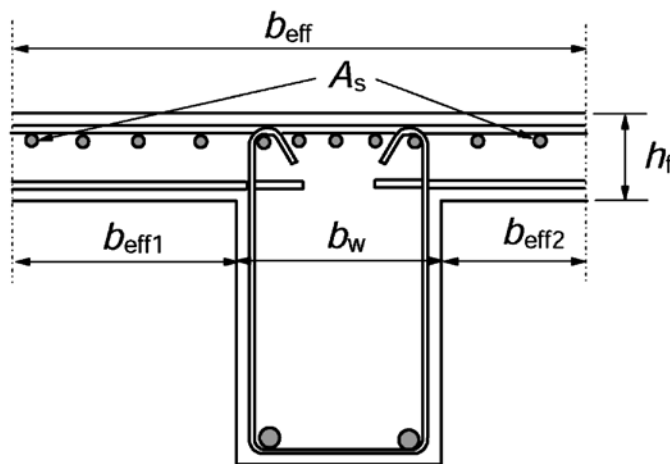


Рисунок 9.1 – Розташування розтягнутої арматури у перерізі з полицями
Figure 9.1 – Placing of tension reinforcement in flanged cross-section

(3) Будь-яка поздовжня стиснута арматура (діаметром ϕ), яка враховується при визначенні несучої здатності, повинна охоплюватись поперечною арматурою з кроком не більше ніж 15ϕ .

9.2.1.3 Обривання поздовжньої розтягнутої арматури

(1) Для сприйняття огинаючої діючих зусиль розтягу, включно із впливом похилих тріщин у стінках і полицях, у всіх перерізах необхідно забезпечити відповідне армування.

(2) Для елементів з поперечною арматурою необхідно визначати додаткове зусилля розтягу ΔF_{td} відповідно до 6.2.3 (7). Для елементів без поперечної арматури ΔF_{td} можна визначати шляхом зміщення епюри моментів на відстань $a_t = d$ згідно з 6.2.2 (5). Це "правило зміщення" може також використовуватись у якості альтернативи для елементів з поперечною арматурою, якщо:

$$a_t = z(\cot \theta - \cot \alpha) / 2 \quad \text{(позначення визначено у 6.2.3)} \quad (9.2)$$

(symbols defined in 6.2.3)

Додаткове зусилля розтягу показано на рисунку 9.2.

(3) Міцність стрижнів у межах довжини зони анкерування може враховуватись за умови лінійної зміни зусиль (рисунок 9.2). При консервативному підході цей внесок можна не враховувати.

(4) Довжина зони анкерування загнутого стрижня, внесок якого у опір зсуву враховується, повинна бути не меншою ніж $1,3 l_{bd}$ у зоні розтягу і $0,7 l_{bd}$ у зоні стиску. Вона вимірюється від точки перетину осей загнутого стрижня та поздовжньої арматури.

(3) Any compression longitudinal reinforcement (diameter ϕ) which is included in the resistance calculation should be held by transverse reinforcement with spacing not greater than 15ϕ .

9.2.1.3 Curtailment of longitudinal tension reinforcement

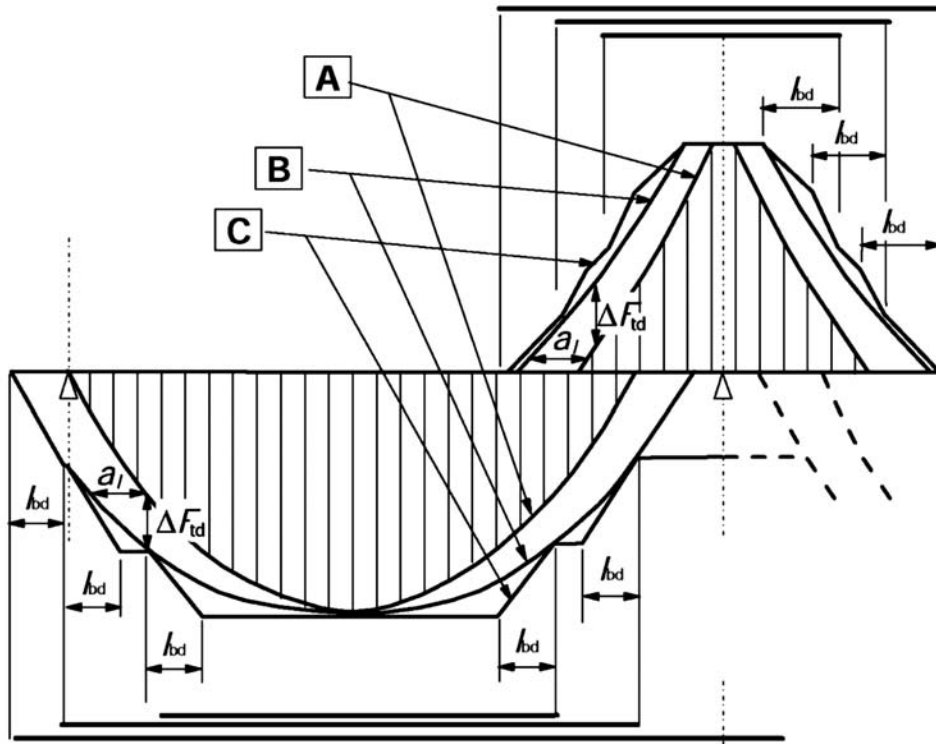
(1) Sufficient reinforcement should be provided at all sections to resist the envelope of the acting tensile force, including the effect of inclined cracks in webs and flanges.

(2) For members with shear reinforcement the additional tensile force, ΔF_{td} , should be calculated according to 6.2.3 (7). For members without shear reinforcement ΔF_{td} may be estimated by shifting the moment curve a distance $a_t = d$ according to 6.2.2 (5). This "shift rule" may also be used as an alternative for members with shear reinforcement, where:

The additional tensile force is illustrated in Figure 9.2.

(3) The resistance of bars within their anchorage lengths may be taken into account, assuming a linear variation of force, see Figure 9.2. As a conservative simplification this contribution may be ignored.

(4) The anchorage length of a bent-up bar which contributes to the resistance to shear should be not less than $1,3 l_{bd}$ in the tension zone and $0,7 l_{bd}$ in the compression zone. It is measured from the point of intersection of the axes of the bent-up bar and the longitudinal reinforcement.



A - огибаюча $M_{Ed}/z + N_{Ed}$ **B** - діюче зусилля розтягу F_s **C** - зусилля опору розтягу F_{Rs}
 - Envelope of $M_{Ed}/z + N_{Ed}$ - acting tensile force F_s - resisting tensile force F_{Rs}

Рисунок 9.2 – Ілюстрація обрізання поздовжньої арматури з урахуванням впливу похилих тріщин і опору арматури в межах довжин зон анкерувань

Figure 9.2 – Illustration of the curtailment of longitudinal reinforcement, taking into account the effect of inclined cracks and the resistance of reinforcement within anchorage lengths

9.2.1.4 Анкерування нижньої арматури на крайніх опорах

(1) Площа нижньої арматури, встановленої на опорах, приймається у розрахунку з незначним закріпленням або без закріплення кінців, і повинна становити щонайменше β_2 від площі арматури, встановленої у прольоті.

Примітка. Для балок величина β_2 може встановлюватись у національному додатку. Рекомендованою є величина 0,25.

(2) Зусилля розтягу, які повинні заанкеруватись, можна визначити згідно з 6.2.3 (7) (елементи з поперечним армуванням) з урахуванням внеску осьової сили, за наявності, або відповідно до правила зміщення:

$$F_E - |V_{Ed}| \cdot a_1 / z + N_{Ed} , \quad (9.3)$$

де N_{Ed} – осьова сила, яку необхідно додавати або віднімати від зусилля розтягу; a_1 – див. 9.2.1.3 (2).

9.2.1.4 Anchorage of bottom reinforcement at an end supports

(1) The area of bottom reinforcement provided at supports with little or no end fixity assumed in design, should be at least β_2 of the area of steel provided in the span.

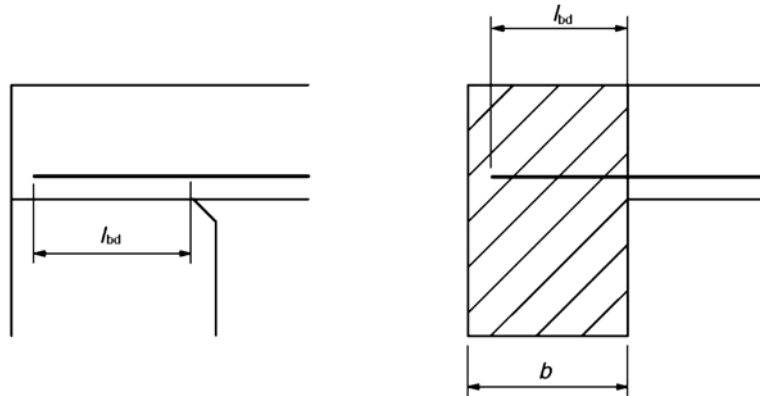
Note: The value of β_2 for beams for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is 0,25.

(2) The tensile force to be anchored may be determined according to 6.2.3 (7) (members with shear reinforcement) including the contribution of the axial force if any, or according to the shift rule:

where N_{Ed} is the axial force, to be added to or subtracted from the tensile force; a_1 see 9.2.1.3 (2).

(3) Довжина зони заанкерування l_{bd} – згідно з 8.4.4, виміряна від лінії контакту між балкою і опорою. Поперечний тиск може враховуватись при безпосередньому обпиранні (рисунок 9.3).

(3) The anchorage length is l_{bd} according to 8.4.4, measured from the line of contact between beam and support. Transverse pressure may be taken into account for direct support. See Figure 9.3.



а – безпосереднє обпирання:
балка обпирається на стіну або колону
Direct support:
Beam supported by wall or column

б – непряме обпирання: балка пересікається
іншою підтримуючою балкою
Indirect support:
Beam intersecting another supporting beam

Рисунок 9.3 – Анкерування нижньої арматури на крайніх опорах
Figure 9.3 – Anchorage of bottom reinforcement at end supports

9.2.1.5 Анкерування нижньої арматури на проміжних опорах

9.2.1.5 Anchorage of bottom reinforcement at intermediate supports

(1) Застосовується площа арматури відповідно до 9.2.1.4 (1).

(1) The area of reinforcement given in 9.2.1.4 (1) applies.

(2) Довжина зони заанкерування повинна бути не менше ніж 10ϕ (для прямих стрижнів) або не менше ніж діаметр сердечника (для гаків і загинів при діаметрі стрижня щонайменше 16 мм або подвійному діаметрі сердечника для всіх інших випадків) (рисунок 9.4 а). Такі мінімальні значення, як правило, є достатніми, але більш детальне визначення можна виконати згідно з 6.6.

(2) The anchorage length should not be less than 10ϕ (for straight bars) or not less than the diameter of the mandrel (for hooks and bends with bar diameters at least equal to 16 mm) or twice the diameter of the mandrel (in other cases) (see Figure 9.4 (a)). These minimum values are normally valid but a more refined analysis may be carried out in accordance with 6.6.

(3) Необхідність арматури для сприйняття можливих позитивних моментів (наприклад, при осіданні опор, вибуху тощо) повинна визначатись у документації до контракту. Ця арматура повинна бути нерозрізною, що досягається шляхом напуску стрижнів (рисунок 9.4 б або с).

(3) The reinforcement required to resist possible positive moments (e.g. settlement of the support, explosion, etc.) should be specified in contract documents. This reinforcement should be continuous which may be achieved by means of lapped bars (see Figure 9.4 (b) or (c)).

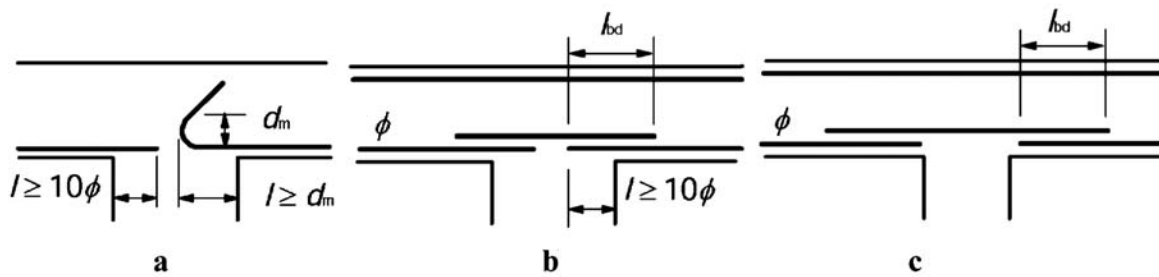


Рисунок 9.4 – Заанкерування на проміжних опорах
Figure 9.4 – Anchorage at intermediate supports

9.2.2 Поперечне армування

(1) Поперечна арматура повинна формувати кут α між 45° і 90° до поздовжньої осі конструктивного елемента.

(2) Поперечне армування може складатись із:

- з'єднань, що охоплюють поздовжню розтягнуту арматуру і стиснуту зону (рисунок 9.5);
- загнутих стрижнів;
- сіток, каркасів тощо, які замоноличуються без з'єднання з поздовжньою арматурою, але належним чином заанкерованих у зонах стиску і розтягу.

9.2.2 Shear reinforcement

(1) The shear reinforcement should form an angle α of between 45° and 90° to the longitudinal axis of the structural element.

(2) The shear reinforcement may consist of a combination of:

- links enclosing the longitudinal tension reinforcement and the compression zone (see Figure 9.5);
- bent-up bars;
- cages, ladders, etc. which are cast in without enclosing the longitudinal reinforcement but are properly anchored in the compression and tension zones.

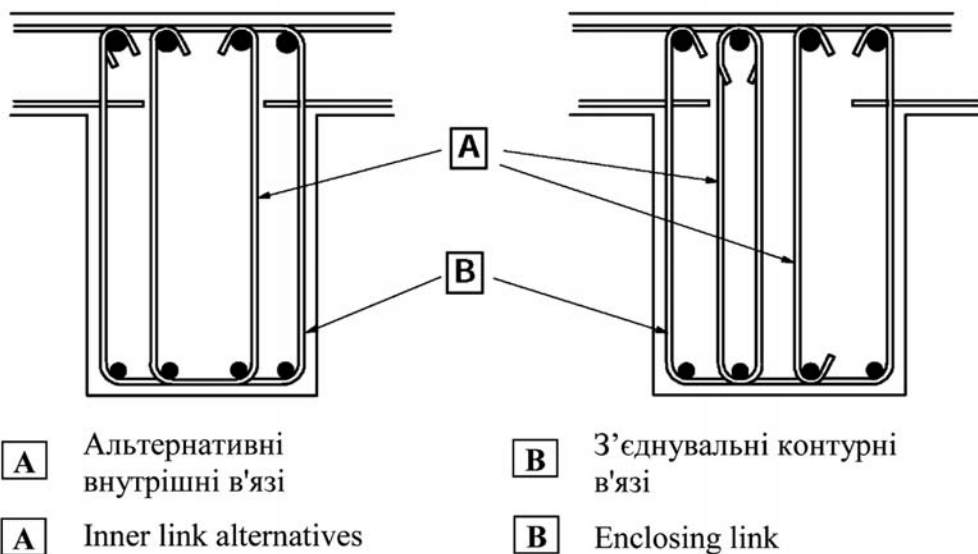


Рисунок 9.5 – Приклади поперечного армування
Figure 9.5 – Examples of shear reinforcement

(3) В'язі повинні належним чином заанкеруватись. З'єднання напуском по вертикалі близько до поверхні стінки дозволяється за умови, що в'язі не встановлюються за вимогами прийняття кручення.

(3) Links should be effectively anchored. A lap joint on the leg near the surface of the web is permitted provided that the link is not required to resist torsion.

(4) Як мінімум β_3 від необхідної поперечної арматури повинно встановлюватись у формі в'язей.

Примітка. Величина β_3 для конкретної країни може встановлюватись у національному додатку. Рекомендованою є величина 0,5.

(5) Процент поперечного армування визначається за виразом:

$$\rho_w = A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot \sin \alpha), \quad (9.4)$$

де:

ρ_w – процент поперечного армування, ρ_w не повинен бути меншим ніж $\rho_{w,min}$;

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

s – крок поперечної арматури у напрямку поздовжньої осі елемента;

b_w – ширина стінки елемента;

α – кут між поперечною арматурою і поздовжньою віссю (див. 9.2.2 (1)).

Примітка. Величина $\rho_{w,min}$ для конкретної країни може встановлюватись у національному додатку. Рекомендована величина визначається за виразом.

$$\rho_{w,min} = (0,08 \sqrt{f_{ck}}) / f_{yk} . \quad (9.5N)$$

(6) Максимальний поздовжній крок між елементами, що працюють на зсув, не повинен перевищувати $s_{l,max}$.

Примітка. Величина $s_{l,max}$ для конкретної країни може встановлюватись у національному додатку. Рекомендована величина визначається за виразом.

$$s_{l,max} = 0,75d (1 + \cot \alpha) , \quad (9.6N)$$

де α – нахил поперечної арматури до поздовжньої осі балки.

(7) Максимальний поздовжній крок загнутих стрижнів не повинен перевищувати $s_{b,max}$.

Примітка. Величина $s_{b,max}$ для конкретної країни може встановлюватись у національному додатку. Рекомендована величина визначається за виразом.

$$s_{b,max} = 0,6d (1 + \cot \alpha) . \quad (9.7N)$$

(8) Поперечний крок стояків у певній кількості поперечних в'язей не повинен перевищувати $s_{t,max}$.

Примітка. Величина $s_{t,max}$ для конкретної країни може встановлюватись у національному додатку. Рекомендована величина визначається за виразом.

$$s_{t,max} = 0,75d \leq 600 \text{ мм (mm)} . \quad (9.8N)$$

(4) At least β_3 of the necessary shear reinforcement should be in the form of links.

Note: The value of β_3 for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is 0,5.

(5) The ratio of shear reinforcement is given by Expression (9.4):

where:

ρ_w is the shear reinforcement ratio ρ_w should not be less than $\rho_{w,min}$;

A_{sw} is the area of shear reinforcement within length s ;

s is the spacing of the shear reinforcement measured along the longitudinal axis of the member;

b_w is the breadth of the web of the member;

α is the angle between shear reinforcement and the longitudinal axis (see 9.2.2 (1))

Note: The value of $\rho_{w,min}$ for beams for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is given Expression (9.5N)

(6) The maximum longitudinal spacing between shear assemblies should not exceed $s_{l,max}$.

Note: The value of $s_{l,max}$ for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is given by Expression (9.6N)

where α is the inclination of the shear reinforcement to the longitudinal axis of the beam.

(7) The maximum longitudinal spacing of bent-up bars should not exceed $s_{b,max}$.

Note: The value of $s_{b,max}$ for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is $s_{b,max}$ given by Expression (9.7N)

(8) The transverse spacing of the legs in a series of shear links should not exceed $s_{t,max}$.

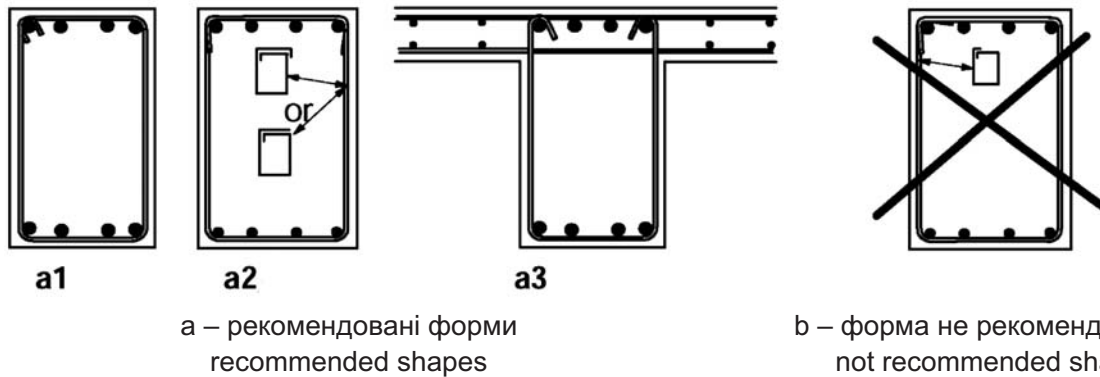
Note: The value of $s_{t,max}$ for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is given by Expression (9.8N)

9.2.3 Арматура на кручення

(1) Хомути на кручення повинні бути замкненими та заанкерованими за допомогою напусків або гаків (рисунок 9.6), і повинні утворювати кут 90° з віссю конструктивного елемента.

9.2.3 Torsion reinforcement

(1) The torsion links should be closed and be anchored by means of laps or hooked ends, see Figure 9.6, and should form an angle of 90° with the axis of the structural element.



Примітка. Другий альтернативний варіант для a2 (нижній ескіз) повинен мати повний напуск вдовж верхньої грані

Note: The second alternative for a2 (lower sketch) should have a full lap length along the top

Рисунок 9.6 – Приклади форм хомутів на кручення

Figure 9.6 – Examples of shapes for torsion links

(2) Дотримання положень 9.2.2 (5) і (6) зазвичай є достатнім для забезпечення мінімально необхідних в'язей на кручення.

(2) The provisions of 9.2.2 (5) and (6) are generally sufficient to provide the minimum torsion links required.

(3) Поздовжній крок хомутів на кручення не повинен перевищувати $u/8$ (6.3.2, рисунок 6.11) або вимогу 9.2.2 (6), або менший розмір поперечного перерізу балки.

(3) The longitudinal spacing of the torsion links should not exceed $u/8$ (see 6.3.2, Figure 6.11, for the notation), or the requirement in 9.2.2 (6) or the lesser dimension of the beam cross-section.

(4) Поздовжні стрижні повинні розташовуватись так, щоб у кожному куті був, як мінімум, один стрижень, а інші рівномірно розподілялись вдовж внутрішнього контуру хомутів з кроком, що не перевищує 350 мм.

(4) The longitudinal bars should be so arranged that there is at least one bar at each corner, the others being distributed uniformly around the inner periphery of the links, with a spacing not greater than 350 mm.

9.2.4 Поверхнєве армування

9.2.4 Surface reinforcement

(1) Встановлення поверхнєвої арматури може знадобитись для обмеження розкриття тріщин або для забезпечення необхідного опору розтріскуванню захисного шару бетону.

(1) It may be necessary to provide surface reinforcement either to control cracking or to ensure adequate resistance to spalling of the cover.

Примітка. Правила конструювання поверхнєвої арматури наведено в додатку J.

Note: Detailing rules for surface reinforcement are given in Informative Annex J.

9.2.5 Опосередковані опори

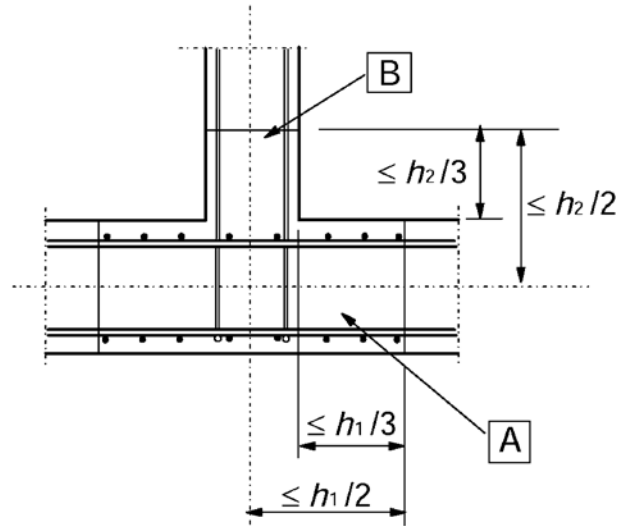
9.2.5 Indirect supports

(1) При обпиранні балки на іншу балку, а не на стіну або колону необхідно передбачати та розраховувати армування для сприйняття взаємної реакції. Таке армування повинно бути додатковим до необхідного від інших навантажень. Це правило застосовується для плит, що не обпираються на верх балок.

(1) Where a beam is supported by a beam instead of a wall or column, reinforcement should be provided and designed to resist the mutual reaction. This reinforcement is in addition to that required for other reasons. This rule also applies to a slab not supported at the top of a beam.

(2) Опорна арматура між двома балками повинна включати з'єднувальну, що охоплює основну арматуру опорного елемента. Деякі із з'єднань можуть поширюватись за межі об'єму бетону, який є спільним для двох балок (рисунк 9.7).

(2) The supporting reinforcement between two beams should consist of links surrounding the principal reinforcement of the supporting member. Some of these links may be distributed outside the volume of the concrete, which is common to the two beams, (see Figure 9.7).



A опорна балка висотою h_1
supporting beam with height h_1 **B** балка, що обпирається, висотою $h_2 (h_1 \geq h_2)$
supported beam with height $h_2 (h_1 \geq h_2)$

Рисунок 9.7 – Розміщення опорної арматури у зоні перетину двох балок (вид у плані)

Figure 9.7 – Placing of supporting reinforcement in the intersection zone of two beams (plan view)

9.3 Суцільні плити

(1) Цей розділ застосовується до плит, суцільних у одному або двох напрямках, у яких b і l_{eff} становлять не менше ніж $5h$ (рисунк 5.3.1).

9.3 Solid slabs

(1) This section applies to one-way and two-way solid slabs for which b and l_{eff} are not less than $5h$ (see 5.3.1).

9.3.1 Арматування на згин

9.3.1 Flexural reinforcement

9.3.1.1 Загальні положення

9.3.1.1 General

(1) У головних напрямках застосовуються мінімальні та максимальні проценти армування згідно з 9.2.1.1 (1) і (3).

(1) For the minimum and the maximum steel percentages in the main direction 9.2.1.1 (1) and (3) apply.

Примітка. На додаток до примітки 2 у 9.2.1.1 (1) для плит, у яких ризик крихкого руйнування незначний, $A_{s,min}$ можна приймати 1,2 від площі арматури, необхідної згідно з перевіркою за граничним станом ULS.

Note: In addition to Note 2 of 9.2.1.1 (1), for slabs where the risk of brittle failure is small, $A_{s,min}$ may be taken as 1,2 times the area required in ULS verification.

(2) У суцільних в одному напрямі плитах допоміжна поперечна арматура повинна становити не менше ніж 20% від кількості основної арматури. В опорних зонах поперечна до верхніх основних стрижнів арматура не вимагається, якщо відсутні поперечні згинальні моменти.

(2) Secondary transverse reinforcement of not less than 20% of the principal reinforcement should be provided in one way slabs. In areas near supports transverse reinforcement to principal top bars is not necessary where there is no transverse bending moment.

(3) Крок стрижнів не повинен перевищувати $S_{max,slabs}$.

(3) The spacing of bars should not exceed $S_{max,slabs}$.

Примітка. Величина $s_{\max,slabs}$ для конкретної країни може встановлюватись у національному додатку. Рекомендуються наступні величини:

- для основної арматури $3h \leq 400$ мм, де h – загальна товщина плити;
- для додаткової арматури $3h \leq 450$ мм.

У зонах зосереджених навантажень або максимальних моментів рекомендуються наступні величини:

- для основної арматури $2h \leq 250$ мм;
- для додаткової арматури, $3h \leq 400$ мм.

(4) Також застосовуються правила, наведені у 9.2.1.3 (1)...(3), 9.2.1.4 (1)...(3) та 9.2.1.5 (1)-(2), але при $a_1 = d$.

9.3.1.2 Армуння плит в опорних зонах

(1) У шарнірно обпертих плитах половина визначеної для прольоту арматури повинна продовжуватись аж до опори і заанкеруватись у ній згідно з 8.4.4.

Примітка. Обривання і заанкерування арматури виконується відповідно до 9.2.1.3, 9.2.1.4 і 9.2.1.5.

(2) За наявності часткового защемлення вдовж грані плити, але не врахуванні його у розрахунку верхня арматура повинна розраховуватись на сприйняття щонайменше 25% максимального моменту у прилеглому прольоті. Ця арматура повинна продовжуватись на відстань не менше ніж 0,2 від величини прилеглого прольоту, виміряного від грані опори. Вона повинна бути нерозривною на проміжних опорах і заанкеруватись на крайніх опорах. На крайній опорі величину моменту, який повинен сприйматись, можна зменшити до 15% від максимального у прилеглому прольоті.

9.3.1.3 Армуння у кутах

(1) Якщо конструювання опори передбачено так, що плита повинна закріплюватись від піднімання у куті, то необхідно забезпечувати відповідне армування.

9.3.1.4 Армуння вільних граней

(1) Вдовж вільних (без обпирання) граней плити, як правило, повинна мати поздовжнє і поперечне армування, в основному розміщене, як показано на рисунку 9.8.

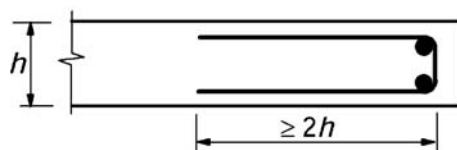


Рисунок 9.8 – Армуння грані плити
Figure 9.8 – Edge reinforcement for a slab

Note: The value of $s_{\max,slabs}$ for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is:

- for the principal reinforcement, $3h \leq 400$ mm, where h is the total depth of the slab;
- for the secondary reinforcement, $3h \leq 450$ mm.

In areas with concentrated loads or areas of maximum moment those provisions become respectively:

- for the principal reinforcement, $2h \leq 250$ mm
- for the secondary reinforcement, $3h \leq 400$ mm.

(4) The rules given in 9.2.1.3 (1) to (3), 9.2.1.4 (1) to (3) and 9.2.1.5 (1) to (2) also apply but with $a_1 = d$.

9.3.1.2 Reinforcement in slabs near supports

(1) In simply supported slabs, half the calculated span reinforcement should continue up to the support and be anchored therein in accordance with 8.4.4.

Note: Curtailment and anchorage of reinforcement may be carried out according to 9.2.1.3, 9.2.1.4 and 9.2.1.5.

(2) Where partial fixity occurs along an edge of a slab, but is not taken into account in the analysis, the top reinforcement should be capable of resisting at least 25% of the maximum moment in the adjacent span. This reinforcement should extend at least 0,2 times the length of the adjacent span, measured from the face of the support. It should be continuous across internal supports and anchored at end supports. At an end support the moment to be resisted may be reduced to 15% of the maximum moment in the adjacent span.

9.3.1.3 Corner reinforcement

(1) If the detailing arrangements at a support are such that lifting of the slab at a corner is restrained, suitable reinforcement should be provided.

9.3.1.4 Reinforcement at the free edges

(1) Along a free (unsupported) edge, a slab should normally contain longitudinal and transverse reinforcement, generally arranged as shown in Figure 9.8.

(2) Звичайне армування плит може працювати у якості арматури граней.

9.3.2 Поперечне армування

(1) Плита, у якій передбачається поперечне армування, повинна мати товщину щонайменше 200 мм.

(2) При конструюванні поперечної арматури застосовується визначення мінімальної величини і процента армування за 9.2.2, якщо нижченаведене не змінює ці положення.

(3) У плитах, якщо $|V_{Ed}| \leq 1/3 V_{Rd,max}$ (див. 6.2), поперечна арматура може повністю складатись із загнутих стрижнів або виробів для поперечного армування (каркасів).

(4) Максимальний крок у поздовжньому напрямі з'єднань один за одним становить:

$$s_{max} = 0,75d (1 + \cot \alpha), \quad (9.9)$$

де α – нахил поперечної арматури.

Максимальний крок у поздовжньому напрямі загнутих стрижнів становить:

$$s_{max} = d. \quad (9.10)$$

(5) Максимальний крок поперечної арматури не повинен перевищувати $1,5d$.

9.4 Плоскі плити

9.4.1 Плита біля середніх колон

(1) Розміщення арматури у плитах плоскої конструкції повинно відображати характер роботи в умовах експлуатації. Як правило, це призводить до концентрації арматури навколо колон.

(2) Біля середніх колон, якщо не виконується точна перевірка за граничними станами II групи, верхня арматура площею $0,5 A_t$ повинна розташовуватись на ширині, яка дорівнює $0,125$ від сумарної ширини плити або сторони колони. A_t виражає площу арматури, яка необхідна для сприйняття повного негативного моменту як сумарного з двох половин прольоту плит по обидві сторони колони.

(3) Біля середніх колон нижню арматуру (≥ 2 стрижні) необхідно встановлювати у кожному ортогональному напрямку і ця арматура повинна проходити через колону.

(2) The normal reinforcement provided for a slab may act as edge reinforcement.

9.3.2 Shear reinforcement

(1) A slab in which shear reinforcement is provided should have a depth of at least 200 mm.

(2) In detailing the shear reinforcement, the minimum value and definition of reinforcement ratio in 9.2.2 apply, unless modified by the following.

(3) In slabs, if $|V_{Ed}| \leq 1/3 V_{Rd,max}$ (see 6.2), the shear reinforcement may consist entirely of bent-up bars or of shear reinforcement assemblies.

(4) The maximum longitudinal spacing of successive series of links is given by:

where α is the inclination of the shear reinforcement.

The maximum longitudinal spacing of bent-up bars is given by:

(5) The maximum transverse spacing of shear reinforcement should not exceed $1,5d$.

9.4 Flat slabs

9.4.1 Slab at internal columns

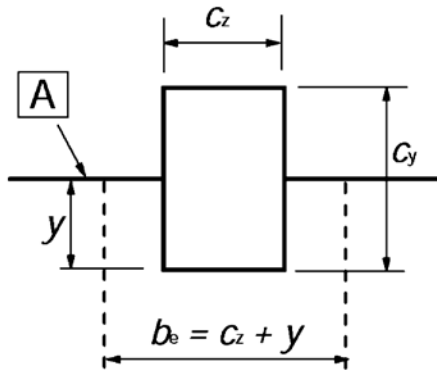
(1) The arrangement of reinforcement in flat slab construction should reflect the behaviour under working conditions. In general this will result in a concentration of reinforcement over the columns.

(2) A_t internal columns, unless rigorous serviceability calculations are carried out, top reinforcement of area $0,5 A_t$ should be placed in a width equal to the sum of $0,125$ times the panel width on either side of the column. A_t represents the area of reinforcement required to resist the full negative moment from the sum of the two half panels each side of the column.

(3) Bottom reinforcement (≥ 2 bars) in each orthogonal direction should be provided at internal columns and this reinforcement should pass through the column.

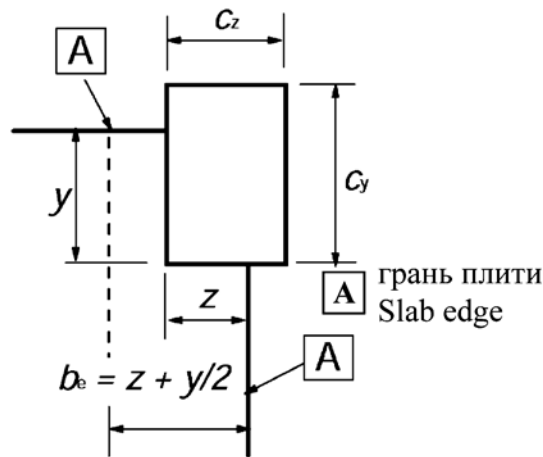
9.4.2 Плита біля крайніх і кутових колон

(1) Арматура, перпендикулярна до відкритої грані, необхідна для передачі згинальних моментів від плити на крайню або кутову колону, і повинна розміщуватись в межах робочої ширини b_e , показаної на рисунку 9.9.



a – крайня колона
Edge column

y може бути $> c_y$
 y can be $> c_y$



b – кутова колона
Corner column

z може бути $> c_z$, а y може бути $> c_y$
 z can be $> c_z$ and y can be $> c_y$

y – відстань від грані плити до найбільш віддаленої внутрішньої грані колони
 y is the distance from the edge of the slab to the innermost face of the column

Рисунок 9.9 – Робоча ширина b_e плоскої плити
Figure 9.9 – Effective width, b_e , of a flat slab

9.4.3 Поперечне армування на зсув при продавлюванні

(1) Якщо необхідно встановлювати поперечну арматуру на продавлювання (див. 6.4), вона повинна розміщуватись між площею навантаження/колони і kd всередині контрольного периметра, з якого поперечна арматура вже не вимагається. Арматура повинна встановлюватись щонайменше по двох периметрах у вигляді вертикальних елементів (хомутів) (рисунку 9.10). Крок з'єднувальних хомутиків між периметрами не повинен перевищувати $0,75d$.

Крок хомутиків по периметру не повинен перевищувати $1,5d$ у першому контрольному периметрі ($2d$ від площі навантаження) і $2d$ – для периметрів за межами першого контрольного периметра, якщо допускається, що та частина периметра вносить вклад у несучу здатність на зсув (рисунку 6.22).

9.4.3 Punching shear reinforcement

(1) Where punching shear reinforcement is required (see 6.4) it should be placed between the loaded area/column and kd inside the control perimeter at which shear reinforcement is no longer required. It should be provided in at least two perimeters of link legs (see Figure 9.10). The spacing of the link leg perimeters should not exceed $0,75d$.

The spacing of link legs around a perimeter should not exceed $1,5d$ within the first control perimeter ($2d$ from loaded area), and should not exceed $2d$ for perimeters outside the first control perimeter where that part of the perimeter is assumed to contribute to the shear capacity (see Figure 6.22).

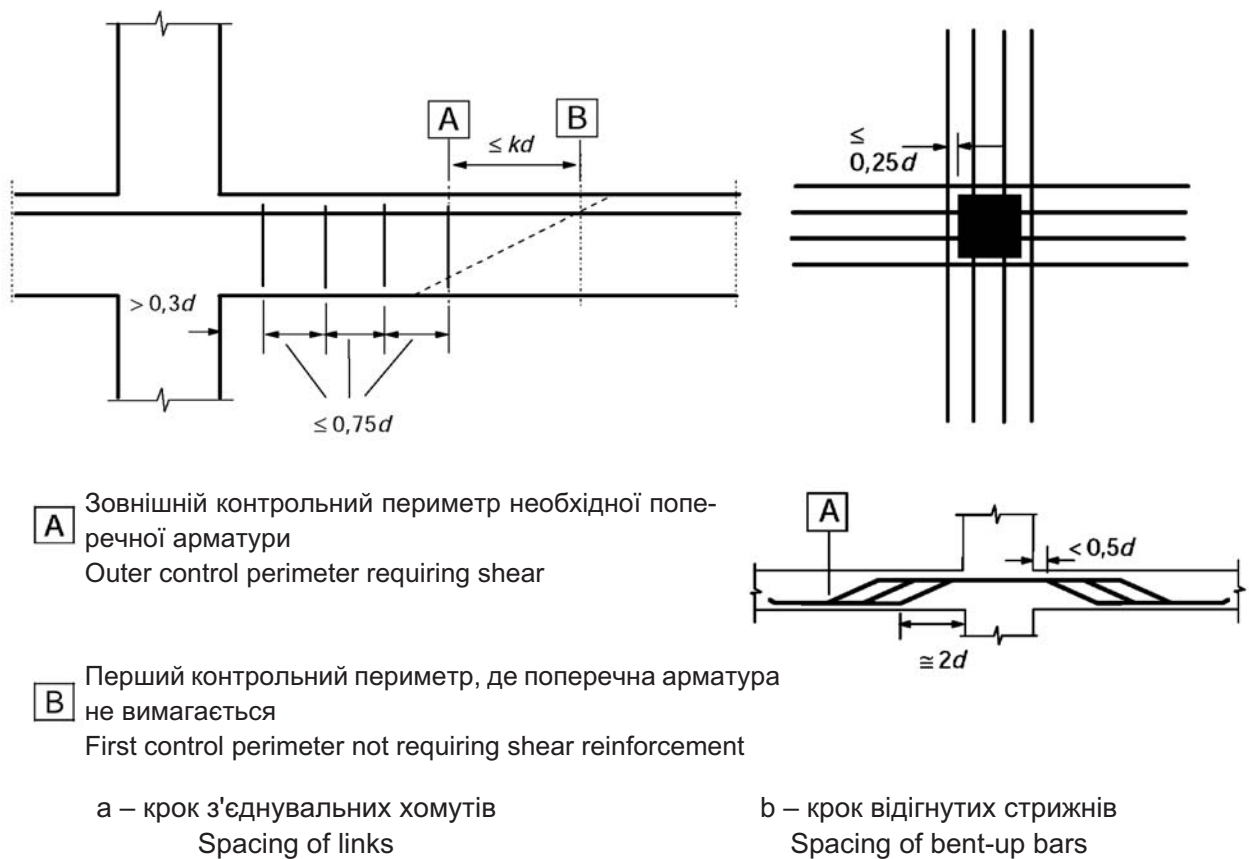


Рисунок 9.10 – Поперечне армування на продавлення
Figure 9.10 – Punching shear reinforcement

Для відігнутих вниз стрижнів, як показано на рисунку 9.10 b, один периметр з'єднувальних елементів (хомутів) може вважатись достатнім.

Примітка. Див.6.4.5 (4) щодо величини k .

(2) Якщо вимагається поперечне армування, то площа хомутів (або їх еквівалент) $A_{sw,min}$ визначається за виразом.

$$A_{sw,min} = (1,5 \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) / (s_r \cdot s_t) \geq 0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}} / f_{yk}, \quad (9.11)$$

де:

α – кут між поперечною арматурою і основною арматурою (наприклад, для вертикальних хомутів $\alpha = 90^\circ$, а $\sin \alpha = 1$);

s_r – крок хомутів у радіальному напрямі;

s_t – крок хомутів у тангенціальному напрямі;

f_{ck} – у МПа.

У розрахунку можуть враховуватись тільки ті вертикальні компоненти попередньо напруженої арматури, які проходять на відстані $0,5d$ від колони.

For bent down bars as arranged in Figure 9.10 b) one perimeter of link legs may be considered sufficient.

Note: See 6.4.5 (4) for the value of k .

(2) Where shear reinforcement is required the area of a link leg (or equivalent), $A_{sw,min}$, is given by Expression (9.11)

where:

α is the angle between the shear reinforcement and the main steel (i.e. for vertical links $\alpha = 90^\circ$ and $\sin \alpha = 1$);

s_r is the spacing of shear links in the radial direction;

s_t is the spacing of shear links in the tangential direction;

f_{ck} is in MPa.

The vertical component of only those prestressing tendons passing within a distance of $0,5d$ of the column may be included in the shear calculation.

(3) Відігнуті стрижні, що проходять через площу навантаження або на відстані, що не перевищує $0,25d$ від цієї площі, можуть використовуватись як поперечна арматура на продавлення (рисунок 9.10 b, зверху).

(4) Відстань між гранню колони або контуром площі навантаження та найближчою поперечною арматурою, що враховується при розрахунку, не повинна перевищувати $d/2$. Ця відстань повинна вимірюватись на рівні розтягнутої арматури. Якщо передбачається тільки один контур відігнутих стрижнів, їх нахил можна зменшувати до 30° .

9.5 Колони

9.5.1 Загальні положення

(1) Це положення відноситься до колон, у яких більший розмір h не перевищує більше ніж у 4 рази менший розмір b .

9.5.2 Поздовжнє армування

(1) Поздовжні стрижні повинні бути діаметром не менше ніж ϕ_{\min} .

Примітка. Величина ϕ_{\min} для конкретної країни може встановлюватись у національному додатку. Рекомендується величина 8 мм.

(2) Загальна кількість поздовжньої арматури повинна бути не менше ніж $A_{s,\min}$.

Примітка. Величина $A_{s,\min}$ для конкретної країни може встановлюватись у національному додатку. Рекомендується визначати величину за виразом

$$A_{s,\min} = \frac{0,10N_{Ed}}{f_{yd}} \text{ або/ but } 0,002A_c$$

де:

f_{yd} – границя текучості арматури;

N_{Ed} – розрахункова осьова сила стиску.

(3) Площа поперечного перерізу поздовжньої арматури не повинна перевищувати $A_{s,\max}$.

Примітка: Величина $A_{s,\max}$ для конкретної країни може встановлюватись у національному додатку. Рекомендується величина $0,04 A_c$ за межами напусків, якщо тільки не показано, що цілісність бетону не порушується, і що повна міцність досягається у граничному стані I групи. Ця межа повинна підвищуватись до $0,08 A_c$ в напусках.

(4) Для колон полігонального поперечного перерізу як мінімум один стрижень повинен розміщуватись у кожному куті. Кількість поздовжніх стрижнів у круглій колоні повинна бути не менше ніж чотири.

(3) Bent-up bars passing through the loaded area or at a distance not exceeding $0,25d$ from this area may be used as punching shear reinforcement (see Figure 9.10 b), top).

(4) The distance between the face of a support, or the circumference of a loaded area, and the nearest shear reinforcement taken into account in the design should not exceed $d/2$. This distance should be taken at the level of the tensile reinforcement. If only a single line of bent-up bars is provided, their slope may be reduced to 30° .

9.5 Columns

9.5.1 General

(1) This clause deals with columns for which the larger dimension h is not greater than 4 times the smaller dimension b .

9.5.2 Longitudinal reinforcement

(1) Longitudinal bars should have a diameter of not less than ϕ_{\min} .

Note: The value of ϕ_{\min} for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is 8 mm.

(2) The total amount of longitudinal reinforcement should not be less than $A_{s,\min}$.

Note: The value of $A_{s,\min}$ for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is given by Expression (9.12N)

– яка з величин більша,
whichever is the greater (9.12N)

where:

f_{yd} is the design yield strength of the reinforcement;

N_{Ed} is the design axial compression force

(3) The area of longitudinal reinforcement should not exceed $A_{s,\max}$.

Note: The value of $A_{s,\max}$ for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is $A_{s,\max} 0,04 A_c$ outside lap locations unless it can be shown that the integrity of concrete is not affected, and that the full strength is achieved at ULS. This limit should be increased to $0,08 A_c$ at laps.

(4) For columns having a polygonal cross-section, at least one bar should be placed at each corner. The number of longitudinal bars in a circular column should not be less than four.

9.5.3 Поперечне армування

(1) Діаметр поперечної арматури (хомутів, петель або спіральної арматури) повинен бути не менше ніж 6 мм або чверть від максимального діаметра поздовжніх стрижнів, залежно від того, яка із величин більша. Діаметр дротів зварних сіток для поперечного армування повинен бути не менше ніж 5 мм.

(2) Поперечна арматура повинна заанкеруватись відповідним чином.

(3) Крок поперечної арматури вдовж колони не повинен перевищувати $s_{cl,tmax}$.

Примітка. Величина $s_{cl,tmax}$ для конкретної країни може встановлюватись у національному додатку. Рекомендується найменша величина із наступних трьох відстаней:

- 20-кратний мінімальний діаметр поздовжньої арматури;
- найменший розмір колони;
- 400 мм.

(4) Максимальний крок, визначений за (3), необхідно зменшувати застосуванням коефіцієнта 0,6:

(i) у перерізах, розташованих на відстані, що дорівнює більшому розміру перерізу колони, вище або нижче балки чи плити;

(ii) біля з'єднань напуском, якщо максимальний діаметр поздовжніх стрижнів більший ніж 14 мм. Необхідно встановлювати мінімум три рівномірно розміщених стрижні.

(5) Якщо напрям поздовжніх стрижнів змінюється (наприклад, при зміні розміру колони), крок поперечної арматури необхідно визначати з урахуванням бокових зусиль, що виникають. Ці впливи можна не враховувати, якщо зміна напрямку менша або дорівнює 1/12.

(6) Кожний поздовжній стрижень або пучок, що розташований у куті, повинен утримуватись поперечною арматурою. Жоден із стрижнів у межах стиснутої зони не повинен бути далі ніж 150 мм від стрижня, який закріплюється.

9.5.3 Transverse reinforcement

(1) The diameter of the transverse reinforcement (links, loops or helical spiral reinforcement) should not be less than 6 mm or one quarter of the maximum diameter of the longitudinal bars, whichever is the greater. The diameter of the wires of welded mesh fabric for transverse reinforcement should not be less than 5 mm.

(2) The transverse reinforcement should be anchored adequately.

(3) The spacing of the transverse reinforcement along the column should not exceed $s_{cl,tmax}$.

Note: The value of $s_{cl,tmax}$ for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is the least of the following three distances:

- 20 times the minimum diameter of the longitudinal bars;
- the lesser dimension of the column;
- 400 mm.

(4) The maximum spacing required in (3) should be reduced by a factor 0,6:

(i) in sections within a distance equal to the larger dimension of the column cross-section above or below a beam or slab;

(ii) near lapped joints, if the maximum diameter of the longitudinal bars is greater than 14 mm. A minimum of 3 bars evenly placed in the lap length is required.

(5) Where the direction of the longitudinal bars changes, (e.g. at changes in column size), the spacing of transverse reinforcement should be calculated, taking account of the lateral forces involved. These effects may be ignored if the change of direction is less than or equal to 1 in 12.

(6) Every longitudinal bar or bundle of bars placed in a corner should be held by transverse reinforcement. No bar within a compression zone should be further than 150 mm from a restrained bar.

9.6 Стіни

9.6.1 Загальні положення

(1) Це положення поширюється на залізобетонні стіни із співвідношенням довжини до товщини 4 або більше і в яких арматура враховується при розрахунку за несучою здатністю. Кількість і належне конструювання арматури можна отримувати за допомогою "стиснуто-розтягнутих" моделей (див. 6.5). Для стін, що переважно зазнають згину із площини, застосовуються правила, як для плит (див. 9.3).

9.6.2 Вертикальне армування

(1) Площу вертикальної арматури необхідно призначати між $A_{s,vmin}$ і $A_{s,vmax}$.

Примітка 1. Величина $A_{s,vmin}$ для конкретної країни може встановлюватись у національному додатку. Рекомендується величина $0,002 A_c$.

Примітка 2. Величина $A_{s,vmax}$ для конкретної країни може встановлюватись у національному додатку. Рекомендується величина $0,04A_c$ за межами напусків, якщо тільки не показано, що цілісність бетону не порушується, і що повна міцність досягається у граничному стані ULS. Ця межа може подвоюватись для напусків.

(2) Якщо мінімальна площа арматури $A_{s,vmin}$ є контрольною при розрахунку, то половина цієї площі повинна розміщуватись на кожній грані.

(3) Відстань між двома прилеглими вертикальними стрижнями не повинна перевищувати більше ніж у 3 рази товщину стіни або 400 мм у залежності, яка із величин менша.

9.6.3 Горизонтальне армування

(1) Горизонтальна арматура, що проходить паралельно граням стіни (і вільним граням), повинна встановлюватись на кожній грані. Вона повинна бути не менше ніж $A_{s,hmin}$.

Примітка. Величина $A_{s,hmin}$ для конкретної країни може встановлюватись у національному додатку. Рекомендується величина або 25% від вертикальної арматури, або $0,001 A_c$, у залежності, яка із величин більша.

(2) Відстань між двома прилеглими горизонтальними стрижнями не повинна бути більше ніж 400 мм.

9.6 Walls

9.6.1 General

(1) This clause refers to reinforced concrete walls with a length to thickness ratio of 4 or more and in which the reinforcement is taken into account in the strength analysis. The amount and proper detailing of reinforcement may be derived from a strut-and-tie model (see 6.5). For walls subjected predominantly to out-of-plane bending the rules for slabs apply (see 9.3).

9.6.2 Vertical reinforcement

(1) The area of the vertical reinforcement should lie between $A_{s,vmin}$ and $A_{s,vmax}$.

Note 1: The value of $A_{s,vmin}$ for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is $0,002 A_c$.

Note 2: The value of $A_{s,vmax}$ for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is $0,04A_c$ outside lap locations unless it can be shown that the concrete integrity is not affected and that the full strength is achieved at ULS. This limit may be doubled at laps.

(2) Where the minimum area of reinforcement, $A_{s,vmin}$, controls in design, half of this area should be located at each face.

(3) The distance between two adjacent vertical bars shall not exceed 3 times the wall thickness or 400 mm whichever is the lesser.

9.6.3 Horizontal reinforcement

(1) Horizontal reinforcement running parallel to the faces of the wall (and to the free edges) should be provided at each surface. It should not be less than $A_{s,hmin}$.

Note: The value of $A_{s,hmin}$ for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is either 25% of the vertical reinforcement or $0,001 A_c$, whichever is greater.

(2) The spacing between two adjacent horizontal bars should not be greater than 400 mm.

9.6.4 Поперечне армування

(1) У будь-якій частині стіни, де загальна площа вертикальної арматури на двох гранях перевищує $0,02 A_c$, необхідно передбачати поперечну арматуру у вигляді хомутів відповідно до вимог для колон (див. 9.5.3). Більший розмір, що згадується у 9.5.3 (4) (i), не потрібно приймати більшим ніж 4 товщини стіни.

(2) Якщо основна арматура встановлюється близько до грані стіни, поперечну арматуру також необхідно передбачати у вигляді хомутів у кількості щонайменше 4 на m^2 площі стіни.

Примітка. Поперечну арматуру не потрібно передбачати у разі, якщо використовуються зварні сітки із дроту і стрижнів діаметром $\phi \leq 16$ мм та захисному шарі бетону більш ніж 2ϕ .

9.7 Балки-стілки

(1) Балки-стілки (див. 5.3.1 (3)) необхідно, зазвичай, армувати ортогональною арматурною сіткою біля кожної грані при мінімумі $A_{s,dbmin}$.

Примітка. Величина $A_{s,dbmin}$ для конкретної країни може встановлюватись у національному додатку. Рекомендується величина 0,1%, але не менше ніж $150 \text{ mm}^2/\text{m}$ на кожній грані та в кожному напрямі.

(2) Відстань між двома прилеглими стрижнями сітки не повинна перевищувати менше значення із подвійної товщини балки-стілки або 300 мм.

(3) Арматура, що відповідає умовному розтягнутому елементу у розрахунковій моделі, повинна повністю заанкеруватись для рівноваги у вузлі (див. 6.5.4), застосуванням загибання стрижнів, використанням U-подібних петель або анкерних пристроїв, окрім випадків, коли забезпечується належна довжина між вузлом та кінцем балки, яка дозволяє використати довжину зони анкерування l_{bd} .

9.8 Фундаменти

9.8.1 Пальові ростверки

(1) Відстань від зовнішньої грані палі до грані пальового ростверка повинна бути такою, щоб зусилля розтягу умовних елементів належним чином заанкерувались у ростверку. Необхідно враховувати очікуване відхилення паль на майданчику.

(2) У відповідних випадках арматуру пальового ростверка необхідно визначати із застосуванням методу стиснуто-розтягнутих елементів або методів згинальних елементів.

9.6.4 Transverse reinforcement

(1) In any part of a wall where the total area of the vertical reinforcement in the two faces exceeds $0,02 A_c$, transverse reinforcement in the form of links should be provided in accordance with the requirements for columns (see 9.5.3). The large dimension referred to in 9.5.3 (4) (i) need not be taken greater than $4 \times$ thickness of wall.

(2) Where the main reinforcement is placed nearest to the wall faces, transverse reinforcement should also be provided in the form of links with at least of 4 per m^2 of wall area.

Note: Transverse reinforcement need not be provided where welded wire mesh and bars of diameter $\phi \leq 16$ mm are used with concrete cover larger than 2ϕ .

9.7 Deep beams

(1) Deep beams (for definition see 5.3.1 (3)) should normally be provided with an orthogonal reinforcement mesh near each face, with a minimum of $A_{s,dbmin}$.

Note: The value of $A_{s,dbmin}$ for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is 0,1% but not less than $150 \text{ mm}^2/\text{m}$ in each face and each direction.

(2) The distance between two adjacent bars of the mesh should not exceed the lesser of twice the deep beam thickness or 300 mm.

(3) Reinforcement, corresponding to the ties considered in the design model, should be fully anchored for equilibrium in the node, see 6.5.4, by bending the bars, by using U-hoops or by anchorage devices, unless a sufficient length is available between the node and the end of the beam permitting an anchorage length of l_{bd} .

9.8 Foundations

9.8.1 Pile caps

(1) The distance from the outer edge of the pile to the edge of the pile cap should be such that the tie forces in the pile cap can be properly anchored. The expected deviation of the pile on site should be taken into account.

(2) Reinforcement in a pile cap should be calculated either by using strut-and-tie or flexural methods as appropriate.

(3) Основна розтягнута арматура, що сприймає впливи від навантажень, повинна концентруватись у напружених зонах між оголовками паль. Необхідно дотримуватись вимог щодо мінімального діаметра стрижня ϕ_{\min} . Якщо площа цієї арматури дорівнює мінімальній, то рівномірно розподілені стрижні вдовж нижньої грані елемента можна не встановлювати. Також можна не армувати верхні ділянки елемента, якщо немає ризику виникнення розтягу у цих частинах елемента.

Примітка. Величина ϕ_{\min} для конкретної країни може встановлюватись у національному додатку. Рекомендується величина 8 мм.

(4) Для заанкерування розтягнутої арматури можна застосовувати приварені поперечні стрижні. У цьому випадку поперечний стрижень може розглядатись як частина поперечної арматури у зоні заанкерування арматурного стрижня, що розглядається.

(5) Допускається приймати, що стиск, спричинений опорною реакцією від палі, розподіляється під кутами 45° від грані палі (рисунок 9.11). При розрахунку довжини зони заанкерування цей стиск можна враховувати.

(3) The main tensile reinforcement to resist the action effects should be concentrated in the stress zones between the tops of the piles. A minimum bar diameter ϕ_{\min} should be provided. If the area of this reinforcement is at least equal to the minimum reinforcement, evenly distributed bars along the bottom surface of the member may be omitted. Also the sides and the top surface of the member may be unreinforced if there is no risk of tension developing in these parts of the member.

Note: The value of ϕ_{\min} for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is 8 mm.

(4) Welded transverse bars may be used for the anchorage of the tension reinforcement. In this case the transverse bar may be considered to be part of the transverse reinforcement in the anchorage zone of the reinforcement bar considered.

(5) The compression caused by the support reaction from the pile may be assumed to spread at 45 degree angles from the edge of the pile (see Figure 9.11). This compression may be taken into account when calculating the anchorage length.

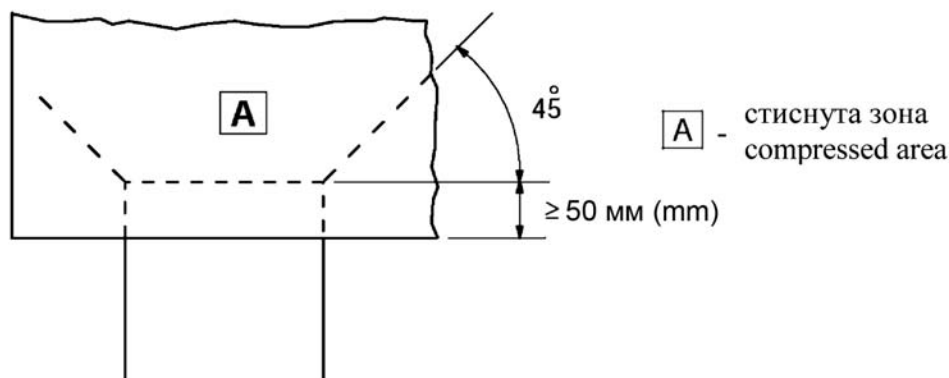


Рисунок 9.11 – Стиснута зона, що підвищує несучу здатність заанкерування

Figure 9.11 – Compressed area increasing the anchorage capacity

9.8.2 Фундаменти колон і стін

9.8.2.1 Загальні положення

(1) Основна арматура повинна заанкеруватись згідно з вимогами 8.4 і 8.5. Необхідно забезпечувати мінімальний діаметр стрижня, ϕ_{\min} . Для фундаментів може застосовуватись розрахункова модель, показана у 9.8.2.1.

Примітка. Величина ϕ_{\min} для конкретної країни може встановлюватись у національному додатку. Рекомендується величина 8 мм.

9.8.2 Column and wall footings

9.8.2.1 General

(1) The main reinforcement should be anchored in accordance with the requirements of 8.4 and 8.5. A minimum bar diameter ϕ_{\min} should be provided. In footings the design model shown in 9.8.2.1 may be used.

Note: The value of ϕ_{\min} for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is 8 mm.

(2) Основна арматура круглих фундаментів може бути ортогональною і зосереджуватись у середині фундаменту на ширині $50\% \pm 10\%$ діаметра фундаменту (рисунок 9.12). У цьому випадку неармована частина елемента повинна розглядатись як звичайний бетон для цілей проектування.

(2) The main reinforcement of circular footings may be orthogonal and concentrated in the middle of the footing for a width of $50\% \pm 10\%$ of the diameter of the footing, see Figure 9.12. In this case the unreinforced parts of the element should be considered as plain concrete for design purposes.

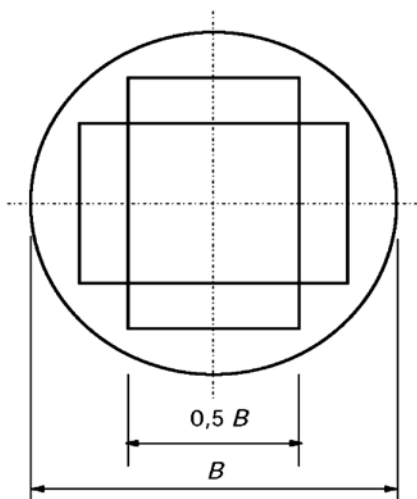


Рисунок 9.12 – Ортогональна арматура у круглому фундаменті на основі
Figure 9.12 – Orthogonal reinforcement in circular spread footing on soil

(3) Якщо навантаження викликають розтяг у верхній грані фундаменту, то необхідно перевірити результуючі напруження розтягу та передбачити необхідне армування.

(3) If the action effects cause tension at the upper surface of the footing, the resulting tensile stresses should be checked and reinforced as necessary.

9.8.2.2 Анкерування стрижнів

9.8.2.2 Anchorage of bars

(1) Зусилля розтягу в арматурі визначається з умов рівноваги з урахуванням похилих тріщин (рисунок 9.13). Зусилля розтягу F_s на відстані x повинно заанкеруватись у бетоні в межах такої ж відстані x від грані фундаменту.

(1) The tensile force in the reinforcement is determined from equilibrium conditions, taking into account the effect of inclined cracks, see Figure 9.13. The tensile force F_s at a location x should be anchored in the concrete within the same distance x from the edge of the footing.

(2) Сила розтягу, яка повинна заанкеруватись, визначається за виразом:

(2) The tensile force to be anchored is given by:

$$F_s = R \cdot z_e / z_i , \quad (9.13)$$

де:

where:

R – результуюча тиску ґрунту в межах відстані x ;

R is the resultant of ground pressure within distance x ;

z_e – зовнішнє плече пари, тобто відстань між R і вертикальною силою N_{Ed} ;

z_e is the external lever arm, i.e. distance between R and the vertical force N_{Ed} ;

N_{Ed} – вертикальна сила, що відповідає загальному тиску ґрунту між перерізами А і В;

N_{Ed} is the vertical force corresponding to total ground pressure between sections A and B;

z_i – плече внутрішньої пари, тобто відстань між арматурою і горизонтальним зусиллям F_c ;

z_i is the internal lever arm, i.e. distance between the reinforcement and the horizontal force F_c ;

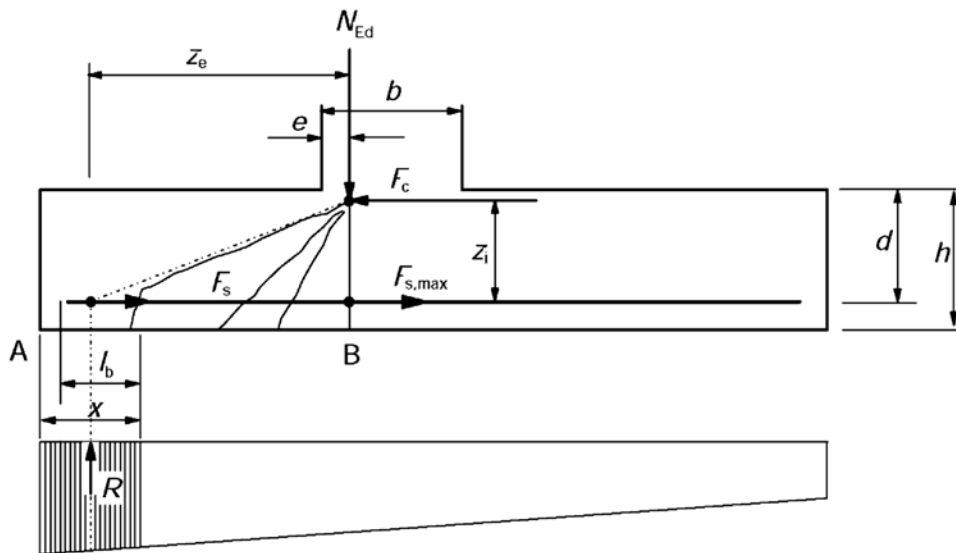


Рисунок 9.13 – Модель сили розтягу з урахуванням похилих тріщин
Figure 9.13 – Model for tensile force with regard to inclined cracks

F_c – зусилля стиску, що відповідає максимальному зусиллю розтягу $F_{s,max}$.

(3) Плечі пар z_e і z_i можуть визначатись відносно необхідних стиснутих зон для N_{Ed} і F_c відповідно. Для спрощення z_e можна визначати за умови $e = 0,15b$ (рисунок 9.13), а z_i можна приймати $0,9d$.

(4) Можлива зона заанкерування для прямих стрижнів на рисунку 9.13 позначена як l_b . Якщо ця довжина недостатня для заанкерування F_s , стрижні можуть загинатись для збільшення довжини або забезпечуватись анкерними пристроями на кінцях.

(5) Для прямих стрижнів без анкерування на кінцях мінімальне значення x є найбільш критичним. Для спрощення можна приймати $x_{min} = h/2$. Для інших типів заанкерування вище значення x може бути більш критичним.

9.8.3 Розподільні фундаментні балки

(1) Розподільні балки можуть застосовуватись для запобігання навантаженню фундаментів з ексцентриситетом. Балки необхідно розраховувати на сприйняття результуючих згинальних моментів і поперечних сил. Необхідно дотримуватись мінімально допустимого діаметра стрижня ϕ_{min} для арматури, яка сприймає згинальні моменти.

Примітка. Величина ϕ_{min} для конкретної країни може встановлюватись у національному додатку. Рекомендується величина 8 мм.

F_c is the compressive force corresponding to maximum tensile force $F_{s,max}$.

(3) Lever arms z_e and z_i may be determined with regard to the necessary compression zones for N_{Ed} and F_c respectively. As simplifications, z_e may be determined assuming $e = 0,15b$, see Figure 9.13 and z_i may be taken as $0,9d$.

(4) The available anchorage length for straight bars is denoted l_b in Figure 9.13. If this length is not sufficient to anchor F_s , bars may either be bent up to increase the available length or be provided with end anchorage devices.

(5) For straight bars without end anchorage the minimum value of x is the most critical. As a simplification $x_{min} = h/2$ may be assumed. For other types of anchorage, higher values of x may be more critical.

9.8.3 Tie beams

(1) Tie beams may be used to eliminate the eccentricity of loading of the foundations. The beams should be designed to resist the resulting bending moments and shear forces. A minimum bar diameter ϕ_{min} for the reinforcement resisting bending moments should be provided.

Note: The value of ϕ_{min} for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is 8 mm.

(2) Розподільні балки також повинні розраховуватись на мінімальне навантаження q_1 , що діє вниз, якщо дія обладнання для ущільнення може впливати на розподільні балки.

Примітка. Величина q_1 для конкретної країни може встановлюватись у національному додатку. Рекомендується величина 10 кН/м.

9.8.4 Фундаменти колон на скельних ґрунтах

(1) Потрібно забезпечувати відповідне поперечне армування для сприйняття зусиль розколювання у фундаментах, якщо тиск ґрунту у граничному стані перевищує q_2 . Ця арматура може розподілятися рівномірно у напрямку зусилля розколювання на висоту h (рисунок 9.14). Необхідно дотримуватись мінімального діаметра стрижня ϕ_{\min} .

Примітка. Величини q_2 і ϕ_{\min} для конкретної країни можуть встановлюватись у національному додатку. Рекомендуються величини: $q_2 = 5$ МПа, а $\phi_{\min} = 8$ мм.

(2) Зусилля розколювання F_s можна визначати за наведеною формулою (рисунок 9.14):

$$F_s = 0,25(1 - c/h)N_{Ed} \quad (9.14)$$

де h – менша з величин b і H .

(2) Tie beams should also be designed for a minimum downward load of q_1 if the action of compaction machinery can cause effects to the tie beams.

Note: The value of q_1 for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is 10 kN/m.

9.8.4 Column footing on rock

(1) Adequate transverse reinforcement should be provided to resist the splitting forces in the footing, when the ground pressure in the ultimate states exceeds q_2 . This reinforcement may be distributed uniformly in the direction of the splitting force over the height h (see Figure 9.14). A minimum bar diameter, ϕ_{\min} , should be provided.

Note: The values of q_2 and of ϕ_{\min} for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended values of q_2 is 5 MPa and of ϕ_{\min} is 8 mm.

(2) The splitting force, F_s , may be calculated as follows (see Figure 9.14):

where h is the lesser of b and H .

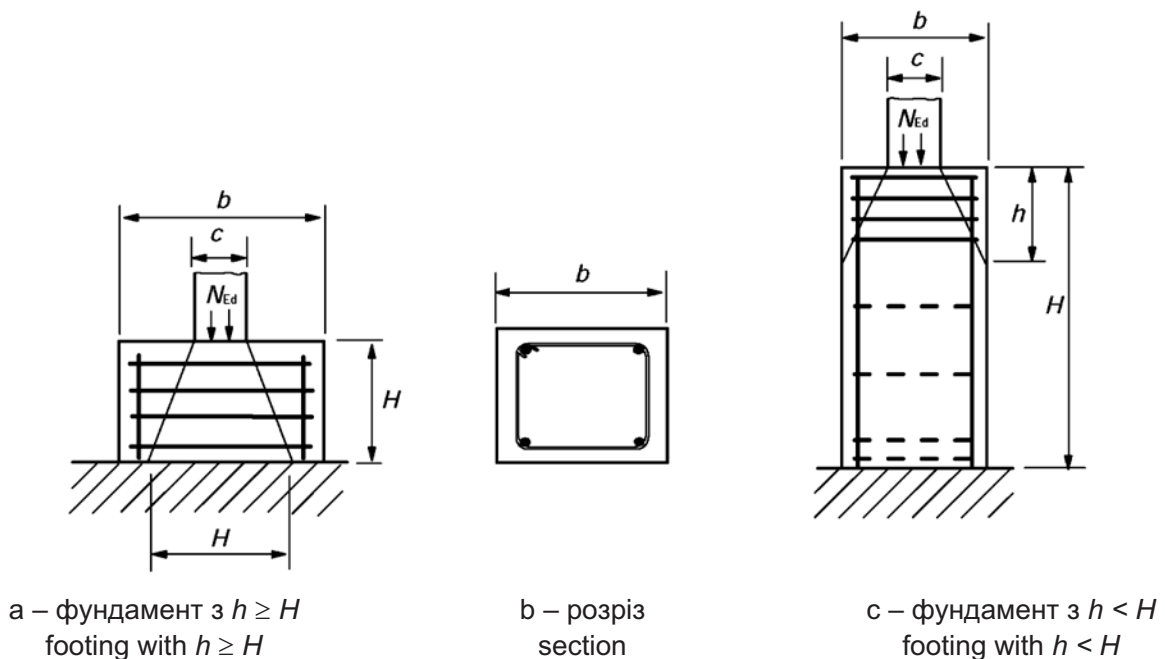


Рисунок 9.14 – Арматура для зусилля розколювання для фундаментів на скельних ґрунтах
Figure 9.14 – Splitting reinforcement in footing on rock

9.8.5 Буроабивні палі

(1) Нижченаведені положення відносяться до армованих буронабивних палей. Для неармованих буронабивних палей див розділ 12.

(2) Для забезпечення вільного заповнення бетоном простору навколо арматури, в першу чергу, важливо, щоб арматура, арматурні сітки та будь-які закладні вироби конструювались так, щоб не створювались перешкоди для протікання бетону.

(3) Буроабивні палі діаметром, що не перевищує h_1 , повинні забезпечуватись мінімальною поздовжньою арматурою площею $A_{s,bpmin}$.

Примітка. Величини h_1 і $A_{s,bpmin}$ для конкретної країни можуть встановлюватись у національному додатку. Рекомендуються величини: $h_1 = 600$ мм, а $A_{s,bpmin}$ наведено у таблиці 9.6N. Ця арматура повинна розподілятись вдовж периметра перерізу.

Таблиця 9.6N – Рекомендована мінімальна площа поздовжньої арматури у монолітних буронабивних палях

Table 9.6N – Recommended minimum longitudinal reinforcement area in cast-in-place bored piles

| Поперечний переріз палі A_c Pile cross-section A_c | Мінімальна площа поздовжньої арматури $A_{s,bpmin}$ Minimal area of longitudinal reinforcement $A_{s,bpmin}$ |
|--|---|
| $A_c \leq 0,5 \text{ m}^2 \text{ (m}^2\text{)}$ | $A_s \geq 0,005 \cdot A_c$ |
| $0,5 \text{ m}^2 \text{ (m}^2\text{)} < A_c \leq 1,0 \text{ m}^2 \text{ (m}^2\text{)}$ | $A_s \geq 0,25 \text{ cm}^2 \text{ (cm}^2\text{)}$ |
| $A_c > 1,0 \text{ m}^2 \text{ (m}^2\text{)}$ | $A_s \geq 0,0025 \cdot A_c$ |

Мінімальний діаметр поздовжніх стрижнів повинен становити не менше ніж 16 мм. Палі повинні мати щонайменше 6 поздовжніх стрижнів. Відстань у чистоті між стрижнями не повинна перевищувати 200 мм вдовж периметра палі.

(4) Конструювання поздовжньої і поперечної арматури у буронабивних палях див. EN 1536.

9.9 Зони непостійності у геометрії або впливах

(1) D-зони, зазвичай, повинні розраховуватись за умовними моделями стиснуто-розтягнутих елементів відповідно до розділу 6.5 і конструюватись згідно з правилами, наведеними у розділі 8.

Примітка. Додаткова інформація міститься у додатку J.

(2)P Арматура, що відповідає розтягнутим умовним елементам, повинна повністю заанкеруватись на довжину l_{bd} згідно з 8.4.

9.8.5 Bored piles

(1) The following clauses apply for reinforced bored piles. For unreinforced bored piles see Section 12.

(2) In order to allow the free flow of concrete around the reinforcement it is of primary importance that reinforcement, reinforcement cages and any attached inserts are detailed such that the flow of concrete is not adversely affected.

(3) Bored piles with diameters not exceeding h_1 should be provided with a minimum longitudinal reinforcement area $A_{s,bpmin}$.

Note: The values of h_1 and $A_{s,bpmin}$ for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value of h_1 is 600 mm and of $A_{s,bpmin}$ is given in Table 9.6N. This reinforcement should be distributed along the periphery of the section.

Table 9.6N – Recommended minimum longitudinal reinforcement area in cast-in-place bored piles

Table 9.6N – Recommended minimum longitudinal reinforcement area in cast-in-place bored piles

| Поперечний переріз палі A_c Pile cross-section A_c | Мінімальна площа поздовжньої арматури $A_{s,bpmin}$ Minimal area of longitudinal reinforcement $A_{s,bpmin}$ |
|--|---|
| $A_c \leq 0,5 \text{ m}^2 \text{ (m}^2\text{)}$ | $A_s \geq 0,005 \cdot A_c$ |
| $0,5 \text{ m}^2 \text{ (m}^2\text{)} < A_c \leq 1,0 \text{ m}^2 \text{ (m}^2\text{)}$ | $A_s \geq 0,25 \text{ cm}^2 \text{ (cm}^2\text{)}$ |
| $A_c > 1,0 \text{ m}^2 \text{ (m}^2\text{)}$ | $A_s \geq 0,0025 \cdot A_c$ |

The minimum diameter for the longitudinal bars should not be less than 16 mm. Piles should have at least 6 longitudinal bars. The clear distance between bars should not exceed 200 mm measured along the periphery of the pile.

(4) For the detailing of longitudinal and transverse reinforcement in bored piles, see EN 1536.

9.9 Regions with discontinuity in geometry or action

(1) D-regions should normally be designed with strut-and-tie models according to section 6.5 and detailed according to the rules given in Section 8.

Note: Further information is given in Annex J.

(2)P The reinforcement, corresponding to the ties, shall be fully anchored by an anchorage of l_{bd} according to 8.4.

9.10 Системи в'язей

9.10.1 Загальні положення

(1) Р Конструкції, що не розраховуються на аварійні впливи, повинні мати відповідну систему в'язей, яка запобігає розвитку прогресуючого руйнування через альтернативний розподіл після місцевого пошкодження. Вважається, що ця вимога задовольняється дотриманням простих нижченаведених правил.

(2) Необхідно забезпечувати наступні в'язі:

- a) крайні в'язі;
- b) середні в'язі;
- c) горизонтальні в'язі колони або стіни;
- d) за необхідності вертикальні в'язі, особливо у панельних будівлях.

(3) Якщо будівля розділяється температурними швами на конструктивно незалежні блоки, кожний блок повинен мати незалежну систему в'язей.

(4) При розрахунку в'язей можна вважати, що арматура працює при її характеристичній міцності і здатна сприймати зусилля розтягу, визначені у наступних положеннях.

(5) Арматура, що встановлюється з іншою метою у колони, стіни, балки і перекриття, може вважатись частково або повністю такими в'язями.

9.10.2 Підбір в'язей

9.10.2.1 Загальні положення

(1) В'язі призначаються як мінімальне, а не як додаткове армування до необхідного за конструктивним розрахунком.

9.10.2.2 Крайні в'язі

(1) У рівні кожного перекриття і покриття необхідно забезпечувати належним чином нерозривні крайні в'язі в межах 1,2 м від краю. В'язь може включати арматуру, що використовується як частина внутрішньої в'язі.

(2) Крайня в'язь повинна бути здатною сприймати зусилля розтягу:

$$F_{tie,per} = l_j \cdot q_1 \leq q_2, \quad (9.15)$$

де:

$F_{tie,per}$ – зусилля у в'язі (розтяг);

l_j – довжина крайнього прольоту.

Примітка. Величини q_1 і q_2 для конкретної країни можуть встановлюватись у національному додатку. Рекомендуються величини: $q_1 = 10$ кН/м, а $q_2 = 70$ кН.

9.10 Tying systems

9.10.1 General

(1) Structures which are not designed to withstand accidental actions shall have a suitable tying system, to prevent progressive collapse by providing alternative load paths after local damage. The following simple rules are deemed to satisfy this requirement.

(2) The following ties should be provided:

- a) peripheral ties;
- b) internal ties;
- c) horizontal column or wall ties;
- d) where required, vertical ties, particularly in panel buildings.

(3) Where a building is divided by expansion joints into structurally independent sections, each section should have an independent tying system.

(4) In the design of the ties the reinforcement may be assumed to be acting at its characteristic strength and capable of carrying tensile forces defined in the following clauses.

(5) Reinforcement provided for other purposes in columns, walls, beams and floors may be regarded as providing part of or the whole of these ties.

9.10.2 Proportioning of ties

9.10.2.1 General

(1) Ties are intended as a minimum and not as an additional reinforcement to that required by structural analysis.

9.10.2.2 Peripheral ties

(1) At each floor and roof level an effectively continuous peripheral tie within 1,2 m from the edge should be provided. The tie may include reinforcement used as part of the internal tie.

(2) The peripheral tie should be capable of resisting a tensile force:

where:

$F_{tie,per}$ tie force (here: tension);

l_j length of the end-span.

Note: Values of q_1 and q_2 for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value of q_1 is 10 kN/m and of q_2 is 70 kN.

(3) Споруди з внутрішніми краями (наприклад, атріуми, внутрішні двори тощо) повинні забезпечуватись крайніми в'язями таким же способом, як і зовнішні краї, які повинні повністю заанкеруватись.

9.10.2.3 Внутрішні в'язі

(1) Ці в'язі повинні бути у рівні кожного перекриття і покриття у двох напрямках приблизно під прямими кутами. Вони повинні бути фактично нерозривними по всій своїй довжині та заанкеруватись до крайніх в'язей на кожному кінці, за винятком продовження у якості горизонтальних в'язей до колон або стін.

(2) Внутрішні в'язі можуть частково або повністю розподілятися рівномірно у плитах або групуватися у балках, стінах або інших відповідних місцях. У стінах вони повинні бути в межах 0,5 м від верху або низу плит перекриттів (рисунки 9.15).

(3) У кожному напрямі внутрішні в'язі повинні сприймати розрахункову величину зусилля розтягу $F_{tie,int}$ (кН на метр довжини).

Примітка. Величина $F_{tie,int}$ для конкретної країни може встановлюватись у національному додатку. Рекомендується величина 20 кН/м.

(4) У перекриттях без стяжок, де в'язі не можуть розподілятися в напрямку довжини прольоту, поперечні в'язі можуть групуватися вдовж осей балок. У цьому випадку мінімальне зусилля у напрямі внутрішньої осі балки становить:

$$F_{tie} = (l_1 + l_2) / 2 \cdot q_3 \leq q_4, \quad (9.16)$$

де:

l_1, l_2 – довжини прольотів, м, плит перекриття або сторони балки (рисунки 9.15).

Примітка. Величини q_3 і q_4 для конкретної країни можуть встановлюватись у національному додатку. Рекомендуються величини: $q_3 = 20$ кН/м, а $q_4 = 70$ кН.

(5) Внутрішні в'язі повинні з'єднуватись з крайніми в'язями так, щоб забезпечувалась передача зусиль.

(3) Structures with internal edges (e.g. atriums, courtyards, etc.) should have peripheral ties in the same way as external edges which shall be fully anchored.

9.10.2.3 Internal ties

(1) These ties should be at each floor and roof level in two directions approximately at right angles. They should be effectively continuous throughout their length and should be anchored to the peripheral ties at each end, unless continuing as horizontal ties to columns or walls.

(2) The internal ties may, in whole or in part, be spread evenly in the slabs or may be grouped at or in beams, walls or other appropriate positions. In walls they should be within 0,5 m from the top or bottom of floor slabs, see Figure 9.15.

(3) In each direction, internal ties should be capable of resisting a design value of tensile force $F_{tie,int}$ (in kN per metre width):

Note: Values of $F_{tie,int}$ for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is 20 kN/m.

(4) In floors without screeds where ties cannot be distributed across the span direction, the transverse ties may be grouped along the beam lines. In this case the minimum force on an internal beam line is:

where:

l_1, l_2 – are the span lengths (in m) of the floor slabs on either side of the beam (see Figure 9.15).

Note: Values of q_3 and q_4 for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value of q_3 is 20 kN/m and of q_4 is 70 kN.

(5) Internal ties should be connected to peripheral ties such that the transfer of forces is assured.

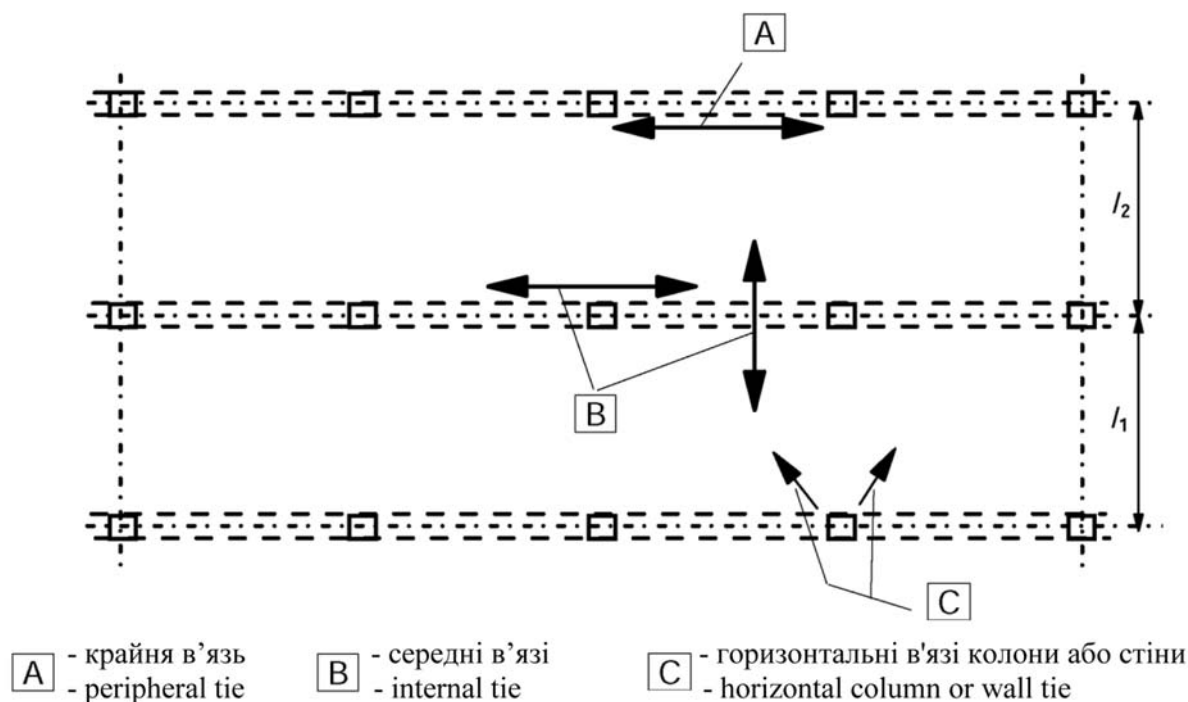


Рисунок 9.15 – В'язі для аварійних дій

Figure 9.15 – Ties for Accidental Actions

9.10.2.4 Горизонтальні в'язі до колон і/або стін

(1) Крайні колони і стіни повинні розв'язуватись горизонтально до споруди у рівні кожного перекриття і покриття.

(2) В'язі повинні сприймати зусилля розтягу $f_{tie, fac}$ на метр фасаду. Для колон достатнє зусилля до $F_{tie, col}$.

Примітка. Величини $f_{tie, fac}$ і $F_{tie, col}$ для конкретної країни можуть встановлюватись у національному додатку. Рекомендуються величини: $f_{tie, fac} = 20$ кН/м, а $F_{tie, col} = 150$ кН.

(3) Кутові колони повинні розв'язуватись у двох напрямках. У цьому випадку арматура, що забезпечується для крайніх в'язей, може використовуватись як горизонтальна в'язь.

9.10.2.5 Вертикальні в'язі

(1) У панельних будівлях висотою 5 і більше поверхів необхідно забезпечувати вертикальні в'язі у колонах і/або стінах для обмеження пошкоджень перекриття у разі аварійного руйнування розташованої нижче колони або стіни. Ці в'язі повинні формувати частину прольотної системи для перекривання ушкодженої зони.

(2) Зазвичай, нерозривні вертикальні в'язі повинні забезпечуватись від найнижчого до найвищого рівня, бути здатними сприймати навантаження від проектної аварії на перекриття над зруйнованою колоною/стіною. Інші

9.10.2.4 Horizontal ties to columns and/or walls

(1) Edge columns and walls should be tied horizontally to the structure at each floor and roof level.

(2) The ties should be capable of resisting a tensile force $f_{tie, fac}$ per metre of the facade. For columns the force need not exceed $F_{tie, col}$.

Note: Values of $f_{tie, fac}$ and $F_{tie, col}$ for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value of $f_{tie, fac}$ is 20 kN/m and of $F_{tie, col}$ is 150 kN.

(3) Corner columns should be tied in two directions. Steel provided for the peripheral tie may be used as the horizontal tie in this case.

9.10.2.5 Vertical ties

(1) In panel buildings of 5 storeys or more, vertical ties should be provided in columns and/or walls to limit the damage of collapse of a floor in the case of accidental loss of the column or wall below. These ties should form part of a bridging system to span over the damaged area.

(2) Normally, continuous vertical ties should be provided from the lowest to the highest level, capable of carrying the load in the accidental design situation, acting on the floor above the column/wall accidentally lost. Other solutions e.g.

рішення, наприклад, на основі роботи діафрагми із уцілілих стін і/або дисків перекриттів, можуть застосовуватись, якщо можна підтвердити статичну рівновагу і відповідну деформативність.

(3) Якщо колона або стіна опирається на своїй найнижчій відмітці на елемент, відмінний від фундаменту (наприклад, балку або плити), аварійну втрату цього елемента необхідно враховувати при розрахунку і забезпечувати прийнятний альтернативний розподіл навантаження.

9.10.3 Нерозривність і заанкерування в'язей

(1)P В'язі у двох горизонтальних напрямках повинні бути належним чином нерозривні та заанкеровані вдовж периметра споруди.

(2) В'язі можуть повністю забезпечуватись у монолітному бетоні або з'єднаннями збірних елементів. Якщо в'язі розриваються у одній площині, то необхідно враховувати впливи згинів, що виникають внаслідок ексцентриситетів.

(3) В'язі, зазвичай, не повинні з'єднуватись напуском у вузьких швах між збірними елементами. У таких випадках необхідно застосовувати механічні анкери.

10 ДОДАТКОВІ ПРАВИЛА ДЛЯ ЗБІРНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ І КОНСТРУКЦІЙ

10.1 Загальні положення

(1)P Правила цього розділу застосовуються до будівель, частково або повністю виконаних із збірних елементів, і є додатковими до правил у інших розділах. Додаткові питання, пов'язані з конструюванням, виготовленням і монтажем, розглядаються окремими стандартами на виробі.

Примітка. Заголовки нумеруються цифрою 10, за якою йдуть відповідні номери основного розділу. Заголовки нижчого рівня нумеруються послідовно, без взаємозв'язку з підзаголовками попередніх розділів.

10.1.1 Спеціальні терміни, використані у розділі

Збірний елемент: елемент, виготовлений на заводі або іншому захищеному від несприятливих погодних умов місці, за межами споруди.

based on the diaphragm action of remaining wall elements and/or on membrane action in floors, may be used if equilibrium and sufficient deformation capacity can be verified.

(3) Where a column or wall is supported at its lowest level by an element other than a foundation (e.g. beam or flat slab) accidental loss of this element should be considered in the design and a suitable alternative load path should be provided.

9.10.3 Continuity and anchorage of ties

(1)P Ties in two horizontal directions shall be effectively continuous and anchored at the perimeter of the structure.

(2) Ties may be provided wholly within the insitu concrete topping or at connections of precast members. Where ties are not continuous in one plane, the bending effects resulting from the eccentricities should be considered.

(3) Ties should not normally be lapped in narrow joints between precast units. Mechanical anchorage should be used in these cases.

10 ADDITIONAL RULES FOR PRECAST CONCRETE ELEMENTS AND STRUCTURES

10.1 General

(1)P The rules in this section apply to buildings made partly or entirely of precast concrete elements, and are supplementary to the rules in other sections. Additional matters related to detailing, production and assembly are covered by specific product standards.

Note: Headings are numbered 10 followed by the number of the corresponding main section. Headings of lower level are numbered consecutively, without connection to sub-headings in previous sections.

10.1.1 Special terms used in this section

Precast element: element manufactured in a factory or a place other than the final position in the structure, protected from adverse weather conditions.

Збірний виріб: збірний елемент, виготовлений згідно з конкретним стандартом CEN.

Комплексний елемент: елемент, що включає монолітний і збірний бетон з арматурними з'єднаннями або без них.

Ребристі та заповнені із блоків перекриття: складаються із збірних ребер (або балок) із заповненням між ними, виконаним із блоків, порожнистих керамічних блоків або інших постійних форм з оздобленням на майданчику або без нього.

Діафрагми: плоскі елементи, що сприймають зусилля у своїй площині; можуть складатись із декількох з'єднаних між собою збірних елементів.

В'язевий елемент: у контексті збірних конструкцій це розтягнуті елементи, що є фактично нерозрізними і встановленими на перекриття, стіну або колону.

Ізольований збірний елемент: елемент, на який у випадку руйнування не передається навантаження жодним вторинним способом.

Перехідний стан: для збірних конструкцій включає

- виймання із форми,
- транспортування на склад,
- складування (обпирання і умови навантаження),
- транспортування на будмайданчик,
- розвантаження (підйом),
- будівництво (монтаж).

10.2 Основи розрахунку, основні вимоги

(1) При розрахунку і конструюванні збірних залізобетонних елементів належить окремо розглядати наступні питання:

- перехідні стани (див. 10.1.1);
- обпирання; тимчасове і постійне;
- в'язі і з'єднання між елементами.

(2) У відповідних випадках необхідно враховувати динамічні впливи у перехідних станах. За відсутності точного розрахунку статичні впливи можна збільшити із застосуванням відповідного коефіцієнта (див. також стандарти на виробу для окремих типів збірних виробів).

(3) Для забезпечення можливості легкого монтажу, перевірки і заміни у необхідних випадках потрібно конструювати механічні пристрої.

Precast product: precast element manufactured in compliance with a specific CEN standard.

Composite element: element comprising in-situ and precast concrete with or without reinforcement connectors

Rib and block floor: consists of precast ribs (or beams) with an infill between them, made of blocks, hollow clay pots or other forms of permanent shuttering, with or without an in-situ topping.

Diaphragm: plane member which is subjected to in-plane forces; may consist of several precast units connected together.

Tie: in the context of precast structures, a tie is a tensile member, effectively continuous, placed in a floor, wall or column.

Isolated precast member: member for which, in case of failure, no secondary means of load transfer is available.

Transient situation in precast concrete construction includes

- demoulding,
- transport to the storage yard,
- storage (support and load conditions),
- transport to site,
- erection (hoisting),
- construction (assembly).

10.2 Basis of design, fundamental requirements

(1) In design and detailing of precast concrete elements and structures, the following shall be considered specifically:

- transient situations (see 10.1.1);
- bearings; temporary and permanent;
- connections and joints between elements.

(2) Where relevant, dynamic effects in transient situations should be taken into account. In the absence of an accurate analysis, static effects may be multiplied by an appropriate factor (see also product standards for specific types of precast products).

(3) Where required, mechanical devices should be detailed in order to allow ease of assembly, inspection and replacement.

10.3 Матеріали

10.3.1 Бетон

10.3.1.1 Міцність

(1) Для збірних виробів при безперервному процесі виробництва, здійсненні належного контролю якості відповідно до технічних специфікацій та випробування бетону на розтяг як альтернативу таблиці 3.1 можна застосовувати статистичний аналіз результатів випробувань у якості бази для оцінки міцності на розтяг, яка використовується при перевірці граничного стану за придатністю для експлуатації.

(2) Можна використовувати проміжні класи міцності в рамках таблиці 3.1.

(3) У разі теплової обробки збірних залізобетонних елементів міцність бетону на стиск у віці t до 28 діб, $f_{cm}(t)$ може оцінюватись за виразом (3.4), у якому вік бетону t замінюється на температуру бетону заданого віку, що визначена за виразом (B.10) додатка В.

Примітка. Коефіцієнт $\beta_{cc}(t)$ повинен обмежуватись значенням 1.

Для визначення впливу теплової обробки можна використовувати вираз:

$$f_{cm}(t) = f_{cmp} + \frac{f_{cm} - f_{cmp}}{\log(28 - t_p + 1)} \log(t - t_p + 1) \quad (10.1)$$

де f_{cmp} – середня міцність на стиск після теплової обробки (тобто при відпусканні попереднього напруження), визначена за випробуваннями зразків у час t_p ($t_p < t$), які піддалися такій же обробці, як і збірні елементи.

10.3.1.2 Повзучість і усадка

(1) У разі теплової обробки збірних залізобетонних елементів допускається оцінювати величини деформацій повзучості згідно з функцією дозрівання; вираз (B.10) додатка В.

(2) Для визначення деформацій повзучості вік бетону при навантаженні t_0 (діб) у виразі (B.5) потрібно замінити еквівалентним віком бетону, отриманим за виразами (B.9) і (B.10) додатка В.

(3) Для збірних елементів, які піддані тепловій обробці, можна припускати, що:

- деформації усадки під час теплової обробки є незначними, і
- внутрішніми деформаціями усадки можна знехтувати.

10.3 Materials

10.3.1 Concrete

10.3.1.1 Strength

(1) For precast products in continuous production, subjected to an appropriate quality control system according to the product standards, with the concrete tensile strength tested, a statistical analysis of test results may be used as a basis for the evaluation of the tensile strength that is used for serviceability limit states verifications, as an alternative to Table 3.1.

(2) Intermediate strength classes within Table 3.1 may be used.

(3) In the case of heat curing of precast concrete elements, the compressive strength of concrete at an age t before 28 days, $f_{cm}(t)$, may be estimated from Expression (3.4) in which the concrete age t is substituted by the temperature adjusted concrete age obtained by Expression (B.10) of Annex B.

Note: The coefficient $\beta_{cc}(t)$ should be limited to 1.

For the effect of heat curing Expression (10.1) may be used:

where f_{cmp} is the mean compressive strength after the heat curing (i.e. at the release of the prestress), measured by testing of samples at the time t_p ($t_p < t$), that went through the same heat treatment with the precast elements.

10.3.1.2 Creep and shrinkage

(1) In the case of a heat curing of the precast concrete elements, it is permitted to estimate the values of creep deformations according to the maturity function, Expression (B.10) of Annex B.

(2) In order to calculate the creep deformations, the age of concrete at loading t_0 (in days) in Expression (B.5) should be replaced by the equivalent concrete age obtained by Expressions (B.9) and (B.10) of Annex B.

(3) In precast elements subjected to heat curing it may be assumed that:

- the shrinkage strain is not significant during heat curing and
- autogenous shrinkage strain is negligible.

10.3.2 Попередньо напружена арматура

10.3.2.2 Технологічні характеристики попередньо напруженої арматури

(1)Р Для елементів із напруженням на упори необхідно враховувати вплив втрат від релаксації за підвищеної температури під час теплової обробки.

Примітка. Релаксація прискорюється при застосуванні теплової обробки, коли одночасно проявляються температурні деформації. В результаті ступінь релаксації знижується під кінець процесу обробки.

(2) До часу t після натягу в функції часу релаксації, наведеній у 3.3.2(7), необхідно додати еквівалентний час t_{eq} для врахування впливів теплової обробки на втрати попереднього напруження внаслідок релаксації арматури. Еквівалентний час можна визначити за виразом:

$$t_{eq} = \frac{1,14 T_{max} - 20}{T_{max} - 20} \sum_{i=1}^n (T_{(\Delta t_i)} - 20) \Delta t_i, \quad (10.2)$$

де:

t_{eq} – еквівалентний час, год;

$T_{(\Delta t_i)}$ – температура, °С, протягом інтервалу часу Δt_i ;

T_{max} – максимальна температура °С протягом теплової обробки.

10.5 Конструктивний розрахунок

10.5.1 Загальні положення

(1)Р Розрахунок повинен враховувати:

- характер роботи конструктивних елементів на всіх стадіях будівництва з використанням відповідної геометрії і характеристик на кожній стадії, а також їх взаємодію з іншими елементами (наприклад, спільна робота із монолітним бетоном, іншими збірними елементами);
- особливості роботи конструктивної системи під впливом характеру роботи з'єднань між елементами при особливій увазі до фактичних деформацій і міцності з'єднань;
- невизначеності, на які впливають закріплення та розподіл зусиль між елементами, і які виникають внаслідок неточностей геометричних розмірів, монтажу та обпирань.

(2) Сприятливі впливи горизонтальних реакцій, викликаних тертям від власної ваги елемента на опорах, можуть враховуватись тільки у сейсмічних зонах (застосовуючи $\gamma_{G,inf}$) і якщо:

10.3.2 Prestressing steel

10.3.2.2 Technological properties of prestressing steel

(1)P For pre-tensioned members, the effect on the relaxation losses of increasing the temperature while curing the concrete, shall be considered.

Note: The relaxation is accelerated during the application of a thermal curing when a thermal strain is introduced at the same time. Finally, the relaxation rate is reduced at the end of the treatment.

(2) An equivalent time t_{eq} should be added to the time after tensioning t in the relaxation time functions, given in 3.3.2(7), to cater for the effects of the heat treatment on the prestress loss due to the relaxation Expression (10.2):

where:

t_{eq} is the equivalent time (in hours);

$T_{(\Delta t_i)}$ is the temperature (in °C) during the time interval Δt_i ;

T_{max} is the maximum temperature (in °C) during the heat treatment.

10.5 Structural analysis

10.5.1 General

(1)P The analysis shall account for:

- the behaviour of the structural units at all stages of construction using the appropriate geometry and properties for 3ach stage, and their interaction with other elements (e.g. composite action with in-situ concrete, other pre-cast units);
- the behaviour of the structural system influenced by the behaviour of the connections between elements, with particular regard to actual deformations and strength of connections;
- the uncertainties influencing restraints and force transmission between elements arising from deviations in geometry and in the positioning of units and bearings.

(2) Beneficial effects of horizontal restraint caused by friction due to the weight of any supported element may only be used in non seismic zones (using $\gamma_{G,inf}$) and where:

- тертя не є виключним фактором надійності для загальної стійкості конструкції;
- конструкція опор виключає можливість накопичення одностороннього ковзання елементів, такого як нерівномірний характер роботи при повторюваних діях (наприклад, циклічних температурних впливів на гранях контакту шарнірно обпертих елементів);
- виключена можливість значних ударних навантажень.

(3) Впливи горизонтальних зрушень на несучу здатність конструкції і цілісність з'єднань повинні враховуватись при розрахунку з урахуванням несучої здатності конструкції та цілісності з'єднань.

10.5.2 Втрати попереднього напруження

(1) У випадку теплової обробки збірних залізо-бетонних елементів, зменшення натягу у арматурі та обмеження розширення бетону від температури виникають особливі температурні втрати ΔP_{θ} . Ці втрати можна визначати за виразом:

$$\Delta P_{\theta} = 0,5A_P E_P \alpha_c (T_{\max} - T_0), \quad (10.3)$$

де:

A_P – поперечний переріз напруженої арматури;

E_P – модуль пружності напруженої арматури;

α_c – коефіцієнт лінійного температурного розширення бетону (див. 3.1.2; 3.1.3(5));

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

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

10.9 Особливі правила для розрахунку і конструювання

10.9.1 Моменти защемлення у плитах

(1) Моменти від защемлення можуть сприйматись верхньою арматурою, розміщеною у верхній частині або вставленою у відкриті порожнини елементів. У першому випадку горизонтальний зсув у з'єднанні необхідно перевіряти згідно з 6.2.5. У наступному випадку передачу зусиль між монолітним бетоном і порожнинами елементів необхідно перевіряти відповідно до 6.2.5. Довжина верхньої арматури повинна прийматись відповідно до 9.2.1.3.

- the friction is not solely relied upon for overall stability of the structure;
- the bearing arrangements preclude the possibility of accumulation of irreversible sliding of the elements, such as caused by uneven behaviour under alternate actions (e.g. cyclic thermal effects on the contact edges of simply supported elements);
- the possibility of significant impact loading is eliminated.

(3) The effects of horizontal movements should be considered in design with respect to the resistance of the structure and the integrity of the connections.

10.5.2 Losses of prestress

(1) In the case of heat curing of precast concrete elements, the lessening of the tension in the tendons and the restrained dilatation of the concrete due to the temperature, induce a specific thermal loss ΔP_{θ} . This loss may be estimated by the Expression (10.3):

where:

A_P is the cross-section of tendons;

E_P is the elasticity modulus of tendons;

α_c is the linear coefficient of thermal expansion for concrete (see 3.1.2; 3.1.3(5));

$T_{\max} - T_0$ is the difference between the maximum and initial temperature in the concrete near the tendons, in °C.

Note: Any loss of prestress, ΔP_{θ} caused by elongation due to heat curing may be ignored if preheating of the tendons is applied.

10.9 Particular rules for design and detailing

10.9.1 Restraining moments in slabs

(1) Restraining moments may be resisted by top reinforcement placed in the topping or in plugs in open cores of hollow core units. In the former case the horizontal shear in the connection should be checked according to 6.2.5. In the latter case the transfer of force between the in situ concrete plug and the hollow core unit should be verified according to 6.2.5. The length of the top reinforcement should be in accordance with 9.2.1.3.

(2) Впливи непередбаченого защемлення шарнірно опертих плит повинні враховуватись спеціальною арматурою і/або конструюванням.

10.9.2 З'єднання стін і перекриттів

(1) Для елементів стін, встановлених на плити перекриття, необхідно передбачати армування для сприйняття можливих ексцентриситетів і зосереджених навантажень на кінці стіни. Стосовно плит перекриття див. 10.9.1(2).

(2) Якщо вертикальне навантаження $\leq 0,5h \cdot f_{cd}$, де h – товщина стіни (рисунок 10.1), то забезпечувати окреме армування не вимагається. За умови армування згідно з рисунком 10.1 та забезпеченні діаметра $\phi \geq 6$ мм, а кроку не більш ніж менше значення із h і 200 мм, навантаження можна збільшувати до $0,6h \cdot f_{cd}$. Для вищих рівнів навантаження армування слід визначати згідно з (1). Окрему перевірку необхідно виконувати для нижче розташованої стіни.

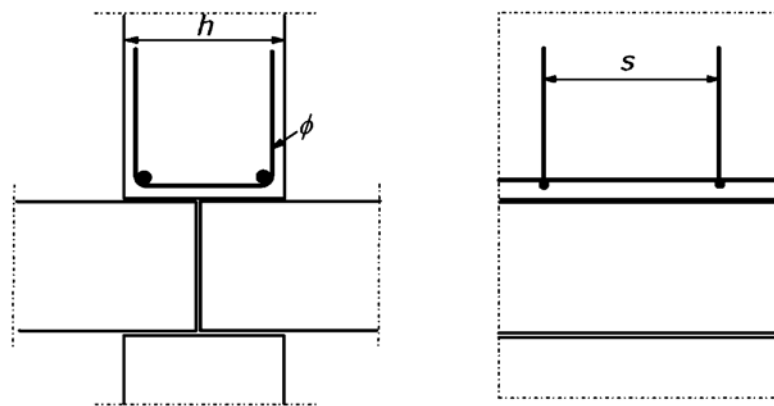


Рисунок 10.1 – Приклади армування стіни над стиком між двома плитами перекриття
Figure 10.1 – Example of reinforcement in a wall over a connection between two floor slabs

10.9.3 Системи перекриттів

(1)P Конструювання систем перекриттів повинно узгоджуватись з умовами у розрахунку та проектуванні. Повинні враховуватись технічні специфікації на виробі.

(2)P Якщо враховується розподіл поперечного навантаження між прилеглими елементами, то необхідно забезпечувати відповідне поперечне армування.

(3)P Можливий вплив защемлень збірних елементів повинен враховуватись навіть у випадку, коли допускається шарнірне обпирання при розрахунку.

(2) Unintended restraining effects at the supports of simply supported slabs should be considered by special reinforcement and/or detailing.

10.9.2 Wall to floor connections

(1) In wall elements installed over floor slabs, reinforcement should normally be provided for possible eccentricities and concentrations of the vertical load at the end of the wall. For floor elements see 10.9.1 (2).

(2) No specific reinforcement is required provided the vertical load per unit length is $\leq 0,5h \cdot f_{cd}$ where h is the wall thickness, see Figure 10.1. The load may be increased to $0,6h \cdot f_{cd}$ with reinforcement according to Figure 10.1, having diameter $\phi \geq 6$ mm and spacing s not greater than the lesser of h and 200 mm. For higher loads, reinforcement should be designed according to (1). A separate check should be made for the lower wall.

10.9.3 Floor systems

(1)P The detailing of floor systems shall be consistent with assumptions in analysis and design. Relevant product standards shall be considered.

(2)P Where transverse load distribution between adjacent units has been taken into account, appropriate shear connection shall be provided.

(3)P The effects of possible restraints of precast units shall be considered, even if simple supports have been assumed in design.

(4) Передача зусиль зсуву у з'єднаннях може досягатись різними способами. Три основних типи з'єднань показано на рисунку 10.2.

(5) Розподіл поперечних навантажень повинен базуватись на розрахунку або випробуваннях з урахуванням можливої їх зміни між збірними елементами. Сумарні поперечні зусилля між елементами перекриття повинні враховуватись при розрахунку з'єднань і прилеглих частин елементів (наприклад, за межами ребер і стінок).

Для перекриттів з рівномірно розподіленим навантаженням, за відсутності більш точного розрахунку, це поперечне зусилля на одиницю довжини може прийматись як:

$$V_{Ed} = q_{Ed} \cdot b_e / 3, \quad (10.4)$$

де:

q_{Ed} – розрахункове значення змінного навантаження, кН/м²;

b_e – ширина елемента.

(4) Shear transfer in connections may be achieved in different ways. Three main types of connections shown in Figure 10.2.

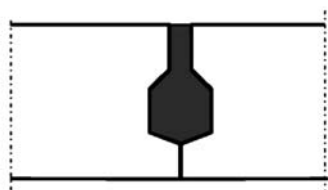
(5) Transverse distribution of loads should be based on analysis or tests, taking into account possible load variations between precast elements. The resulting shear force between floor units should be considered in the design of connections and adjacent parts of elements (e.g. outside ribs or webs).

For floors with uniformly distributed load, and in the absence of a more accurate analysis, this shear force per unit length may be taken as:

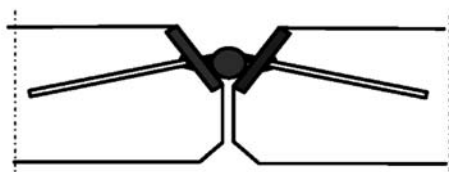
where:

q_{Ed} is the design value of variable load (kN/m²);

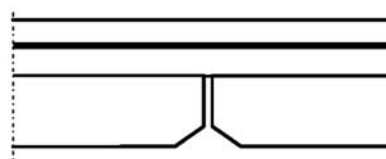
b_e is the width of the element.



а – забетоновані або заповнені розчином
concreted or grouted



б – зварювані або на болтах
(як приклад показано один тип зварюваного з'єднання)
welded or bolted connections
(this shows one type of welded connection as an example)



с – армованою набетонкою
(вертикальна арматура може знадобитись для передачі зсуву у граничному стані ULS)
reinforced topping
(vertical reinforcement connectors to topping may be required to ensure shear transfer at ULS)

Рисунок 10.2 – Приклади з'єднань для передачі зсуву

Figure 10.2 – Examples of connections for shear transfer

(6) Якщо передбачається, що збірні перекриття утворюють жорсткі диски для передачі горизонтальних навантажень на системи в'язей, необхідно враховувати наступне:

- диски повинні бути частиною реальної конструктивної моделі з урахуванням сумісності деформацій із системою в'язей;
- для всіх частин споруди, на які передаються горизонтальні навантаження, повинні враховуватись впливи горизонтальних деформацій;

(6) Where precast floors are assumed to act as diaphragms to transfer horizontal loads to bracing units, the following should be considered:

- the diaphragm should form part of a realistic structural model, taking into account the deformation compatibility with bracing units;
- the effects of horizontal deformations should be taken into account for all parts of the structure involved in the transfer of horizontal loads;

- диски повинні армуватись для сприйняття зусиль розтягу, які передбачені конструктивною моделлю;
- при конструюванні арматури повинні враховуватись концентрації напружень біля прорізів і у з'єднаннях.

(7) Поперечна арматура для передачі зусиль зсуву у з'єднаннях дисків може зосереджуватись вдовж опор, формуючи умовні розтягнуті елементи, що відповідають конструктивній моделі. Ця арматура може розташовуватись у набетонці за її наявності.

(8) Збірні елементи з набетонкою щонайменше 40 мм можуть розраховуватись як складені елементи за умови, що їх взаємодія перевірена на зсув згідно з 6.2.5. Збірні елементи необхідно перевіряти на всіх стадіях будівництва, до і після досягнення спільного характеру роботи.

(9) Поперечна арматура при згинанні та інших впливах може повністю розміщуватись у набетонці. Конструювання повинно відповідати моделі конструкції, наприклад, якщо запроєктовано обпирання по контуру.

(10) Стінки або ребра у відокремлених елементах плит (тобто елементах, що не передають зсув через з'єднання) повинні забезпечуватись поперечним армуванням як балки.

(11) Перекриття із збірних балок і блоків без набетонки можуть розраховуватись як монолітні плити, якщо монолітні поперечні ребра забезпечено безперервною арматурою, яка проходить через збірні поздовжні ребра із кроком s_T згідно з таблицею 10.1.

(12) Середні поздовжні напруження зсуву V_{Rdi} , що діють у дисках плит перекриттів із заповненими бетоном або розчином з'єднаннями, необхідно обмежувати значенням 0,1 МПа для дуже гладких поверхонь і 0,15 МПа – для гладких і шорстких. Див. 6.2.5 для визначення характеру поверхні.

- the diaphragm should be reinforced for the tensile forces assumed in the structural model
- stress concentrations at openings and connections should be taken into account in the detailing of reinforcement.

(7) Transverse reinforcement for shear transfer across connections in the diaphragm may be concentrated along supports, forming ties consistent with the structural model. This reinforcement may be placed in the topping, if it exists.

(8) Precast units with a topping of at least 40 mm may be designed as composite members, if shear in the interface is verified according to 6.2.5. The precast unit should be checked at all stages of construction, before and after composite action has become effective.

(9) Transverse reinforcement for bending and other action effects may lie entirely within the topping. The detailing should be consistent with the structural model, e.g. if two-way spanning is assumed.

(10) Webs or ribs in isolated slab units (i.e. units which are not connected for shear transfer) should be provided with shear reinforcement as for beams.

(11) Floors with precast ribs and blocks without topping may be analysed as solid slabs, if the insitu transverse ribs are provided with continuous reinforcement through the precast longitudinal ribs and at a spacing s_T according to Table 10.1.

(12) In diaphragm action between precast slab elements with concreted or grouted connections, the average longitudinal shear stress V_{Rdi} should be limited to 0,1 MPa for very smooth surfaces, and to 0,15 MPa for smooth and rough surfaces. See 6.2.5 for definition of surfaces.

Таблиця 10.1 – Максимальний крок поперечних ребер s_T при розрахунку перекриттів із ребрами і блоками як монолітних; s_L дорівнює кроку поздовжніх ребер, l_L – довжині (проліт) поздовжніх ребер, h – товщині ребристого перекриття

Table 10.1 – Maximum spacing of transverse ribs, S_T for the analysis of floors with ribs and block as solid slabs. s_L = spacing of longitudinal ribs, l_L = length (span) of longitudinal ribs, h = thickness of ribbed floor

| Тип прикладеного навантаження Type of imposed loading | $s_L \leq l_L / 8$ | $s_L > l_L / 8$ |
|--|--------------------------------|-----------------|
| Корисне, сніг Residential, snow | Не вимагається Not required | $s_T \leq 12h$ |
| Інше Other | $s_T \leq 10h$ | $s_T \leq 8h$ |

10.9.4 З'єднання і обпирання для збірних елементів

10.9.4.1 Матеріали

(1)Р Матеріали, що використовуються для з'єднань, повинні бути:

- стабільними і довговічними протягом проектного строку експлуатації конструкції;
- хімічно і фізично сумісними;
- захищеними від несприятливих хімічних і фізичних впливів;
- вогнетривкими, щоб відповідати вогнетривкості конструкції.

(2)Р Опорні подушки повинні мати характеристики міцності та деформативності відповідно до розрахункових припущень.

(3)Р Металеві кріплення облицювання для всіх класів впливів, окрім X0 та XC1 (таблиця 4.1), і які не захищені від зовнішнього середовища, повинні виготовлятися із корозійностійкого матеріалу. За можливості перевірок допускається використовувати захисні покриття.

(4)Р До виконання зварювання необхідно перевірити допустимість відпуску або холодного формування.

10.9.4.2 Загальні правила розрахунку і конструювання з'єднань

(1)Р З'єднання повинно сприймати впливи, які відповідають розрахунковим припущенням, мати необхідну деформативність та забезпечувати стійку роботу конструкції.

(2)Р Необхідно запобігати сколюванню або відшаруванню бетону на гранях елементів до кінцевого монтажу з урахуванням наступних аспектів:

- відносних переміщень між елементами;

10.9.4 Connections and supports for precast elements

10.9.4.1 Materials

(1)P Materials used for connections shall be:

- stable and durable for the design working life of the structure;
- chemically and physically compatible;
- protected against adverse chemical and physical influences;
- fire resistant to match the fire resistance of the structure.

(2)P Supporting pads shall have strength and deformation properties in accordance with the design assumptions.

(3)P Metal fastenings for claddings, other than in environmental classes X0 and XC1 (Table 4.1) and not protected against the environment, shall be of corrosion resistant material. If inspection is possible, coated material may also be used.

(4)P Before undertaking welding, annealing or cold forming the suitability of the material shall be verified.

10.9.4.2 General rules for design and detailing of connections

(1)P Connections shall be able to resist action effects consistent with design assumptions, to accommodate the necessary deformations and ensure robust behaviour of the structure.

(2)P Premature splitting or spalling of concrete at the ends of elements shall be prevented, taking into account:

- relative movements between elements;

- відхилень;
- вимог стосовно монтажу;
- простоти виконання;
- простоти перевірки.

(3) Перевірка несучої здатності і жорсткості з'єднань може ґрунтуватись на розрахунку з можливим випробуванням (для проектування на базі випробувань див. EN 1990, додаток D). Необхідно враховувати неточності виконання. Розрахункові величини, визначені на основі випробувань, повинні включати несприятливі відхилення фактичних умов роботи від умов випробувань.

10.9.4.3 З'єднання, що передають зусилля стиску

(1) У стиснутих з'єднаннях зусиллями зсуву можна знехтувати, якщо вони становлять менше 10% від зусилля стиску.

(2) Для з'єднань на вирівнювальних та ущільнювальних матеріалах (розчин, бетон або полімери) необхідно виключати можливість відносних зрушень між поверхнями, які з'єднуються, під час твердіння матеріалу.

(3) З'єднання без вирівнювальних та ущільнювальних матеріалів (сухе з'єднання) повинно використовуватись тільки у випадках, коли можливо досягти необхідної якості виконання. Середні напруження на опорі між плоскими поверхнями не повинні перевищувати $0,3 f_{cd}$. Сухі з'єднання, що включають криві (випуклі) поверхні, повинні розраховуватись при обов'язковому врахуванні геометрії.

(4) Необхідно враховувати напруження розтягу у прилеглих елементах. Вони можуть виникати внаслідок зосередженого стиску відповідно до рисунка 10.3а, або розширення м'якого вирівнювального матеріалу відповідно до рисунка 10.3б. Арматуру у випадку а) можна розрахувати і розмістити згідно з 6.5. У випадку б) арматуру необхідно розташувати близько до поверхонь прилеглих елементів.

(5) За відсутності більш точних моделей, арматуру у випадку б) можна визначати за виразом:

$$A_s = 0,25(t/h)F_{Ed} / f_{yd} , \quad (10.5)$$

де:

A_s – площа арматури біля кожної поверхні;

t – товщина вирівнювального шару;

- deviations;
- assembly requirements;
- ease of execution;
- ease of inspection.

(3) Verification of resistance and stiffness of connections may be based on analysis, possibly assisted by testing (for design assisted by testing, see EN 1990, Annex D). Imperfections should be taken into account. Design values based on tests should allow for unfavourable deviations from testing conditions.

10.9.4.3 Connections transmitting compressive forces

(1) Shear forces may be ignored in compression connections if they are less than 10% of the compressive force.

(2) For connections with bedding materials like mortar, concrete or polymers, relative movement between the connected surfaces should be prevented during hardening of the material.

(3) Connections without bedding material (dry connections) should only be used where an appropriate quality of workmanship can be achieved. The average bearing stress between plane surfaces should not exceed $0,3 f_{cd}$. Dry connections including curved (convex) surfaces should be designed with due consideration of the geometry.

(4) Transverse tensile stresses in adjacent elements should be considered. They may be due to concentrated compression according to Figure 10.3a, or to the expansion of soft padding according to Figure 10.3b. Reinforcement in case a) may be designed and located according to 6.5. Reinforcement in case b) should be placed close to the surfaces of the adjacent elements.

(5) In the absence of more accurate models, reinforcement in case b) may be calculated in accordance with Expression (10.5):

where:

A_s is the reinforcement area in each surface;

t is the thickness of padding;

h – розмір вирівнювального шару у напрямі арматури;

F_{Ed} – зусилля стиску у з'єднанні.

(6) Максимальну несучу здатність стиснутих з'єднань можна визначити згідно з 6.7 або на основі розрахунку, перевіреному випробуваннями (для проектування на базі випробувань див. EN 1990).

h is the dimension of padding in direction of reinforcement;

F_{Ed} is the compressive force in connection.

(6) The maximum capacity of compression connections can be determined according to 6.7, or can be based on analysis, possibly assisted by testing (for design assisted testing, see EN 1990).

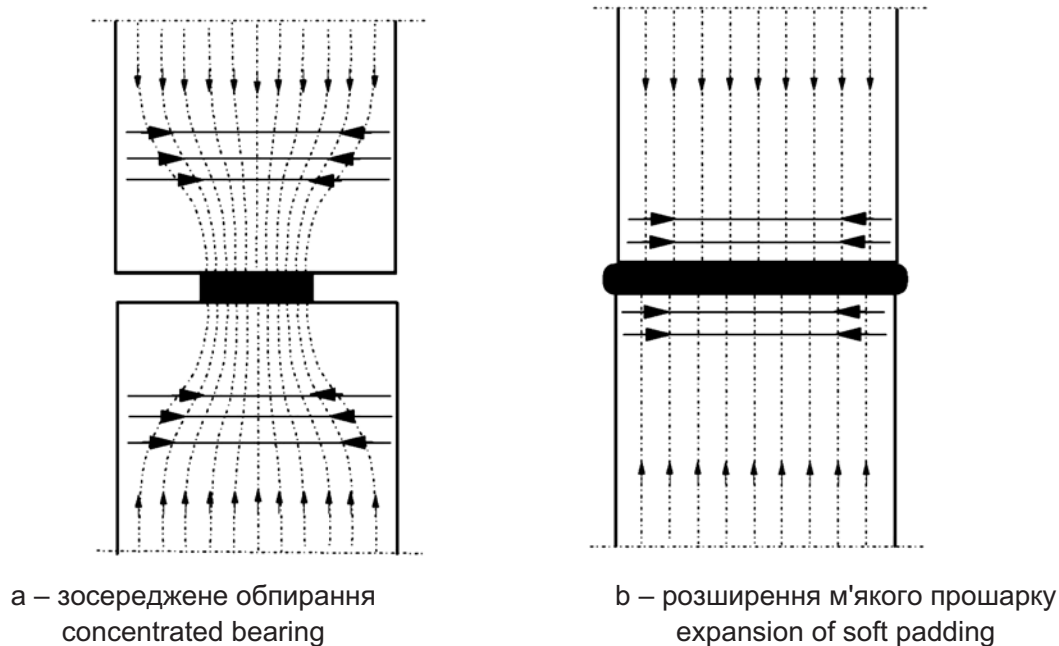


Рисунок 10.3 – Поперечні напруження розтягу у стиснутих з'єднаннях
Figure 10.3 – Transverse tensile stresses at compression connections

10.9.4.4 З'єднання, що передають зусилля зсуву

(1) При передачі зсуву по контакту між двома бетонними поверхнями, наприклад, збірного елемента і монолітного бетону, див 6.2.5.

10.9.4.5 З'єднання, що передають згинальні моменти або зусилля розтягу

(1)P Арматура повинна бути нерозривною в межах з'єднання і заанкеруватись у прилеглих елементах.

(2) Безперервність може досягатись шляхом:

- напуску стрижнів;
- замоноличуванням арматури у порожнини;
- перепуском арматурних петель;
- зварюванням стрижнів або сталевих пластин;
- попереднім напруженням;
- механічними пристроями (гвинтові або заповнені муфти);
- з'єднання обтиском (стискальні муфти).

10.9.4.4 Connections transmitting shear forces

(1) For shear transfer in interfaces between two concretes, e.g. a precast element and in situ concrete, see 6.2.5.

10.9.4.5 Connections transmitting bending moments or tensile forces

(1)P Reinforcement shall be continuous across the connection and anchored in the adjacent elements.

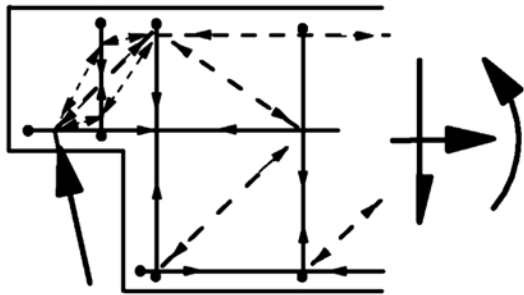
(2) Continuity may be obtained by, for example

- lapping of bars;
- grouting of reinforcement into holes;
- overlapping reinforcement loops;
- welding of bars or steel plates;
- prestressing;
- mechanical devices (threaded or filled sleeves);
- swaged connectors (compressed sleeves).

10.9.4.6 З'єднання з підрізкою

(1) З'єднання з підрізкою можна розраховувати із застосуванням стиснуто-розтягнутих моделей згідно з 6.5. Дві альтернативні моделі та армування показані на рисунку 10.4. Ці дві моделі можуть комбінуватись.

Примітка. На рисунку показано тільки основні елементи стиснуто-розтягнутої моделі



10.9.4.6 Half joints

(1) Half joints may be designed using strut-and-tie models according to 6.5. Two alternative models and reinforcements are indicated in Figure 10.4. The two models may be combined.

Note: The figure shows only the main features of strut-and-tie models.

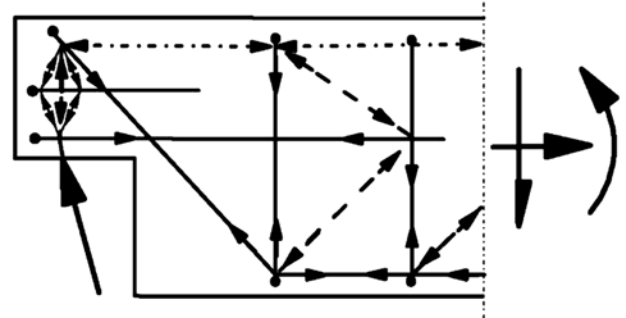


Рисунок 10.4 – Рекомендовані моделі армування з'єднань з підрізкою

Figure 10.4 – Indicative models for reinforcement in half joints

10.9.4.7 Заанкерування арматури на опорах

(1) Арматура в опорних елементах і тих, що обпираються, повинна конструюватись так, щоб забезпечити заанкерування у відповідному вузлі з урахуванням відхилень. Приклад показано на рисунку 10.5.

Фактична довжина обпирання a_1 контролюється через відстань d (рисунок 10.5) від грані відповідних елементів, де:

$d_i = c_i + \Delta a_i$ при горизонтальних петлях або іншому заанкеруванні стрижнів;

$d_i = c_i + \Delta a_i + r_i$ при вертикальному загинанні стрижнів,

де:

c_i – захисний шар бетону;

Δa_i – відхилення (див. 10.9.5.2 (1));

r_i – радіус згину.

Для визначення Δa_2 і Δa_3 див. рисунок 10.5 та 10.9.5.2 (1).

10.9.4.7 Anchorage of reinforcement at supports

(1) Reinforcement in supporting and supported members should be detailed to ensure anchorage in the respective node, allowing for deviations. An example is shown in Figure 10.5.

The effective bearing length a_1 is controlled by a distance d (see Figure 10.5) from the edge of the respective elements where:

$d_i = c_i + \Delta a_i$ with horizontal loops or otherwise end anchored bars;

$d_i = c_i + \Delta a_i + r_i$ with vertically bent bars,

where:

c_i is concrete cover;

Δa_i is a deviation (see 10.9.5.2 (1));

r_i is the bend radius.

See Figure 10.5 and 10.9.5.2 (1) for definitions of Δa_2 or Δa_3 .

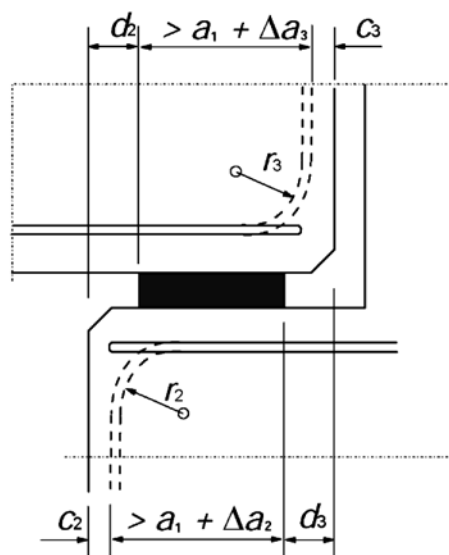


Рисунок 10.5 – Приклад конструювання арматури в опорі
Figure 10.5 – Example of detailing of reinforcement in support

10.9.5 Опори

10.9.5.1 Загальні положення

(1)P Належне функціонування опор повинно забезпечуватись армуванням прилеглих елементів, обмеженням напружень в обпиранні та заходами, що враховують зрушення або закріплення.

(2)P При обпираннях, які не дозволяють ковзання або поворот без значних защемлень, впливи, спричинені повзучістю, усадкою, температурою, відхиленнями від осі, вертикалі тощо, повинні враховуватись у розрахунку прилеглих елементів.

(3) Впливи факторів (2)P можуть вимагати поперечного армування в опорних елементах і тих, що обпираються, та/або нерозрізне армування для зв'язування елементів між собою. Вони також можуть впливати на розрахунок основної арматури у таких елементах.

(4)P Опори повинні розраховуватись і конструюватись так, щоб забезпечувати правильне встановлення з урахуванням допусків при виготовленні і монтажі.

(5)P Необхідно враховувати можливі впливи заанкерування при попередньому напруженні.

10.9.5.2 Опори для з'єднаних (неізованих) елементів

(1) Номінальну довжину a шарнірної опори, показаної на рисунку 10.6, можна визначити як:

10.9.5 Bearings

10.9.5.1 General

(1)P The proper functioning of bearings shall be ensured by reinforcement in adjacent members, limitation of bearing stress and measures to account for movement or restraint.

(2)P For bearings which do not permit sliding or rotation without significant restraint, actions due to creep, shrinkage, temperature, misalignment, lack of plumb etc. shall be taken into account in the design of adjacent members.

(3) The effects of (2)P may require transverse reinforcement in supporting and supported members, and/or continuity reinforcement for tying elements together. They may also influence the design of main reinforcement in such members.

(4)P Bearings shall be designed and detailed to ensure correct positioning, taking into account production and assembling deviations.

(5)P Possible effects of prestressing anchorages and their recesses shall be taken into account.

10.9.5.2 Bearings for connected (non-isolated) members

(1) The nominal length a of a simple bearing as shown in Figure 10.6 may be calculated as:

$$a = a_1 + a_2 + a_3 + \sqrt{\Delta a_2^2 + \Delta a_3^2}, \quad (10.6)$$

де:

a_1 – довжина нетто опори відносно напружень на опорі, $a_1 = F_{Ed}/(b_1 f_{Rd})$, але не менше ніж мінімальні величини за таблицею 10.2;

F_{Ed} – розрахункове значення опорної реакції;

b_1 – ширина нетто опори (рисунок 10.6);

f_{Rd} – розрахункове значення міцності опори, див. (2);

a_2 – відстань, що вважається неробочою за межами зовнішнього кінця елемента, який опирається (рисунок 10.6 і таблиця 10.3);

a_3 – ця ж відстань для опорного елемента (рисунок 10.6 і таблиця 10.4);

where:

a_1 is the net bearing length with regard to bearing stress, $a_1 = F_{Ed}/(b_1 f_{Rd})$, but not less than minimum values in Table 10.2;

F_{Ed} is the design value of support reaction;

b_1 is the net bearing width, see Figure 10.6;

f_{Rd} is the design value of bearing strength, see (2);

a_2 is the distance assumed ineffective beyond outer end of supporting member, see Figure 10.6 and Table 10.3;

a_3 is the similar distance for supported member, see Figure 10.6 and Table 10.4;

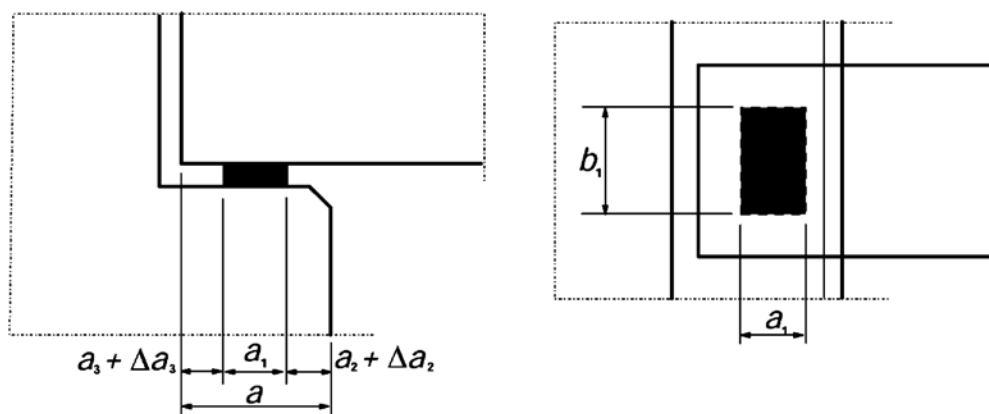


Рисунок 10.6 – Приклади опор з позначками величин

Figure 10.6 – Example of bearing with definitions

Δa_2 – допустимі відхилення відстані між опорними елементами (таблиця 10.5);

Δa_3 – допустимі відхилення довжини елемента, що опирається, $\Delta a_3 = l_n/2500$, l_n – довжина елемента.

Δa_2 is an allowance for deviations for the distance between supporting members, see Table 10.5;

Δa_3 is an allowance for deviations for the length of the supported member, $\Delta a_3 = l_n/2500$, l_n is length of member.

Таблиця 10.2 – Мінімальне значення a_1 , мм

Table 10.2 – Minimum value of a_1 in mm

| Відносні напруження на опорі $\sigma E_d / f_{cd}$ Relative bearing stress $\sigma E_d / f_{cd}$ | $\leq 0,15$ | 0,15 – 0,4 | $> 0,4$ |
|---|-------------|------------|---------|
| Лінійне обпирання (перекриття, покриття) Line support (floors, roofs) | 25 | 30 | 40 |
| Рибисті перекарття і прогони Ribbed floors and purlins | 55 | 70 | 80 |
| Зосереджене обпирання (балки) Concentrated supports (beams) | 90 | 110 | 140 |

Таблиця 10.3 – Відстань a_2 , мм, що вважається неробочою від зовнішнього кінця опорного елемента. При позначенні (-) необхідно застосовувати бетонну подушку

Table 10.3 – Distance a_2 (mm) assumed ineffective from outer end of supporting member. Concrete padstone should be used in cases (-)

| Матеріал опори Support material | Тип обпирання Type support $\sigma E_d / f_{cd}$ | $\leq 0,15$ | $0,15 - 0,4$ | $> 0,4$ |
|---|---|-------------|--------------|---------|
| Сталь Steel | лінійне line | 0 | 0 | 10 |
| | зосереджене concentrated | 5 | 10 | 15 |
| Залізобетон \geq C30 Reinforced concrete \geq C30 | лінійне line | 5 | 10 | 15 |
| | зосереджене concentrated | 10 | 15 | 25 |
| Звичайний бетон та залізобетон $<$ C30 Plain concrete and rein. concrete $<$ C30 | лінійне line | 10 | 15 | 25 |
| | зосереджене concentrated | 20 | 25 | 35 |
| Кам'яна кладка Brickwork | лінійне line | 10 | 15 | (-) |
| | зосереджене concentrated | 20 | 25 | (-) |

Таблиця 10.4 – Відстань a_3 , мм, що вважається неробочою за зовнішнім кінцем елемента, що обпирається

Table 10.4 – Distance a_3 (mm) assumed ineffective beyond outer end of supported member

| Конструювання арматури | Обпирання Support | |
|--|----------------------|---|
| | Лінійне Line | Зосереджене Concentrated |
| Нерозривні стрижні за опору (защемлені або без) Continuous bars over support (restrained or not) | 0 | 0 |
| Прямі стрижні, горизонтально загнуті петлі, близько до кінця елемента Straight bars, horizontal loops, close to end of member | 5 | 15, але не менше ніж захисний шар на кінці 15, but not less than end cover |
| Пучки або прямі стрижні виведені на кінці елемента Tendons or straight bars exposed at end of member | 5 | 15 |
| Арматура з вертикально загнутою петлею Vertical loop reinforcement | 15 | Захисний шар на кінці + радіус загинання End cover + inner radius of bending |

Таблиця 10.5 – Допуск Δa_2 на відхилення відстані у чистоті між гранями опор, l = довжині прольоту
Table 10.5 – Allowance Δa_2 for deviations for the clear distance between the faces of the supports.
 l = span length

| Матеріал опори Support material | Δa_2 |
|---|--|
| Сталь або збірний залізобетон Steel or precast concrete | $10 \leq l / 1200 \leq 30$ мм (mm) |
| Кам'яна кладка або монолітний бетон Brickwork or cast in-situ concrete | $15 \leq l / 1200 + 5 \leq 40$ мм (mm) |

(2) За відсутності інших специфікацій можна використовувати наступні величини міцності опор:

$f_{Rd} = 0,4f_{cd}$ при з'єднанні насухо (див. 10.9.4.3 (3) для визначень);

$f_{Rd} = f_{bed} \leq 0,85f_{cd}$ для всіх інших випадків, де:

f_{cd} – найменша із розрахункової несучої здатності опорного елемента та елемента, що обпирається;

f_{bed} – розрахункова міцність матеріалу вирівнювального шару.

(3) Якщо виконуються заходи для отримання рівномірного розподілу опорного тиску, наприклад, розчином, підкладкою із неопрену або схожого матеріалу, розрахункову ширину b_1 можна приймати такою, що дорівнює фактичній ширині обпирання. В іншому разі, за відсутності більш точного визначення b_1 не повинна перевищувати 600 мм.

10.9.5.3 Опори для ізольованих елементів

(1)P Для ізольованих елементів номінальна довжина повинна бути більшою на 20 мм ніж для неізольованих.

(2)P Якщо опори допускають переміщення в обпираннях, то довжина обпирання нетто повинна збільшуватись для перекивання переміщень.

(3)P Якщо елемент закріплено іншим чином, окрім як на рівні опор, то довжину обпирання нетто a_1 необхідно збільшувати для перекивання впливу можливого повороту навколо закріплення.

(2) In the absence of other specifications, the following values can be used for the bearing strength:

$f_{Rd} = 0,4f_{cd}$ for dry connections (see 10.9.4.3 (3) for definition)

$f_{Rd} = f_{bed} \leq 0,85f_{cd}$ for all other cases, where:

f_{cd} is the lower of the design strengths for supported and supporting member;

f_{bed} is the design strength of bedding material.

(3) If measures are taken to obtain a uniform distribution of the bearing pressure, e.g. with mortar, neoprene or similar pads, the design bearing width b_1 may be taken as the actual width of the bearing. Otherwise, and in the absence of a more accurate analysis, b_1 should not be greater than to 600 mm.

10.9.5.3 Bearings for isolated members

(1)P The nominal length shall be 20 mm greater than for non-isolated members.

(2)P If the bearing allows movements in the support, the net bearing length shall be increased to cover possible movements.

(3)P If a member is tied other than at the level of its bearing, the net bearing length a_1 shall be increased to cover the effect of possible rotation around the tie.

10.9.6 Фундаменти стаканного типу

10.9.6.1 Загальні положення

(1) Р Залізобетонні стакани повинні передавати вертикальні впливи, згинальні моменти і горизонтальні зсуви від колон на ґрунт. Стакани повинні бути достатніми для належного заповнення бетоном об'єму під і навколо колони.

10.9.6.2 Стакани зі з'єднанням на шпонках

(1) Можна вважати, що стакани з улаштованими нерівними заглибленнями або шпонками працюють з колоною як одне ціле.

(2) За наявності вертикального розтягу внаслідок передачі моменту необхідно особливо ретельно конструювати напуски арматури колон і фундаментів зі шпонками, враховуючи розділення стрижнів з напуском. Довжину напуску згідно з 8.7 необхідно збільшувати щонайменше на величину горизонтальної відстані між стрижнями у колоні і фундаменті (рисунок 10.7 а). Потрібно передбачати відповідне горизонтальне армування для з'єднання напуском.

(3) Розрахунок на зсув при продавлюванні необхідно виконувати як для монолітичних з'єднань колона/фундамент згідно з 6.4, як показано на рисунку 10.7а при здійсненні перевірки на передачу зсуву між колоною і фундаментом. В іншому випадку розрахунок на зсув при продавлюванні необхідно виконувати як для стаканів з гладкими поверхнями.

10.9.6.3 Стакани із гладкими поверхнями

(1) Допускається, що сили і моменти передаються від колони на фундамент через зусилля стиску F_1 , F_2 та F_3 через бетон замоноличування і відповідні сили тертя, як показано на рисунку 10.7 б. Для цієї моделі необхідно, щоб $l \geq 1,2h$.

(2) Коефіцієнт тертя не повинен прийматись більше ніж $\mu = 0,3$.

(3) Особливу увагу слід звернути на:

- конструювання арматури для F_1 у верхній частині стінок стакана;
- передачу F_1 вдовж бокових стінок на фундаменти;
- анкерування основної арматури у колоні та стінках стакана;
- несучу здатність колони на зсув у межах стакана;

10.9.6 Pocket foundations

10.9.6.1 General

(1) P Concrete pockets shall be capable of transferring vertical actions, bending moments and horizontal shears from columns to the soil. The pocket shall be large enough to enable a good concrete filling below and around the column.

10.9.6.2 Pockets with keyed surfaces

(1) Pockets expressly wrought with indentations or keys may be considered to act monolithically with the column.

(2) Where vertical tension due to moment transfer occurs careful detailing of the overlap reinforcement of the similarly wrought column and the foundation is needed, allowing for the separation of the lapped bars. The lap length according to 8.7 should be increased by at least the horizontal distance between bars in the column and in the foundation (see Figure 10.7 (a)) Adequate horizontal reinforcement for the lapped splice should be provided.

(3) The punching shear design should be as for monolithic column/foundation connections according to 6.4, as shown in Figure 10.7 (a), provided the shear transfer between the column and footing is verified. Otherwise the punching shear design should be as for pockets with smooth surfaces.

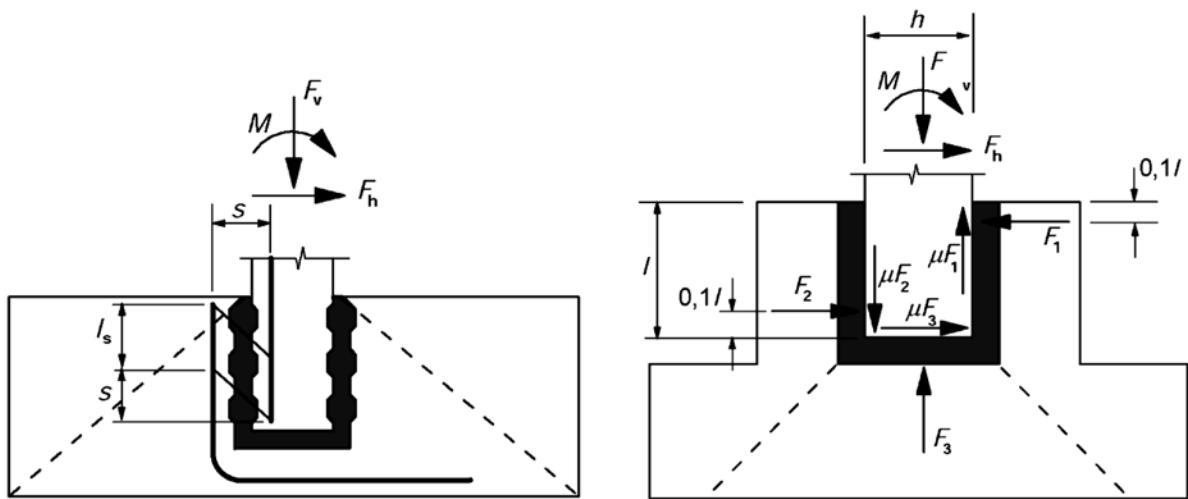
10.9.6.3 Pockets with smooth surfaces

(1) The forces and the moment may be assumed to be transferred from column to foundation by compressive forces F_1 , F_2 and F_3 through the concrete filling and corresponding friction forces, as shown in Figure 10.7 (b). This model requires $l \geq 1,2h$.

(2) The coefficient of friction should not be taken greater than $\mu = 0,3$.

(3) Special attention should be paid to:

- detailing of reinforcement for F_1 in top of pocket walls;
- transfer of F_1 along the lateral walls to the footing;
- anchorage of main reinforcement in the column and pocket walls;
- shear resistance of column within the pocket;



а – із з'єднувальними поверхнями на шпонках
with keyed joint surface

б – із гладкими поверхнями з'єднання
with smooth joint surface

Рисунок 10.7 – Фундаменти стаканного типу

Figure 10.7 – Pocket Foundations

– опір продавлюванню плити фундаменту від дії зусиль у колоні, при розрахунку якого доцільно враховувати фактор наявності монолітного бетону, заповненого під збірним елементом на майданчику.

– punching resistance of the footing slab under the column force, the calculation for which may take into account the insitu structural concrete placed under the precast element.

10.9.7 Система в'язей

10.9.7 Tying systems

(1) Для плоских елементів, навантажених у власній площині, наприклад, стінових діафрагм або дисків перекриттів, необхідну спільну роботу можна забезпечити шляхом з'єднання конструкцій між собою системою крайніх та/або внутрішніх в'язей.

(1) For plate elements loaded in their own plane, e.g. in walls and floor diaphragms, the necessary interaction may be obtained by tying the structure together with peripheral and/or internal ties.

Ці ж в'язі можуть сприймати можливе прогресуюче руйнування відповідно до 9.10.

The same ties may also act to prevent progressive collapse according to 9.10

11 КОНСТРУКЦІЇ З БЕТОНУ НА ЛЕГКИХ ЗАПОВНЮВАЧАХ

11.1 Загальні положення

(1) У цьому розділі надаються додаткові вимоги для бетону на легких заповнювачах (LWAC). Також даються посилання на положення інших розділів (1 до 10 і 12) цього документа та додатків.

Примітка. Заголовки нумеруються цифрою 11, за якою йдуть відповідні номери основного розділу. Заголовки нижчого рівня нумеруються послідовно, без взаємозв'язку з підзаголовками попередніх розділів. Якщо наводяться альтернативи для виразів, рисунків і таблиць з інших розділів, нумерація посилань також починається з 11.

11.1.1 Сфера застосування

(1)P Як правило, застосовуються всі положення розділів від 1 до 10 та 12, якщо тільки вони не замінюються спеціальними положеннями, наведеними у цьому розділі. Як правило, коли у виразах використовуються величини міцності, встановлені у таблиці 3.1, ці величини замінюються відповідними значеннями для легкого бетону, що наведені у таблиці 11.3.1 цього розділу.

(2)P Розділ 11 застосовується до всіх бетонів замкненої структури, виготовлених на легких заповнювачах із природних або штучних матеріалів, окрім випадків, коли практика надійно підтверджує, що можливо безпечно застосування інших положень.

(3) Цей розділ не поширюється на ніздрюватий бетон (пінобетон, газобетон), як автоклавний, так і звичайного твердіння, а також на бетони на легких заповнювачах відкритої структури.

(4)P Бетон на легких заповнювачах має замкнену структуру і густину не більше ніж 2200 кг/м^3 , що складається або включає пропорцію штучних або природних легких заповнювачів, густина фракцій яких менша ніж 2000 кг/м^3 .

11.1.2 Спеціальні символи

(1)P Для легкого бетону застосовуються наступні спеціальні символи:

LC – класи міцності легкого бетону, яким передує позначка LC ;

η_E – перехідний коефіцієнт для визначення модуля пружності;

11 LIGHTWEIGHT AGGREGATE CONCRETE STRUCTURES

11.1 General

(1)P This section provides additional requirements for lightweight aggregate concrete (LWAC). Reference is made to the other Sections (1 to 10 and 12) of this document and the Annexes.

Note: Headings are numbered 11 followed by the number of the corresponding main section. Headings of lower level are numbered consecutively, without connection to sub-headings in previous sections. If alternatives are given for Expressions, Figures or Tables in the other sections, the original reference numbers are also prefixed by 11.

11.1.1 Scope

(1)P All clauses of the Sections 1 to 10 and 12 are generally applicable, unless they are substituted by special clauses given in this section. In general, where strength values originating from Table 3.1 are used in Expressions, those values have to be replaced by the corresponding values for lightweight concrete, given in this section in Table 11.3.1.

(2)P Section 11 applies to all concretes with closed structure made with natural or artificial mineral lightweight aggregates, unless reliable experience indicates that provisions different from those given can be adopted safely.

(3) This section does not apply to aerated concrete either autoclaved or normally cured nor lightweight aggregate concrete with an open structure.

(4)P Lightweight aggregate concrete is concrete having a closed structure and a density of not more than 2200 kg/m^3 consisting of or containing a proportion of artificial or natural lightweight aggregates having a particle density of less than 2000 kg/m^3 .

11.1.2 Special symbols

1(P) The following symbols are used specially for lightweight concrete:

LC the strength classes of lightweight aggregate concrete are preceded by the symbol LC ;

η_E is a conversion factor for calculating the modulus of elasticity;

η_1 – коефіцієнт для визначення міцності на розтяг;

η_2 – коефіцієнт для визначення показника повзучості;

η_3 – коефіцієнт для визначення усадки при висиханні;

ρ – густина легкого бетону у висушеному стані кг/м^3 .

Для механічних характеристик застосовуються додаткові нижні індекси / (легкий).

11.2 Основи проектування

(1)Р Розділ 2 поширюється на легкий бетон без модифікацій.

11.3 Матеріали

11.3.1 Бетон

(1)Р У EN 206-1 легкий бетон класифікується відповідно до густини, як показано у таблиці 11.1. Додатково в таблиці надано відповідну густину для армованого і неармованого бетону при звичайних процентах армування, які можуть використовуватись при проектуванні для обчислення власної ваги або прикладеного постійного навантаження. У якості альтернативи густину можна встановлювати як задану величину.

(2) Складову арматури у густині бетону альтернативно також можна визначати обчисленням.

Таблиця 11.1 – Класи густини і відповідні розрахункові густини LWAC згідно з EN 206-1

Table 11.1 – Density classes and corresponding design densities of LWAC according to EN 206-1

| Клас густини Density class | | 1,0 | 1,2 | 1,4 | 1,6 | 1,8 | 2,0 |
|---|--|----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| Густина, кг/м^3 Density (kg/m^3) | | 801-1000 | 1001-1200 | 1201-1400 | 1401-1600 | 1601-1800 | 1801-2000 |
| Густина, кг/м^3 Density (kg/m^3) | Неармований бетон Plain concrete | 1050 | 1250 | 1450 | 1650 | 1850 | 2050 |
| | Армований бетон Reinforced concrete | 1150 | 1350 | 1550 | 1750 | 1950 | 2150 |

(3) Міцність на розтяг легкого бетону можна визначати шляхом множення величин f_{ct} у таблиці 3.1 на коефіцієнт:

$$\eta_1 = 0,40 + 0,60\rho / 2200 . \quad (11.1)$$

де ρ – верхнє граничне значення густини для відповідного класу згідно з таблицею 11.1.

η_1 is a coefficient for determining tensile strength

η_2 is a coefficient for determining creep coefficient

η_3 is a coefficient for determining drying shrinkage;

ρ is the oven-dry density of lightweight aggregate concrete in kg/m^3 .

For the mechanical properties an additional subscript / (lightweight) is used.

11.2 Basis of design

1(P) Section 2 is valid for lightweight concrete without modifications.

11.3 Materials

11.3.1 Concrete

(1)P In EN 206-1 lightweight aggregate is classified according to its density as shown in Table 11.1. In addition this table gives corresponding densities for plain and reinforced concrete with normal percentages of reinforcement which may be used for design purposes in calculating self-weight or imposed permanent loading. Alternatively, the density may be specified as a target value.

(2) Alternatively the contribution of the reinforcement to the density may be determined by calculation.

(3) The tensile strength of lightweight aggregate concrete may be obtained by multiplying the f_{ct} values given in Table 3.1 by a coefficient:

where ρ is the upper limit of the density for the relevant class in accordance with Table 11.1

11.3.2 Пружна деформація

(1) Оціночні середні значення січного модуля E_{Icm} для LWAC можна отримати множенням величин у таблиці 3.1 для бетону звичайної густини на коефіцієнт:

$$\eta_E = (\rho / 2200)^2, \quad (11.2)$$

де ρ – густина у висушеному стані згідно з розділом 4 EN 206-1 (таблиця 11.1).

Якщо необхідні більш точні дані, наприклад, коли прогини мають важливе значення E_{Icm} , необхідно виконувати випробування для визначення величин відповідно до ISO 6784.

Примітка. У національних додатках країн можуть бути посилання на додаткову інформацію, що не суперечить наданій.

(2) Коефіцієнт температурного розширення LWAC залежить головним чином від типу використаного заповнювача і змінюється у широкому діапазоні значень від $4 \cdot 10^{-6}$ до $14 \cdot 10^{-6}/K$.

Для потреб розрахунку, коли температурне розширення не має важливого значення, коефіцієнт температурного розширення може прийматись $8 \cdot 10^{-6}/K$.

Різниця між коефіцієнтами температурного розширення арматури і легких заповнювачів бетону не потребує врахування при проектуванні.

Таблиця 11.3.1 – Характеристики напружень і деформацій для легкого бетону

Table 11.3.1 – Stress and deformation characteristics for lightweight concrete

| Класи міцності легкого бетону Strength classes for light weight concrete | | | | | | | | | | | | | | Аналітична залежність/ пояснення Analytical relation/ explanation |
|---|---|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|--|
| f_{Ick} , МПа (MPa) | 12 | 16 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 70 | 80 | |
| $f_{Ick,cube}$, МПа (MPa) | 13 | 18 | 22 | 28 | 33 | 38 | 44 | 50 | 55 | 60 | 66 | 77 | 88 | |
| f_{Icm} , МПа (MPa) | 17 | 22 | 28 | 33 | 38 | 43 | 48 | 53 | 58 | 63 | 68 | 78 | 88 | При (for) $f_{Ick} \geq 20$ МПа (MPa) $f_{Icm} = f_{Ick} + 8$ МПа (MPa) |
| f_{Ictm} , МПа (MPa) | $f_{Ictm} = f_{ctm} \cdot \eta_1$ | | | | | | | | | | | | | $\eta_1 = 0,40 + 0,60 \rho/2200$ |
| $f_{Ictk,0,05}$, МПа (MPa) | $f_{Ictk,0,05} = f_{ctk,0,05} \cdot \eta_1$ | | | | | | | | | | | | | 5 % – фракція 5 % – fractile |

11.3.2 Elastic deformation

(1) An estimate of the mean values of the secant modulus E_{Icm} for LWAC may be obtained by multiplying the values in Table 3.1, for normal density concrete, by the following coefficient:

$$\eta_E = (\rho / 2200)^2, \quad (11.2)$$

where ρ denotes the oven-dry density in accordance with EN 206-1 Section 4 (see Table 11.1).

Where accurate data are needed, e.g. where deflections are of great importance, tests should be carried out in order to determine the E_{Icm} values in accordance with ISO 6784.

Note: A Country's National Annex may refer to non-contradictory complementary information.

(2) The coefficient of thermal expansion of LWAC depends mainly on the type of aggregate used and varies over a wide range between about $4 \cdot 10^{-6}$ and $14 \cdot 10^{-6}/K$.

For design purposes where thermal expansion is of no great importance, the coefficient of thermal expansion may be taken as $8 \cdot 10^{-6}/K$.

The differences between the coefficients of thermal expansion of steel and lightweight aggregate concrete need not be considered in design.

Кінець табл. 11.3.1

| Класи міцності легкого бетону Strength classes for light weight concrete | | | | | | | Аналітична залежність/ пояснення Analytical relation/ explanation |
|---|---|-------------|-------------|-------------|-------------|--|--|
| $f_{lctk,0,95}$, МПа (MPa) | $f_{lctk,0,95} = f_{ctk,0,95} \cdot \eta_1$ | | | | | | 95 % – фракція 95 % – fractile |
| E_{lcm} , ГПа (GPa) | $E_{lcm} = E_{cm} \cdot \eta_E$ | | | | | | $\eta_E = (\rho/2200)^2$ |
| ε_{lci} (‰) | $k f_{lcm} / (E_{lci} \cdot \eta_E)$ $\left\{ \begin{array}{l} k = 1,1 \text{ для легкого бетону з піском} \\ \text{for sanded lightweight aggregate concrete} \\ k = 1,0 \text{ для всіх легких бетонів} \\ \text{for all lightweight aggregate concrete} \end{array} \right.$ | | | | | | Рис. (figure) 3.2 |
| ε_{lcu1} (‰) | ε_{lci} | | | | | | Рис. (figure) 3.2 |
| ε_{lc2} (‰) | 2,0 | 2,2 | 2,3 | 2,4 | 2,5 | Рис. (figure) 3.3 | |
| ε_{lcu2} (‰) | $3,5\eta_1$ | $3,1\eta_1$ | $2,9\eta_1$ | $2,7\eta_1$ | $2,6\eta_1$ | Рис. (figure) 3.3 $ \varepsilon_{lcu2} \geq \varepsilon_{lc2} $ | |
| n | 2,0 | 1,75 | 1,6 | 1,45 | 1,4 | | |
| ε_{lc3} (‰) | 1,75 | 1,8 | 1,9 | 2,0 | 2,2 | Рис. (figure) 3.4 | |
| ε_{lcu3} (‰) | $3,5\eta_1$ | $3,1\eta_1$ | $2,9\eta_1$ | $2,7\eta_1$ | $2,6\eta_1$ | Рис. (figure) 3.4 $ \varepsilon_{lcu3} \geq \varepsilon_{lc3} $ | |

11.3.3 Повзучість і усадка

(1) Коефіцієнт повзучості легкого бетону можна приймати таким, що дорівнює величині для звичайного важкого бетону, помноженій на коефіцієнт $(\rho/2200)^2$.

Таким чином, одержані деформації повзучості повинні множитись на коефіцієнт η_2 :

$$\eta_2 = 1,3 \text{ для } f_{lck} \leq LC16/18,$$

$$= 1,0 \text{ для } f_{lck} \leq LC20/22.$$

(2) Повні величини усадок легкого бетону у сухому стані можна отримати множенням величин для звичайного бетону за таблицею 3.2 на коефіцієнт η_3 :

$$\eta_3 = 1,5 \text{ для } f_{lck} \leq LC16/18,$$

$$= 1,2 \text{ для } f_{lck} \leq LC20/22$$

(3) Вирази (3.11), (3.12) і (3.13), які визначають дані щодо внутрішньої усадки, дають максимальні значення для легких бетонів, коли виключена можливість надходження води від заповнювачів до мікроструктури. Використання заповнювачів у водонасиченому стані або навіть частково насичених водою значно зменшує величини внутрішньої усадки.

11.3.3 Creep and shrinkage

(1) For lightweight aggregate concrete the creep coefficient c_p may be assumed equal to the value of normal density concrete multiplied by a factor $(\rho/2200)^2$.

The creep strains so derived should be multiplied by a factor, η_2 , given by

$$\eta_2 = 1,3 \text{ for } f_{lck} \leq LC16/18,$$

$$= 1,0 \text{ for } f_{lck} \leq LC20/22.$$

(2) The final drying shrinkage values for lightweight concrete can be obtained by multiplying the values for normal density concrete in Table 3.2 by a factor, η_3 , given by

$$\eta_3 = 1,5 \text{ for } f_{lck} \leq LC16/18,$$

$$= 1,2 \text{ for } f_{lck} \leq LC20/22.$$

(3) The Expressions (3.11), (3.12) and (3.13), which provide information for autogenous shrinkage, give maximum values for lightweight aggregate concretes, where no supply of water from the aggregate to the drying microstructure is possible. If water-saturated, or even partially saturated lightweight aggregate is used, the autogenous shrinkage values will be considerably reduced.

11.3.4 Залежності "напруження-деформації" для нелінійного конструктивного розрахунку

(1) Величини ε_{c1} і ε_{cu1} , наведені на рисунку 3.2, для легкого бетону слід замінити на ε_{lc1} і ε_{lcu1} , надані у таблиці 11.3.1.

11.3.5 Розрахункові міцності на стиск і розтяг

(1) Величина розрахункової міцності на стиск визначається як:

$$f_{lcd} = \alpha_{lcc} f_{lck} / \gamma_C, \quad (11.3.15)$$

де γ_C – коефіцієнт надійності для бетону (2.4.2.4), а α_{lcc} – коефіцієнт, що визначається згідно з 3.1.6 (1)P.

Примітка. Величина α_{lcc} , що застосовується у конкретних країнах, повинна встановлюватись у національному додатку. Рекомендованою є величина 0,85.

(2)P Величина розрахункового опору на розтяг f_{lctd} визначається як:

$$f_{lctd} = \alpha_{lct} / f_{ctk} / \gamma_C, \quad (11.3.16)$$

де γ_C – коефіцієнт надійності для бетону, див. 2.4.2.4, а α_{lct} – коефіцієнт, що визначається згідно з 3.1.6 (2)P.

Примітка. Величина α_{lct} , що застосовується у конкретних країнах, повинна встановлюватись у національному додатку. Рекомендованим є значення 0,85.

11.3.6 Залежності "напруження-деформації" для розрахунку поперечних перерізів

(1) Величини ε_{c2} і ε_{cu2} , наведені на рисунку 3.3, для легкого бетону слід замінити на ε_{lc2} і ε_{lcu2} , надані у таблиці 11.3.1.

(2) Величини ε_{c3} і ε_{cu3} , наведені на рисунку 3.4, для легкого бетону слід замінити на ε_{lc3} і ε_{lcu3} , надані у таблиці 11.3.1.

11.3.7 Бетон при тривісному стиску

(1) За відсутності більш точних даних можна використовувати залежність, показану на рисунку 3.6, зі збільшенням нормативних значень міцності та деформацій згідно з:

$$f_{lck,c} = f_{lck} (1,0 + k \sigma_2 / f_{lck}). \quad (11.3.24)$$

Примітка. Величина k , що застосовується у конкретних країнах, повинна встановлюватись у національному додатку. Рекомендованими є значення:

1,1 – для легкого бетону з піском у якості дрібного заповнювача;

1,0 – для легких заповнювачів (дрібною і крупною) бетону.

11.3.4 Stress-strain relations for non-linear structural analysis

(1) For lightweight aggregate concrete the values ε_{c1} and ε_{cu1} given in Figure 3.2 should be substituted by ε_{lc1} and ε_{lcu1} given in Table 11.3.1.

11.3.5 Design compressive and tensile strengths

(1)P The value of the design compressive strength is defined as

where γ_C is the partial safety factor for concrete, see 2.4.2.4, and α_{lcc} is a coefficient according to 3.1.6 (1)P.

Note: The value of α_{lcc} for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is 0,85.

(2)P The value of the design tensile strength is defined as

where γ_C is the partial safety factor for concrete, see 2.4.2.4 and α_{lct} is a coefficient according to 3.1.6 (2)P.

Note: The value of α_{lct} for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is 0,85.

11.3.6 Stress-strain relations for the design of sections

(1) For lightweight aggregate concrete the values ε_{c2} and ε_{cu2} given in Figure 3.3 should be replaced with the values of ε_{lc2} and ε_{lcu2} given in Table 11.3.1.

(2) For lightweight aggregate concrete the values ε_{c3} and ε_{cu3} given in Figure 3.4 should be replaced with the values of ε_{lc3} and ε_{lcu3} , given in Table 11.3.1.

11.3.7 Confined concrete

(1) If more precise data are not available, the stress-strain relation shown in Figure 3.6 may be used, with increased characteristic strength and strains according to:

Note: The value of k for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is:

1,1 for lightweight aggregate concrete with sand as the fine aggregate;

1,0 for lightweight aggregate (both fine and coarse aggregate) concrete.

$$\varepsilon_{lc2c} = \varepsilon_{lc2} \left(f_{lck,c} / f_{lck} \right)^2, \quad (11.3.26)$$

$$\varepsilon_{lcu2c} = \varepsilon_{lcu2} + 0,2 \sigma_2 / f_{lck}, \quad (11.3.27)$$

де ε_{lc2c} і ε_{lcu2c} приймаються згідно з таблицею 11.3.1.

where ε_{lc2c} and ε_{lcu2c} follow from Table 11.3.1.

11.4 Довговічність і захисний шар для арматури

11.4 Durability and cover to reinforcement

11.4.1 Умови навколишнього середовища

11.4.1 Environmental conditions

(1) Для легкого бетону можуть застосовуватись такі ж рекомендовані класи впливу, вказані у таблиці 4.1, як і для звичайного важкого бетону.

(1) For lightweight aggregate concrete in Table 4.1 the same indicative exposure classes can be used as for normal density concrete.

11.4.2 Захисний шар бетону і характеристики бетону

11.4.2 Concrete cover and properties of concrete

(1)P Для легкого бетону мінімальні величини захисного шару бетону, наведені у таблиці 4.2, необхідно збільшувати на 5 мм.

(1)P For lightweight aggregate concrete the values of minimum concrete cover given in Table 4.2 shall be increased by 5 mm.

11.5 Конструктивний розрахунок

11.5 Structural analysis

11.5.1 Граничний поворот перерізу

11.5.1 Rotational capacity

Примітка. Для легкого бетону величину θ_{plast} , як показано на рисунку 5.6N, слід помножити на коефіцієнт $\varepsilon_{lcu2}/\varepsilon_{cu2}$.

Note: For light weight concrete the value of θ_{plast} as shown in Figure 5.6N, should be multiplied by a factor $\varepsilon_{lcu2}/\varepsilon_{cu2}$.

11.6 Граничні стани за міцністю і стійкістю

11.6 Ultimate limit states

11.6.1 Елементи, що не потребують розрахункового поперечного армування

11.6.1 Members not requiring design shear reinforcement

(1) Розрахункова величина несучої здатності на зсув елемента із легкого бетону без поперечної арматури $V_{IRd,c}$ визначається за:

(1) The design value of the shear resistance of a lightweight concrete member without shear reinforcement $V_{IRd,c}$ follows from:

$$V_{IRd,c} = \left[C_{IRd,c} \eta_1 k \left(100 \rho_1 f_{lck} \right)^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d \geq \left(V_{1,min} + k_1 \sigma_{cp} \right) b_w d, \quad (11.6.2)$$

де η_1 – визначається за виразом (11.1), f_{lck} – приймається за таблицею 11.3.1, а σ_{cp} – середні напруження стиску, спричинені осьовою силою та попереднім напруженням.

where η_1 is defined in Expression (11.1), f_{lck} is taken from Table 11.3.1 and σ_{cp} is the mean compressive stress in the section due to axial force and prestress.

Примітка. Величини $C_{IRd,c}$, $V_{1,min}$ і k_1 , які застосовуються у конкретній країні, можуть встановлюватись національним додатком. Рекомендованими є величини: $C_{IRd,c} = 0,15/\gamma_c$; $V_{1,min} = 0,30 k^{3/2} f_{lck}^{1/2}$ і $k_1 = 0,15$.

Note: The values of $C_{IRd,c}$, $V_{1,min}$ and k_1 for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value for $C_{IRd,c}$ is $0,15/\gamma_c$; for $V_{1,min}$ is $0,30 k^{3/2} f_{lck}^{1/2}$ and that k_1 is 0,15.

(2) Зусилля зсуву V_{Ed} , визначені без зниження β (6.2.2(6)), завжди повинні задовольняти умову:

(2) The shear force, V_{Ed} , calculated without reduction β (see 6.2.2 (6)) should always satisfy the condition:

$$V_{Ed} \leq 0,5 \eta_1 b_w d v_1 f_{lcd}, \quad (11.6.5)$$

де:

where:

η_1 – приймається згідно з 11.6.1(1);

η_1 is in accordance with 11.6.1 (1);

v_1 – приймається згідно з 11.6.2(1).

v_1 is in accordance with 11.6.2 (1).

Таблиця 11.6.1N – Величини $V_{l,min}$ для наведених значень d і f_{ck}

Table 11.6.1N – Values of $V_{l,min}$ for given values of d and f_{ck}

| d , мм/(mm) | $v_{l,min}$, МПа/(MPa) | | | | | | |
|---------------|-------------------------|------|------|------|------|------|------|
| | f_{ck} , МПа/(MPa) | | | | | | |
| | 20 | 30 | 40 | 50 | 60 | 70 | 80 |
| 200 | 0,36 | 0,44 | 0,50 | 0,56 | 0,61 | 0,65 | 0,70 |
| 400 | 0,29 | 0,35 | 0,39 | 0,44 | 0,48 | 0,52 | 0,55 |
| 600 | 0,25 | 0,31 | 0,35 | 0,39 | 0,42 | 0,46 | 0,49 |
| 800 | 0,40 | 0,28 | 0,32 | 0,36 | 0,39 | 0,42 | 0,45 |
| ≥ 1000 | 0,22 | 0,27 | 0,31 | 0,34 | 0,37 | 0,40 | 0,43 |

11.6.2 Елементи, що потребують поперечної арматури за розрахунком

(1) Коефіцієнт v_1 – зниження міцності умовного бетонного елемента з тріщинами.

Примітка. Величина v_1 для застосування у конкретній країні може встановлюватись національним додатком. Рекомендовану величину отримаємо з виразу:

$$v_1 = 0,5\eta_1(1 - f_{lcd} / 250) . \quad (11.6.6N).$$

11.6.3 Кручення

11.6.3.1 Методика розрахунку

(1) У виразі (6.30) для легкого бетону v приймається таким, що дорівнює v_1 відповідно до 11.6.2 (1).

11.6.4 Продавлювання

11.6.4.1 Несуча здатність на зсув при продавлюванні основ плит і колон без поперечного армування

(1) Розрахункова несуча здатність на зсув при продавлюванні на одиницю площі для плити з легкого бетону визначається як:

$$V_{IRd,c} = C_{1Rd,c} \eta_1 k (100\rho_1 f_{1ck})^{1/3} + k_2 \sigma_{cp} \geq (\eta_1 V_{1,min} + k_2 \sigma_{cp}) , \quad (11.6.47)$$

де:

η_1 – визначається за виразом (11.1);

$C_{1Rd,c}$ – згідно з 11.6.1 (1);

$V_{l,min}$ – згідно з 11.6.1 (1).

Примітка. Величина k_2 для використання у конкретній країні може вказуватись у національному додатку. Рекомендованою є величина $k_2 = 0,08$.

(2) Несуча здатність на продавлювання V_{IRd} основи колони з легкого бетону визначається за виразом:

$$V_{IRd,c} = C_{1Rd,c} k (100\rho_1 f_{1ck})^{1/3} \cdot 2d / a \geq \eta_1 V_{1,min} \cdot 2d / a , \quad (11.6.50)$$

11.6.2 Members requiring design shear reinforcement

(1) The reduction factor for the crushing resistance of the concrete struts is v_1 .

Note: The value of v_1 for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value follows from:

11.6.3 Torsion

11.6.3.1 Design procedure

(1) In Expression (6.30) for lightweight concrete v is taken equal to v_1 according to 11.6.2 (1).

11.6.4 Punching

11.6.4.1 Punching shear resistance of slabs or column bases without shear reinforcement

(1) The punching shear resistance per unit area of a lightweight concrete slab follows from

where:

η_1 is defined in Expression (11.1);

$C_{1Rd,c}$ see 11.6.1 (1);

$V_{l,min}$ see 11.6.1 (1).

Note: The value k_2 for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is 0,08

(2) The punching shear resistance, V_{IRd} of lightweight concrete column bases follows from

де:

η_1 – визначається за виразом (11.1);

$\rho_1 \geq 0,005$;

$C_{IRd,c}$ – див. 11.6.1(1);

$V_{l,min}$ – див. 11.6.1(1).

11.6.4.2 Несуча здатність на зсув при продавлюванні основ плит і колон з поперечним армуванням

(1) Якщо поперечна арматура необхідна, несучу здатність на зсув при продавлюванні визначають як:

$$V_{1Rd,cs} = 0,75V_{1Rd,c} + 1,5 \left(\frac{d}{s_r} \right) \left(\frac{1}{u_1 d} \right) A_{sw} f_{ywd,eff} \sin \alpha, \quad (11.6.52)$$

де $V_{1Rd,c}$ – визначається за виразом (11.6.47) або (11.6.50), залежно від випадку.

(2) У прилеглий до колони зоні несуча здатність на зсув при продавлюванні обмежена максимальною величиною:

$$V_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{u_0 d} \leq V_{1Rd,max} = 0,5v f_{1cd}, \quad (11.6.53)$$

де v приймається як v_1 , що визначається у 11.6.2 (1).

11.6.5 Частково навантажені зони

(1) При рівномірно розподіленому навантаженні на певну площу A_{c0} (рисунок 6.29) зосереджену реакцію опору можна визначити так:

$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{1cd} \cdot \left[A_{c1} / A_{c0} \right]^{0,44} \leq 3,0 \cdot f_{1cd} \cdot A_{c0} \left(\frac{P}{2200} \right). \quad (11.6.63)$$

11.6.6 Втома

(1) Для перевірки на втому елементів, виготовлених з легкого бетону, необхідно виконувати окремий аналіз. Основою аналізу повинно бути Європейське технічне ухвалення.

11.7 Граничні стани за придатністю до експлуатації

(1)P Основні співвідношення залізобетонного елемента проліт/фактична висота за відсутності осьового тиску наведені у 7.4.2, для LWAC необхідно зменшувати застосуванням коефіцієнта $\eta_E^{0,15}$.

where:

η_1 is defined in Expression (11.1);

$\rho_1 \geq 0,005$;

$C_{IRd,c}$ see 11.6.1 (1);

$V_{l,min}$ see 11.6.1 (1).

11.6.4.2 Punching shear resistance of slabs or column bases with shear reinforcement

(1) Where shear reinforcement is required the punching shear resistance is given by:

where $V_{1Rd,c}$ is defined in Expression (11.6.47) or (11.6.50) whichever is relevant.

(2) Adjacent to the column the punching shear capacity is limited to a maximum of

where v is taken equal to v_1 defined in 11.6.2 (1).

11.6.5 Partially loaded areas

(1) For a uniform distribution of load on an area A_{c0} (see Figure 6.29) the concentrated resistance force may be determined as follows:

11.6.6 Fatigue

(1) For fatigue verification of elements made with lightweight aggregated concrete special consideration is required. Reference should be made to a European Technical Approval.

11.7 Serviceability limit states

(1)P The basic ratios of span/effective depth for reinforced concrete members without axial compression, given in 7.4.2, should be reduced by a factor $\eta_E^{0,15}$ when applied to LWAC.

11.8 Конструювання арматури – загальні положення

11.8.1 Допустимі радіуси гнуття стрижнів

(1) Для легкого бетону з метою запобігання розколюванню бетону у місцях згинів, гаків та петель величину мінімального радіуса згину стрижнів необхідно збільшувати на 50% у порівнянні з наведеними у 8.4.4 для звичайного важкого бетону.

11.8.2 Граничні напруження зчеплення

(1) Розрахункове значення граничних напружень зчеплення для стрижнів у легкому бетоні може визначатись за виразом (8.2) шляхом підстановки величини f_{lctd} замість f_{ctd} , при значенні $f_{lctd} = f_{lctk,0,05}/\gamma_c$. Значення $f_{lctk,0,05}$ наведені у таблиці 11.3.1.

11.9 Конструювання елементів і особливі правила

(1) Діаметр стрижнів, заанкерованих у LWAC, зазвичай, не повинен перевищувати 32 мм. Пучки стрижнів у LWAC не повинні включати більш ніж два з еквівалентним діаметром не більше 45 мм.

11.10 Додаткові правила для збірних елементів і конструкцій

(1) Розділ 10 можна застосовувати для легкого бетону без змін.

11.11 Конструкції та елементи з неармованого та малоармованого бетону

(1) Розділ 12 можна застосовувати для легкого бетону без змін.

11.8 Detailing of reinforcement – general

11.8.1 Permissible mandrel diameters for bent bars

(1) For lightweight aggregate concrete the mandrel sizes for normal density concrete given in 8.4.4 to avoid splitting of the concrete at bends, hoops and loops, should be increased by 50%.

11.8.2 Ultimate bond stress

(1) The design value of the ultimate bond stress for bars in lightweight concrete may be calculated using Expression 8.2, by substituting the value f_{lctd} for f_{ctd} with $f_{lctd} = f_{lctk,0,05}/\gamma_c$. The values for $f_{lctk,0,05}$ are found in Table 11.3.1.

11.9 Detailing of members and particular rules

(1) The diameter of bars embedded in LWAC should not normally exceed 32 mm. For LWAC bundles of bars should not consist of more than two bars and the equivalent diameter should not exceed 45 mm.

11.10 Additional rules for precast concrete elements and structures

(1) Section 10 may be applied to lightweight aggregate concrete without modifications.

11.11 Plain and lightly reinforced concrete structures

(1) Section 12 may be applied to lightweight aggregate concrete without modifications.

12 НЕАРМОВАНІ ТА МАЛОАРМОВАНІ БЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ

12.1 Загальні положення

(1)P У цьому розділі надаються додаткові правила для неармованого бетону або з арматурою, меншою ніж мінімально необхідна для залізобетону.

Примітка. Заголовки нумеруються цифрою 12, за якою йдуть відповідні номери основного розділу. Заголовки нижчого рівня нумеруються послідовно, без взаємозв'язку з підзаголовками попередніх розділів.

(2) Цей розділ застосовується до елементів, для яких впливом динамічних навантажень можна знехтувати. Розділ не застосовується при впливах від динамічного обладнання та руху транспорту. Прикладами таких елементів можуть слугувати:

- елементи, що переважно зазнають впливу, стиску, окрім попереднього напруження, наприклад, стіни, колони, арки, склепіння та тунелі;
- стрічкові та окремі фундаменти;
- підпірні стіни;
- палі діаметром ≥ 600 мм та якщо $N_{Ed}/A_c \leq 0,3f_{ck}$.

(3) Для елементів, виготовлених з легкого бетону із замкненою структурою відповідно до розділу 11, або для збірних бетонних елементів та конструкцій, що охоплюються положеннями цього стандарту, правила проектування необхідно модифікувати відповідним чином.

(4) Елементи з важкого бетону не виключають застосування положень стосовно необхідної сталевोї арматури для дотримання вимог придатності до експлуатації і/або довговічності, а також армування певних частин елементів. Цю арматуру можна враховувати при перевірці локальних граничних станів за I та II групами.

12 PLAIN AND LIGHTLY REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

12.1 General

(1)P This section provides additional rules for plain concrete structures or where the reinforcement provided is less than the minimum required for reinforced concrete.

Note: Headings are numbered 12 followed by the number of the corresponding main section. Headings of lower level are numbered consecutively, without reference to subheadings in previous sections.

(2) This section applies to members, for which the effect of dynamic actions may be ignored. It does not apply to the effects such as those from rotating machines and traffic loads. Examples of such members include:

- members mainly subjected to compression other than that due to prestressing, e.g. walls, columns, arches, vaults, and tunnels;
- strip and pad footings for foundations;
- retaining walls;
- piles whose diameter is ≥ 600 mm and where $N_{Ed}/A_c \leq 0,3f_{ck}$.

(3) Where members are made with lightweight aggregate concrete with closed structure according to Section 11 or for precast concrete elements and structures covered by this Eurocode, the design rules should be modified accordingly.

(4) Members using plain concrete do not preclude the provision of steel reinforcement needed to satisfy serviceability and/or durability requirements, nor reinforcement in certain parts of the members. This reinforcement may be taken into account for the verification of local ultimate limit states as well as for the checks of the serviceability limit states.

12.3 Матеріали

12.3.1 Бетон: додаткові розрахункові передумови

(1) Внаслідок нижчих характеристик податливості важкого бетону величини $\alpha_{cc,pl}$ і $\alpha_{ct,pl}$ необхідно приймати меншими ніж α_{cc} і α_{ct} для залізобетону.

Примітка. Величини $\alpha_{cc,pl}$ і $\alpha_{ct,pl}$ для використання у конкретній країні можуть вказуватись у національному додатку. Рекомендованим значенням для обох величин є 0,8.

(2) У разі врахування напружень розтягу при визначенні розрахункової міцності (3.1.7) елементів з важкого бетону епюру "напруження-деформації" можна продовжити аж до розрахункової міцності на розтяг за допомогою виразу (3.16) або за лінійною залежністю.

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk,0,05} / \gamma_C \cdot \quad (12.1)$$

(3) Якщо показано, що методи механіки руйнування забезпечують необхідний рівень безпеки, то їх можна застосовувати.

12.5 Конструктивний розрахунок: граничні стани за несучою здатністю і стійкістю

(1) Оскільки елементи зі звичайного бетону мають обмежену податливість, то для них не застосовується лінійний розрахунок з перерозподілом або пластичний розрахунок, наприклад, методи, що не включають повної перевірки деформативності, окрім випадків, коли підтверджена можливість застосування згаданих методів.

(2) Конструктивний розрахунок може базуватись на нелінійній або лінійно-пластичній теорії. У випадку нелінійного розрахунку (наприклад, механіки руйнування) необхідно виконати перевірку деформативності.

12.6 Граничні стани за несучою здатністю і стійкістю

12.6.1 Розрахунковий опір згину та осьовій силі

(1) У випадку стін, виконаних з дотриманням відповідних положень стосовно конструювання та догляду, наведеними деформаціями від температури та усадки можна знехтувати.

(2) Залежності "напруження-деформації" необхідно приймати з 3.1.7.

12.3 Materials

12.3.1 Concrete: additional design assumptions

(1) Due to the less ductile properties of plain concrete the values for $\alpha_{cc,pl}$ and $\alpha_{ct,pl}$ should be taken to be less than α_{cc} and α_{ct} for reinforced concrete.

Note: The values of $\alpha_{cc,pl}$ and $\alpha_{ct,pl}$ for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value for both is 0,8.

(2) When tensile stresses are considered for the design resistance of plain concrete members, the stress strain diagram (see 3.1.7) may be extended up to the tensile design strength using Expression (3.16) or a linear relationship.

(3) Fracture mechanic methods may be used provided it can be shown that they lead to the required level of safety.

12.5 Structural analysis: ultimate limit states

(1) Since plain concrete members have limited ductility, linear analysis with redistribution or a plastic approach to analysis, e.g. methods without an explicit check of the deformation capacity, should not be used unless their application can be justified.

(2) Structural analysis may be based on the non-linear or the linear elastic theory. In the case of a non-linear analysis (e.g. fracture mechanics) a check of the deformation capacity should be carried out.

12.6 Ultimate limit states

12.6.1 Design resistance to bending and axial force

(1) In the case of walls, subject to the provision of adequate construction details and curing, the imposed deformations due to temperature or shrinkage may be ignored.

(2) The stress-strain relations for plain concrete should be taken from 3.1.7.

(3) Опір прямокутного поперечного перерізу дії осьової сили N_{Rd} з ексцентриситетом e у напрямі h_w визначається за виразом:

$$N_{Rd} = \eta f_{cd} \cdot b \cdot h_w \cdot (1 - 2e / h_w), \quad (12.2)$$

де:

f_{cd} – розрахункова фактична міцність на стиск (3.1.7(3));

b – загальна ширина поперечного перерізу (рисунки 12.1);

h_w – загальна висота поперечного перерізу;

e – ексцентриситет N_{Ed} у напрямку h_w .

Примітка. При застосуванні спрощених методів вони не повинні бути менш консервативними ніж точний метод, що використовує залежність "напруження деформації", наведену у 3.1.7.

(3) The axial resistance, N_{Rd} , of a rectangular cross-section with a uniaxial eccentricity, e , in the direction of h_w , may be taken as:

where:

f_{cd} is the design effective compressive strength (see 3.1.7 (3));

b is the overall width of the cross-section (see Figure 12.1);

h_w is the overall depth of the cross-section;

e is the eccentricity of N_{Ed} in the direction h_w .

Note: Where other simplified methods are used they should not be less conservative than a rigorous method using a stress-strain relationship given in 3.1.7.

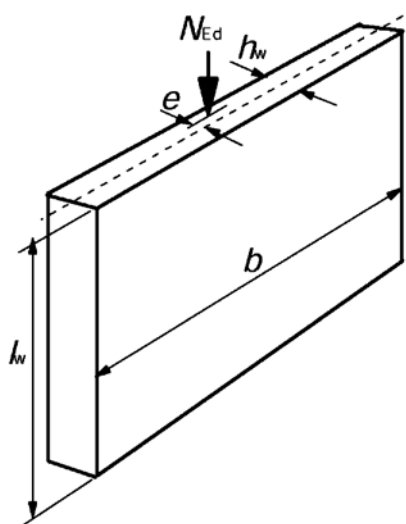


Рисунок 12.1 – Умовні позначки для плоских стін

Figure 12.1 – Notation for plain walls

12.6.2 Місцеве руйнування

(1)P За відсутності заходів із запобігання руйнуванню від розтягу поперечного перерізу необхідно обмежувати максимальний ексцентриситет осьової сили N_{Ed} у перерізі для запобігання утворенню великих тріщин.

12.6.3 Зсув

(1) У плоских бетонних елементах можна враховувати міцність бетону на розтяг у граничному стані на зсув за умови підтвердження розрахунками або практикою неможливості крихкого руйнування та забезпечення відповідної міцності.

12.6.2 Local failure

(1)P Unless measures to avoid local tensile failure of the cross-section have been taken, the maximum eccentricity of the axial force N_{Ed} in a cross-section shall be limited to avoid large cracks.

12.6.3 Shear

(1) In plain concrete members account may be taken of the concrete tensile strength in the ultimate limit state for shear, provided that either by calculations or by experience brittle failure can be excluded and adequate resistance can be ensured.

(2) Для перерізу, у якому діє зусилля зсуву V_{Ed} і нормальна сила N_{Ed} на стиснутій площі A_{cc} , абсолютне значення компонент розрахункових напружень необхідно визначати як:

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_{cc} , \quad (12.3)$$

$$\tau_{cp} = k \cdot V_{Ed} / A_{cc} . \quad (12.4)$$

Примітка. Величина k для застосування у конкретній країні може встановлюватись у національному додатку. Рекомендується величина 1,5.

При цьому необхідно перевіряти умову:

$$\tau_{cp} \leq f_{cvd} ,$$

де:

$$\text{якщо (if) } \sigma_{cp} \leq \sigma_{c,lim} , f_{cvd} = \sqrt{f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} f_{ctd}} \quad (12.5)$$

або

$$\text{якщо (if) } \sigma_{cp} > \sigma_{c,lim} , f_{cvd} = \sqrt{f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} f_{ctd} - \left(\frac{\sigma_{cp} - \sigma_{c,lim}}{2} \right)^2} , \quad (12.6)$$

$$\sigma_{c,lim} = f_{cd} - 2\sqrt{f_{ctd} (f_{ctd} + f_{cd})} , \quad (12.7)$$

де:

f_{cvd} – розрахункова міцність бетону на зсув і стиск;

f_{cd} – розрахункова міцність бетону на стиск;

f_{ctd} – розрахункова міцність бетону на розтяг.

(3) Бетонний елемент може вважатись без тріщин у граничному стані за несучою здатністю і стійкістю, якщо він повністю стиснутий, або якщо головні напруження розтягу у бетоні σ_{ct1} за абсолютною величиною не перевищують f_{ctd} .

12.6.4 Кручення

(1) Елементи з тріщинами зазвичай не розраховуються на несучу здатність за крутними моментами, якщо тільки відповідним чином не підтверджено інше.

12.6.5 Граничні стани, спричинені деформацією конструкції (втрата стійкості)

12.6.5.1 Гнучкість колон і стін

(1) Гнучкість колони або стіни визначається як:

$$\lambda = l_0 / i , \quad (12.8)$$

де:

i – мінімальний радіус інерції;

l_0 – приведена довжина елемента, яку можна приймати як:

(2) For a section subject to a shear force V_{Ed} and a normal force N_{Ed} acting over a compressive area A_{cc} , the absolute value of the components of design stress should be taken as:

Note: the value of k for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is 1,5.

and the following should be checked:

where:

where:

f_{cvd} is the concrete design strength in shear and compression;

f_{cd} is the concrete design strength in compression;

f_{ctd} is concrete design strength in tension

(3) A concrete member may be considered to be uncracked in the ultimate limit state if either it remains completely under compression or if the absolute value of the principal concrete tensile stress σ_{ct1} does not exceed f_{ctd} .

12.6.4 Torsion

(1) Cracked members should not normally be designed to resist torsional moments unless it can be justified otherwise.

12.6.5 Ultimate limit states induced by structural deformation (buckling)

12.6.5.1 Slenderness of columns and walls

(1) The slenderness of a column or wall is given by

where:

i is the minimum radius of gyration;

l_0 is the effective length of the member which can be assumed to be:

$$l_0 = \beta l_w, \quad (12.9)$$

де:

l_w – висота елемента у чистоті;

β – коефіцієнт, що залежить від умов обпирання:

- для колон, зазвичай, приймається $\beta = 1$;
- для консольних колон або стін $\beta = 2$;
- для інших стін значення β наведені у таблиці 12.1.

where:

l_w clear height of the member;

β coefficient which depends on the support conditions:

- for columns $\beta = 1$ should in general be assumed;
- for cantilever columns or walls $\beta = 2$;
- for other walls β -values are given in Table 12.1.

Таблиця 12.1 – Значення β для різних граничних умов

Table 12.1 – Values of β for different edge conditions

| Закріплення із площини Lateral restraint | Ескіз Sketch | Вираз Expression | Коефіцієнт β Factor β | | |
|---|-----------------|--|---|---|--|
| Вздовж двох граней Along two edges | | | $\beta = 1,0$ для будь-якого відношення l_w/b $\beta = 1,0$ for any ratio of l_w/b | | |
| Вздовж трьох граней Along three edges | | $\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_w}{3b}\right)^2}$ | l_w/b | β | |
| | | | 0,2 | 0,26 | |
| | | | 0,4 | 0,59 | |
| | | | 0,6 | 0,76 | |
| | | | 0,8 | 0,85 | |
| | | | 1,0 | 0,90 | |
| | | | 1,5 | 0,95 | |
| | | | 2,0 | 0,97 | |
| 5,0 | 1,00 | | | | |
| Вздовж чотирьох граней Along four edges | | Якщо (if) $b \geq l_w$ $\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_w}{b}\right)^2}$ Якщо (if) $b < l_w$ $\beta = \frac{b}{2l_w}$ | l_w/b | β | |
| | | | 0,2 | 0,10 | |
| | | | 0,4 | 0,20 | |
| | | | 0,6 | 0,30 | |
| | | | 0,8 | 0,40 | |
| | | | 1,0 | 0,50 | |
| | | | 1,5 | 0,69 | |
| | | | 2,0 | 0,80 | |
| 5,0 | 0,96 | | | | |
| A – плити перекриття Floor slab | | B – відкрита грань Free edge | | C – поперечна стіна Transverse wall | |

Примітка. Дані таблиці 12.1 прийняті за умови відсутності у стіні прорізів більш ніж 1/3 висоти стіни l_w або площею, що перевищує 1/10 площі стіни. Якщо у стінах, закріплених вдовж трьох або чотирьох сторін, прорізи перевищують вказані обмеження, зони між прорізами необхідно розглядати як закріплені у поперечному напрямі тільки вдовж двох сторін та розраховувати їх відповідним чином.

(2) Якщо на несучу здатність із площини впливають пази або заглиблення, то значення β необхідно відповідно збільшувати.

(3) Поперечну стіну можна розглядати як діафрагму, якщо:

- її загальна товщина становить не менше ніж $0,5 h_w$, де h_w – загальна товщина стіни, яка розкріплюється;
- вона має ту ж висоту l_w , що і стіна, яка розкріплюється;
- її довжина l_{ht} становить щонайменше, $l_w/5$, де l_w позначає чисту висоту стіни, яка розкріплюється;
- в межах довжини l_{ht} поперечна стіна не має ніяких прорізів.

(4) У випадку, якщо стіна з'єднана по довжині знизу до верху жорстким проти згину способом шляхом замоноличування бетоном та армуванням і коли з'єднання повністю сприймає моменти на гранях, то величини β , наведені у таблиці 12.1, можна помножити на 0,85.

(5) Гнучкість стін із звичайного монолітного бетону, зазвичай, не повинна перевищувати $\lambda = 86$ (тобто $l_0/h_w = 25$).

12.6.5.2 Спрощений метод розрахунку стін та колон

(1) За відсутності більш точного підходу розрахункову несучу здатність на дію критичної поздовжньої сили для гнучкої стіни або колони зі звичайного бетону можна визначати як:

$$N_{Rd} = b \cdot h_w \cdot f_{cd} \Phi, \quad (12.10)$$

де:

N_{Rd} – несуча здатність за осьовою силою;
 b – загальна ширина поперечного перерізу;
 h_w – загальна висота поперечного перерізу;
 Φ – коефіцієнт, що враховує ексцентриситет, з урахуванням неточностей і дефектів та впливів повзучості.

Для елементів із в'язями коефіцієнт Φ можна приймати як:

Note: The information in Table 12.1 assumes that the wall has no openings with a height exceeding 1/3 of the wall height l_w or with an area exceeding 1/10 of the wall area. In walls laterally restrained along 3 or 4 sides with openings exceeding these limits, the parts between the openings should be considered as laterally restrained along 2 sides only and be designed accordingly.

(2) The β -values should be increased appropriately if the transverse bearing capacity is affected by chases or recesses.

(3) A transverse wall may be considered as a bracing wall if:

- its total depth is not less than $0,5 h_w$, where h_w is the overall depth of the braced wall;
- it has the same height l_w as the braced wall under consideration;
- its length l_{ht} is at least equal to $l_w/5$, where l_w denotes the clear height of the braced wall
- within the length l_{ht} the transverse wall has no openings.

(4) In the case of a wall connected along the top and bottom in flexurally rigid manner by insitu concrete and reinforcement, so that the edge moments can be fully resisted, the values for β given in Table 12.1 may be factored by 0,85

(5) The slenderness of walls in plain concrete cast insitu should generally not exceed $\lambda = 86$ (i.e. $l_0/h_w = 25$).

12.6.5.2 Simplified design method for walls and columns

(1) In absence of a more rigorous approach, the design resistance in terms of axial force for a slender wall or column in plain concrete may be calculated as follows:

where:

N_{Rd} is the axial resistance;
 b is the overall width of the cross-section;
 h_w is the overall depth of the cross-section;
 Φ factor taking into account eccentricity, including second order effects and normal effects of creep; see below.

For braced members, the factor Φ may be taken as:

$$\Phi = (1,14 \cdot (1 - 2e_{tot} / h_w)) - 0,02 \cdot l_0 / h_w \leq (1 - 2e_{tot} / h_w), \quad (12.11)$$

де:

where:

$$e_{tot} = e_0 + e_i, \quad (12.12)$$

e_0 – ексцентриситет першого порядку з урахуванням у відповідних випадках впливів перекриттів (наприклад, можливі моменти у закріпленнях, що передаються на стіну від плит) та горизонтальних дій;

e_0 is the first order eccentricity including, where relevant, the effects of floors (e.g. possible clamping moments transmitted to the wall from a slab) and horizontal actions;

e_i – додатковий ексцентриситет, що охоплює впливи геометричних неточностей, див. 5.2.

e_i is the additional eccentricity covering the effects of geometrical imperfections, see 5.2.

(2) Можливо застосовувати інші спрощені методи за умови, що вони є не менш консервативними ніж точний метод згідно з 5.8.

(2) Other simplified methods may be used provided that they are not less conservative than a rigorous method in accordance with 5.8.

12.7 Граничні стани за придатністю до експлуатації

12.7 Serviceability limit states

(1) У разі можливості конструктивних зацемлень необхідно виконувати перевірку напружень.

(1) Stresses should be checked where structural restraint is expected to occur.

(2) Для забезпечення відповідного рівня експлуатаційної придатності необхідно передбачати наступні заходи:

(2) The following measures to ensure adequate serviceability should be considered:

a) відносно утворення тріщин:

a) with regard to crack formation:

- обмеження напружень розтягу у бетоні до прийнятного рівня;
- забезпечення додаткової конструктивної арматури (поверхнева арматура, системи в'язей, за необхідності);
- забезпечення з'єднань;
- питання технології бетону (наприклад, відповідний склад бетону, догляд);
- вибір відповідної технології будівництва;

- limitation of concrete tensile stresses to acceptable values;
- provision of subsidiary structural reinforcement (surface reinforcement, tying system where necessary);
- provision of joints;
- choice of concrete technology (e.g. appropriate concrete composition, curing);
- choice of appropriate method of construction.

b) відносно обмеження деформацій:

b) with regard to limitation of deformations:

- мінімальний розмір перерізу (див. 12.9);
- обмеження гнучкості у випадку стиснутих елементів.

- a minimum section size (see 12.9 below);
- limitation of slenderness in the case of compression members.

(3) Будь-яка арматура, що передбачена у плоских елементах, без урахування несучої арматури повинна відповідати положенням 4.4.1.

(3) Any reinforcement provided in plain concrete members, although not taken into account for load bearing purposes, should comply with 4.4.1.

12.9 Конструювання елементів і особливі правила

12.9 Detailing of members and particular rules

12.9.1 Конструктивні елементи

12.9.1 Structural members

(1) Загальна товщина стіни h_w для монолітних бетонних стін повинна бути не менш ніж 120 мм.

(1) The overall depth h_w of a wall should not be smaller than 120 mm for cast in-situ concrete walls.

(2) За наявності пазів і каналів необхідно виконувати перевірки стосовно забезпечення несучої здатності та стійкості елемента.

(2) Where chases and recesses are included checks should be carried out to assure the adequate strength and stability of the member.

12.9.2 Конструктивні з'єднання

(1) Якщо можливе виникнення напружень розтягу у конструктивних з'єднаннях, необхідно передбачати відповідне армування для запобігання розвитку тріщин.

12.9.3 Стрічкові та окремі фундаменти

(1) За відсутності більш точної інформації стрічкові та окремі фундаменти при осьовому навантаженні можуть розраховуватись і конструюватись як конструкції із звичайного важкого бетону за умови, що:

$$\frac{0,85 \cdot h_F}{a} \geq \sqrt{(9\sigma_{gd} / f_{ctd})}, \quad (12.13)$$

де:

h_F – висота фундаменту;

a – проекція від грані колони (рисунок 12.2);

σ_{gd} – розрахункова величина тиску ґрунту;

f_{ctd} – розрахункова величина міцності бетону на розтяг (в одиницях σ_{gd}).

Для спрощення можна застосовувати відношення $h_F / a \geq 2$.

12.9.2 Construction joints

(1) Where tensile stresses in the concrete occur in construction joints are expected to occur, reinforcement should be detailed to control cracking.

12.9.3 Strip and pad footings

(1) In the absence of more detailed data, axially loaded strip and pad footings may be designed and constructed as plain concrete provided that:

where:

h_F is the foundation depth;

a is the projection from the column face (see Figure 12.2);

σ_{gd} is the design value of the ground pressure;

f_{ctd} is the design value of the concrete tensile strength (in the same unit as σ_{gd}).

As a simplification the relation $h_F / a \geq 2$ may be used.

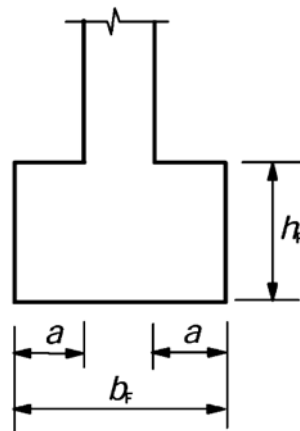


Рисунок 12.2 – Нермований окремий фундамент; позначки

Figure 12.2 – Unreinforced pad footings; notations

**УТОЧНЕННЯ КОЕФІЦІЄНТІВ БЕЗПЕКИ
ДЛЯ МАТЕРІАЛІВ**

**MODIFICATION OF PARTIAL FACTORS
FOR MATERIALS**

A.1 Загальні положення

(1) Коефіцієнти безпеки для матеріалів, наведені у 2.4.2.4, відповідають геометричним допускам класу 1 за ENV 13670-1 та стандартному рівню кваліфікації та контролю (наприклад, клас контролю 2 за ENV 13670-1).

(2) У цьому інформаційному додатку надаються рекомендації щодо знижених коефіцієнтів надійності. Більш детальні правила стосовно методик контролю можуть надаватись у технічних специфікаціях на збірні елементи.

Примітка. Додаткову інформацію див. у додатку В EN 1990.

A.1 General

(1) The partial factors for materials given in 2.4.2.4 correspond to geometrical deviations of Class 1 in ENV 13670-1 and normal level of workmanship and inspection (e.g. Inspection Class 2 in ENV 13670-1).

(2) Recommendations for reduced partial factors for materials are given in this Informative Annex. More detailed rules on control procedures may be given in product standards for precast elements.

Note: For more information see Annex B of EN 1990.

A.2 Монолітні бетонні конструкції

A.2 In situ concrete structures

A.2.1 Зниження, що ґрунтуються на контролі якості та зменшенні відхилень

A.2.1 Reduction based on quality control and reduced deviations

(1) Якщо виконання підтримується системою контролю якості, яка гарантує, що несприятливі відхилення розмірів поперечного перерізу є у межах зменшених допусків, наведених у таблиці А.1, коефіцієнт безпеки для арматури можна знизити до $\gamma_{s,red1}$.

(1) If execution is subjected to a quality control system, which ensures that unfavourable deviations of cross-section dimensions are within the reduced deviations given in Table A.1, the partial safety factor for reinforcement may be reduced to $\gamma_{s,red1}$.

Таблиця А.1 – Зменшені допуски

Table A.1 – Reduced deviations

| h або (or) b (мм)/(mm) | Зменшені допуски, мм Reduced deviations (mm) | |
|----------------------------|--|--|
| | Розміри поперечного перерізу $\pm \Delta h, \Delta b$ (мм) Cross-section dimension (mm) | Розташування арматури $+\Delta c$, мм Position of reinforcement (mm) |
| ≤ 150 | 5 | 5 |
| 400 | 10 | 10 |
| ≥ 2500 | 30 | 20 |

Примітка 1. Для проміжних значень можна застосовувати інтерполяцію.

Note 1. Linear interpolation may be used for intermediate values.

Примітка 2. $+\Delta c$ відноситься до середнього значення арматурних стрижнів або напружених пучків у поперечному перерізі або на довжині одного метра (наприклад, плити або стіни).

Note 2. $+\Delta c$ refers to the mean value of reinforcing bars or prestressing tendons in the cross-section or over a width of one metre (e/g/ slabs and walls).

Примітка. Величина $\gamma_{s,red1}$ для застосування у конкретній країні може встановлюватись у національному додатку. Рекомендується величина 1,1.

Note: The value of $\gamma_{s,red1}$ for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is 1,1.

(2) У разі виконання умови А.2.1 (1) та коли показано, що коефіцієнт варіації міцності бетону не перевищує 10 %, коефіцієнт безпеки для бетону можна знизити до $\gamma_{c,red1}$.

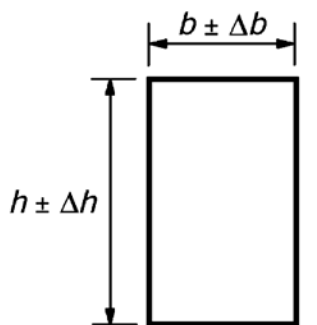
Примітка. Величина $\gamma_{c,red1}$ для застосування у конкретній країні може встановлюватись у національному додатку. Рекомендується величина 1,4.

А.2.2 Зниження, що ґрунтуються на використанні у розрахунку зменшених або вимірених геометричних розмірів

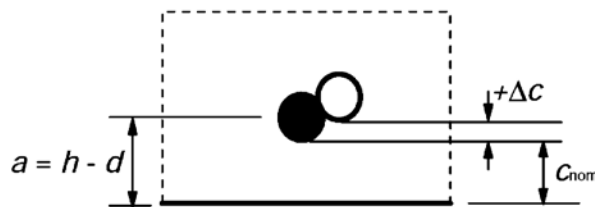
(1) Якщо визначення розрахункового опору ґрунтується на критичних геометричних розмірах включно з фактичною висотою перерізу (рисунок А.1), котрі отримані шляхом:

- зменшення через допуски, або
 - виміряні у завершеній конструкції,
- коефіцієнти безпеки можна знижувати до $\gamma_{s,red2}$ та $\gamma_{c,red2}$.

Примітка. Величини $\gamma_{s,red2}$ та $\gamma_{c,red2}$ для застосування у конкретній країні можуть встановлюватись у національному додатку. Рекомендується величини: $\gamma_{s,red2} = 1,05$ і $\gamma_{c,red2} = 1,45$



а – поперечний переріз
cross section



б – розташування арматури
(несприятливий напрям для робочої висоти)
position of reinforcement
(unfavourable direction for effective depth)

Рисунок А.1 – Допуски поперечного перерізу

Figure A.1 – Cross-section deviations

(2) У разі виконання умови А.2.2(1) та коли показано, що коефіцієнт варіації міцності бетону не перевищує 10%, коефіцієнт безпеки для бетону можна знизити до $\gamma_{c,red3}$.

Примітка. Величина $\gamma_{c,red3}$ для застосування у конкретній країні може встановлюватись у національному додатку. Рекомендується величина 1,35.

(2) Under the condition given in A.2.1 (1), and if the coefficient of variation of the concrete strength is shown not to exceed 10 %, the partial safety factor for concrete may be reduced to $\gamma_{c,red1}$.

Note: The value of $\gamma_{c,red1}$ for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is 1,4.

A.2.2 Reduction based on using reduced or measured geometrical data in design

(1) If the calculation of design resistance is based on critical geometrical data, including effective depth (see Figure A.1), which are either:

- reduced by deviations, or
 - measured in the finished structure,
- the partial safety factors may be reduced to $\gamma_{s,red2}$ and $\gamma_{c,red2}$.

Note: The values of $\gamma_{s,red2}$ and $\gamma_{c,red2}$ for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value of $\gamma_{s,red2}$ is 1,05 and of $\gamma_{c,red2}$ is 1,45.

(2) Under the conditions given in A.2.2 (1) and provided that the coefficient of variation of the concrete strength is shown not to exceed 10%, the partial factor for concrete may be reduced to $\gamma_{c,red3}$.

Note: The value of $\gamma_{c,red3}$ for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is 1,35.

A.2.3 Зниження, що ґрунтуються на оцінці міцності бетону у завершій конструкції

(1) Для величин міцності бетону, отриманих на основі випробувань у завершій конструкції або елементі (див. EN 13791¹, EN 206-1 та відповідні стандарти на виробі), γ_c можна знизувати застосуванням перехідного коефіцієнта η .

Примітка. Величина η для застосування у конкретній країні може встановлюватись у національному додатку. Рекомендується величина 0,85.

Величина γ_c , до якої застосовується це зниження, може вже бути знизена згідно з A.2.1 або A.2.2. Однак, загальна величина коефіцієнта безпеки повинна прийматись не меншою ніж $\gamma_{c,red4}$.

Примітка. Величина $\gamma_{c,red4}$ для застосування у конкретній країні може встановлюватись у національному додатку. Рекомендується величина 1,3.

A.3 Збірні вироби

A.3.1 Загальні положення

(1) Ці положення застосовуються до збірних виробів, як визначено у розділі 10, у поєднанні з системою забезпечення якості та визначеною атестацією відповідності.

Примітка. Контроль за виробництвом збірних виробів на ринку ЄС сертифікується органом реєстрації (атестаційний рівень 2+).

A.3.2 Коефіцієнти надійності для матеріалів

(1) Знижені коефіцієнти надійності для матеріалів $\gamma_{c,pcrred}$ та $\gamma_{s,pcrred}$ можуть застосовуватись згідно з правилами у A.2, якщо це підтверджується відповідними методиками контролю.

(2) Рекомендації стосовно необхідного контролю за виробництвом, який дозволяє застосування знизених коефіцієнтів надійності для матеріалів, наведено у стандартах на виробі. Загальні рекомендації наведено у EN 13369.

A.4 Збірні елементи

(1) Правила, надані у A.2 для конструкцій і монолітного бетону, також застосовуються для збірних бетонних елементів, як визначено у 10.1.1.

¹ EN 13791. Оцінка міцності бетону на стиск у конструкціях або конструктивних елементах

A.2.3 Reduction based on assessment of concrete strength in finished structure

(1) For concrete strength values based on testing in a finished structure or element, see EN 13791¹, EN 206-1 and relevant product standards, γ_c may be reduced by the conversion factor η .

Note: The value of η for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is 0,85.

The value of γ_c to which this reduction is applied may already be reduced according to A.2.1 or A.2.2. However, the resulting value of the partial factor should not be taken less than $\gamma_{c,red4}$.

Note: The value of $\gamma_{c,red4}$ for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is 1,3.

A.3 Precast products

A.3.1 General

(1) These provisions apply to precast products as described in Section 10, linked to quality assurance systems and given attestation of conformity.

Note: Factory production control of CE-marked precast products is certified by notified body (Attestation level 2+).

A.3.2 Partial factors for materials

(1) Reduced partial factors for materials, $\gamma_{c,pcrred}$ and $\gamma_{s,pcrred}$ may be used in accordance with the rules in A.2, if justified by adequate control procedures.

(2) Recommendations for factory production control required to allow the use of reduced partial factors for materials are given in product standards. General recommendations are given in EN 13369.

A.4 Precast elements

(1) The rules given in A.2 for insitu concrete structures also apply to precast concrete elements as defined in 10.1.1.

¹ EN 13791. Assessment of concrete compressive strength in structures or in structural elements

ДЕФОРМАЦІЇ ПОВЗУЧОСТІ ТА УСАДКИ

CREEP AND SHRINKAGE STRAIN

B.1 Основні залежності для визначення коефіцієнта повзучості

B.1 Basic equations for determining the creep coefficient

(1) Коефіцієнт повзучості $\varphi(t, t_0)$ можна визначити за виразом:

(1) The creep coefficient $\varphi(t, t_0)$ may be calculated from:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0), \quad (\text{B.1})$$

де:

where:

φ_0 – номінальний коефіцієнт повзучості, який можна визначити за виразом:

φ_0 is the notional creep coefficient and may be estimated from:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0), \quad (\text{B.2})$$

φ_{RH} – коефіцієнт, що враховує вплив відносної вологості на номінальний коефіцієнт повзучості:

φ_{RH} is a factor to allow for the effect of relative humidity on the notional creep:

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH / 100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \quad \begin{array}{l} \text{для } f_{cm} \leq 35 \text{ МПа} \\ \text{for } f_{cm} \leq 35 \text{ МПа,} \end{array} \quad (\text{B.3a})$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH / 100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad \begin{array}{l} \text{для } f_{cm} > 35 \text{ МПа} \\ \text{for } f_{cm} > 35 \text{ МПа,} \end{array} \quad (\text{B.3b})$$

RH – відносна вологість навколишнього середовища, %;

RH is the relative humidity of the ambient environment in %;

$\beta(f_{cm})$ – коефіцієнт, що враховує вплив міцності бетону на номінальний коефіцієнт повзучості:

$\beta(f_{cm})$ is a factor to allow for the effect of concrete strength on the notional creep coefficient:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}}, \quad (\text{B.4})$$

f_{cm} – середня міцність на стиск бетону, МПа, у віці 28 діб;

f_{cm} is the mean compressive strength of concrete in MPa at the age of 28 days;

$\beta(t_0)$ – коефіцієнт, що враховує вплив віку бетону при навантаженні на номінальний коефіцієнт повзучості:

$\beta(t_0)$ is a factor to allow for the effect of concrete age at loading on the notional creep coefficient:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,20})}, \quad (\text{B.5})$$

h_0 – номінальний розмір елемента, мм, де

h_0 is the notional size of the member in mm where:

$$h_0 = \frac{2A_c}{u}, \quad (\text{B.6})$$

A_c – площа поперечного перерізу;

A_c is the cross-sectional area;

u – периметр елемента, що контактує з атмосферою;

u is the perimeter of the member in contact with the atmosphere;

$\beta_c(t, t_0)$ – коефіцієнт, що описує розвиток повзучості у часі після навантаження і може визначатись із застосуванням наступного виразу:

$\beta_c(t, t_0)$ is a coefficient to describe the development of creep with time after loading and may be estimated using the following Expression:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0,3}, \quad (B.7)$$

t – вік бетону на поточний момент, діб;

t is the age of concrete in days at the moment considered;

t_0 – вік бетону у день навантаження, діб;

t_0 is the age of concrete at loading in days;

$t - t_0$ – неприведена тривалість навантаження, діб;

$t - t_0$ is the non-adjusted duration of loading in days;

β_H – коефіцієнт, що залежить від відносної вологості (RH , %) і номінального розміру елемента (h_0 , мм). Його можна визначити з:

β_H is a coefficient depending on the relative humidity (RH in %) and the notional member size (h_0 in mm). It may be estimated from:

$$\beta_H = 1,5 \left[1 + (0,012RH)^{18} \right] h_0 + 250 \leq 1500 \quad \begin{array}{l} \text{для } f_{cm} \leq 35 \\ \text{for } f_{cm} \leq 35, \end{array} \quad (B.8a)$$

$$\beta_H = 1,5 \left[1 + (0,012RH)^{18} \right] h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3 \quad \begin{array}{l} \text{для } f_{cm} \geq 35 \\ \text{for } f_{cm} \geq 35, \end{array} \quad (B.8b)$$

$\alpha_{1/2/3}$ – коефіцієнти, що враховують вплив міцності бетону:

$\alpha_{1/2/3}$ are coefficients to consider the influence of the concrete strength:

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7}, \quad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2}, \quad \alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5}, \quad (B.8c)$$

(2) Вплив типу цементу (див. 3.1.2 (6)) на коефіцієнт повзучості бетону може враховуватись шляхом модифікації віку навантаження t_0 у виразі (B.5) відповідно з виразом:

(2) The effect of type of cement (see 3.1.2 (6)) on the creep coefficient of concrete may be taken into account by modifying the age of loading t_0 in Expression (B.5) according to the following Expression:

$$t_0 = t_{0,T} \cdot \left(\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1,2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0,5, \quad (B.9)$$

де:

where:

$t_{0,T}$ – приведений відповідно до температури вік бетону при навантаженні, діб, згідно з виразом (B.10);

$t_{0,T}$ is the temperature adjusted age of concrete at loading in days adjusted according to Expression (B.10);

α – показник ступеня, що залежить від типу цементу:

α is a power which depends on type of cement:

= -1 для цементу класу S;

= -1 for cement Class S;

= 0 для цементу класу N;

= 0 for cement Class N;

= 1 для цементу класу R.

= 1 for cement Class R.

(3) Вплив знижених або підвищених температур в межах 0–80°C на дозрівання бетону може враховуватись шляхом уточнення віку бетону згідно з наступним виразом:

(3) The effect of elevated or reduced temperatures within the range 0–80°C on the maturity of concrete may be taken into account by adjusting the concrete age according to the following Expression:

$$t_{T^{\bullet}} = \sum_{i=1}^n e^{-[4000/[273+T(\Delta t_i)]-13,65]} \cdot \Delta t_i, \quad (\text{B.10})$$

де:

t_T – вік бетону, приведений до температури, на який замінюється t у відповідних виразах;

$T(\Delta t_i)$ – температура, °C, протягом періоду Δt_i ;

Δt_i – кількість днів, коли переважає температура T .

Середній коефіцієнт варіації вище прогнозованих даних стосовно повзучості зменшений відповідно до комп'ютерної бази даних результатів випробувань у лабораторії, який становить близько 20%.

Величини $\varphi(t, t_0)$, що наведені вище, повинні пов'язуватись з тангенціальним модулем E_c . У разі достатності менш точних розрахунків величини, наведені на рисунку 3.1 у 3.1.4, можуть прийматись для повзучості бетону у віці до 70 років.

B.2 Основні залежності для визначення деформацій усадки при висиханні

(1) Основна деформація усадки при висиханні $\varepsilon_{cd,0}$ визначається за виразом:

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp \left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cmo}} \right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH}, \quad (\text{B.11})$$

$$\beta_{RH} = 1,55 \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right], \quad (\text{B.12})$$

де:

f_{cm} – середня міцність на стиск, МПа;

$f_{cmo} = 10$ МПа;

α_{ds1} – коефіцієнт, що залежить від типу цементу (див. 3.1.2 (6)):

- = 3 для цементу класу S;
- = 4 для цементу класу N;
- = 6 для цементу класу R;

α_{ds2} – коефіцієнт, що залежить від типу цементу (див. 3.1.2(6)):

- = 0,13 для цементу класу S;
- = 0,12 для цементу класу N;
- = 0,11 для цементу класу R;

RH – відносна вологість навколишнього середовища, %;

$RH_0 = 100\%$.

Примітка. $\exp\{ \}$ значить те саме, що $e^{()}$.

where:

t_T is the temperature adjusted concrete age which replaces t in the corresponding equations;

$T(\Delta t_i)$ is the temperature in °C during the time period Δt_i ;

Δt_i is the number of days where a temperature T prevails.

The mean coefficient of variation of the above predicted creep data, deduced from a computerised data bank of laboratory test results, is of the order of 20%.

The values of $\varphi(t, t_0)$ given above should be associated with the tangent modulus E_c . When a less accurate estimate is considered satisfactory, the values given in Figure 3.1 of 3.1.4 may be adopted for creep of concrete at 70 years.

B.2 Basic equations for determining the drying shrinkage strain

(1) The basic drying shrinkage strain $\varepsilon_{cd,0}$ is calculated from

where:

f_{cm} is the mean compressive strength (MPa);

$f_{cmo} = 10$ MPa;

α_{ds1} is a coefficient which depends on the type of cement (see 3.1.2 (6)):

- = 3 for cement Class S;
- = 4 for cement Class N;
- = 6 for cement Class R;

α_{ds2} is a coefficient which depends on the type of cement:

- = 0,13 for cement Class S;
- = 0,12 for cement Class N;
- = 0,11 for cement Class R;

RH is the ambient relative humidity (%);

$RH_0 = 100\%$.

Note: $\exp\{ \}$ has the same meaning as $e^{()}$.

**ХАРАКТЕРИСТИКИ АРМАТУРИ, ЩО
ЗАСТОСОВУЮТЬСЯ З ЦИМ ЄВРОКОДОМ**

**PROPERTIES OF REINFORCEMENT
SUITABLE FOR USE WITH THIS EUROCODE**

С.1 Загальні положення

(1) У таблиці С.1 наведено характеристики арматури, що застосовуються з цим Єврокодом. Характеристики дійсні у діапазоні температур -40 °С...100 °С для арматури у завершеній конструкції. Будь-яке гнуття та зварювання арматури, що здійснюється на майданчику в подальшому, повинно обмежуватись діапазоном температур, допустимим за EN 13670.

C.1 General

(1) Table C.1 gives the properties of reinforcement suitable for use with this Eurocode. The properties are valid for temperatures between -40 ° and 100 °C for the reinforcement in the finished structure. Any bending and welding of reinforcement carried out on site should be further restricted to the temperature range as permitted by EN 13670.

Таблиця С.1 – Характеристики арматури

Table C.1 – Properties of reinforcement

| Вид виробу Product form | | Стрижні та розмотана катанка Bars and de-coiled rods | | | Сітки із дроту Wire Fabrics | | | Вимога або величина варіації, % Requirement or quantile value (%) |
|---|---|---|-------|----------------|---|-------|----------------|--|
| Клас Class | | A | B | C | A | B | C | – |
| Характеристична міцність текучості f_{yk} або $f_{0,2k}$, МПа Characteristic yield strength f_{yk} or $f_{0,2k}$ (MPa) | | 400...600 | | | | | | 5,0 |
| Мінімальне значення $k = (f_t / f_y)_k$ Minimum value | | ≥1,05 | ≥1,08 | ≥1,15 <1,35 | ≥1,05 | ≥1,08 | ≥1,15 <1,35 | 10,0 |
| Характеристична деформація при максимальному зусиллі ε_{uk} , % Characteristic strain at maximum force ε_{uk} (%) | | ≥2,5 | ≥5,0 | ≥7,5 | ≥2,5 | ≥5,0 | ≥7,5 | 10,0 |
| Пластичність Bendability | | Випробування на згин/випрямлення Bend/Rebend test | | | – | | | |
| Міцність на зсув Shear strength | | – | | | 0,3A f_{yk} (A – площа дроту) (A – is area of wire) | | | Мінімум Minimum |
| Максимальне відхилення від номінальної маси (окремого стрижня або дроту), % Maximum deviation from nominal mass (individual bar or wire) (%) | Номінальний розмір стрижня, мм Nominal bar size (mm) ≤ 8 > 8 | | | | | | | 5,0 |
| | | | | | | | | ± 6,0 ± 4,5 |

Примітка. Величини рівнів напружень утоми з верхньою границею βf_{yk} та мінімальна відносна площа ребра для конкретної країни може встановлюватися у національному додатку. Рекомендовані величини наведено у таблиці C.2N. Величина β для конкретної країни може встановлюватися у національному додатку. Рекомендується величина 0,6.

Note: The values for the fatigue stress range with an upper limit of βf_{yk} and for the Minimum relative rib area for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended values are given in Table C.2N. The value of β for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is 0,6.

Таблиця C.2N – Характеристики арматури

Table C.2N – Properties of reinforcement

| Вид виробу Product form | | Стрижні та розмотана катанка Bars and de-coiled rods | | | Сітки із дроту Wire Fabrics | | | Вимога або величина варіації, % Requirement or quantile value (%) |
|--|---|---|---|---|--------------------------------|---|---|--|
| Клас Class | | A | B | C | A | B | C | – |
| Рівень напружень утоми, МПа (для $N \geq 2 \cdot 10^6$ циклів) при верхній границі βf_{yk} Fatigue stress range (MPa) (for $N \geq 2 \cdot 10^6$ cycles) with an upper limit of βf_{yk} | | ≥ 150 | | | ≥ 100 | | | 10,0 |
| Зчеплення: мінімальна відносна площа ребра, $f_{R,min}$ Bond: Minimum relative rib area, $f_{R,min}$ | Номінальний розмір стрижня, мм Nominal bar size (mm) | | | | | | | 5,0 |
| | 5–6 | 0,035 | | | | | | |
| | 6,5...12 | 0,040 | | | | | | |
| | > 12 | 0,056 | | | | | | |

Втома. Винятки для правил стосовно втоми для конкретної країни можуть встановлюватися у національному додатку. Винятки рекомендуються для випадків, коли арматура переважно статично навантажена, або якщо випробуваннями показана можливість встановлення вищих рівнів напружень утоми та/або кількості циклів. В останньому випадку величини в таблиці 6.3 можуть змінюватись відповідно. Згадані випробування повинні виконуватись згідно з EN 10080.

Fatigue: Exceptions to the fatigue rules for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended exceptions are if the reinforcement is for predominantly static loading or higher values of the fatigue stress range and/or the number of cycles are shown to apply by testing. In the latter case the values in Table 6.3 may be modified accordingly. Such testing should be in accordance with EN 10080.

Зчеплення. Якщо можна показати, що необхідна міцність зчеплення досягається при величинах f_R менших ніж визначено вище, вимоги до величин можуть послаблюватися. Для підтвердження можливості досягнення необхідної міцності зчеплення напруження зчеплення повинні задовольняти рекомендовані вирази (C.1N) та (C.2N), якщо застосовуються методики випробування CEB/RILEM на балках:

Bond: Where it can be shown that sufficient bond strength is achievable with f_R values less than specified above, the values may be relaxed. In order to ensure that sufficient bond strength is achieved, the bond stresses shall satisfy the recommended Expressions (C.1N) and (C.2N) when tested using the CEB/RILEM beam test:

$$\tau_m \geq 0,098(80 - 1,2\phi), \quad (C.1N)$$

$$\tau_r \geq 0,098(130 - 1,9\phi), \quad (C.2N)$$

де:

ϕ – номінальний розмір стрижня;

τ_m – середнє значення напружень зчеплення, МПа, при ковзанні 0,01, 0,1 та 1мм;

where:

ϕ is the nominal bar size (mm);

τ_m is the mean value of bond stress (MPa) at 0,01, 0,1 and 1 mm slip;

τ_r – напруження зчеплення при руйнуванні внаслідок ковзання.

(2) Величини f_{yk} , k і ε_{uk} у таблиці С.1 є характеристичними значеннями. Максимальний процент результатів випробувань нижче характеристичного значення наведено для кожного з характеристичних значень у правій колонці таблиці С.1.

(3) EN 10080 не надає значення варіації для характеристичних величин та оцінку результатів випробувань для окремих випробувальних зразків.

Для можливості сталої відповідності рівню якості за таблицею С.1 необхідно застосовувати наступні обмеження:

- якщо всі окремі результати випробувань перевищують характеристичне значення (або нижчі ніж характеристичне значення у випадку максимальної величини f_{yk} або k), то випробований зразок може вважатись таким, що відповідає вимогам;
- окремі величини міцності на границі текучості f_{yk} , k і ε_{uk} повинні перевищувати мінімальні значення і бути меншими ніж максимальні величини. Окрім того, середнє значення M для випробовуваних зразків повинно задовольняти вираз:

$$M \geq C_v + a, \quad (C.3)$$

де:

C_v – довготривале характеристичне значення;
 a – коефіцієнт, що залежить від характеристики, яка розглядається.

Примітка 1. Величина a для конкретної країни може встановлюватись у національному додатку. Рекомендовані величини: $f_{yk} = 10$ МПа, а для k і $\varepsilon_{uk} = 0$.

Примітка 2. Максимальні та мінімальні величини f_{yk} , k і ε_{uk} для конкретної країни можуть встановлюватись у національному додатку. Рекомендовані величини наведено у таблиці С.3N.

Таблиця С.3N – Абсолютні границі результатів випробувань

Table C.3N – Absolute limits on test results

| Робоча характеристика Performance characteristic | Мінімальне значення Minimum value | Максимальне значення Maximum value |
|---|---------------------------------------|--|
| Міцність на границі текучості f_{yk} Yield strength f_{yk} | $0,97 \times$ мінімум (minimum) C_v | $1,03 \times$ максимум (maximum) C_v |
| k | $0,98 \times$ мінімум (minimum) C_v | $1,02 \times$ максимум (maximum) C_v |
| ε_{uk} | $0,8 \times$ мінімум (minimum) C_v | Не застосовується Not applicable |

τ_r is the bond stress at failure by slipping.

(2) The values of f_{yk} , k and ε_{uk} in Table C.1 are characteristic values. The maximum % of test results falling below the characteristic value is given for each of the characteristic values in the right hand column of Table C.1.

(3) EN10080 does not specify the quantile value for characteristic values, for the evaluation of test results for individual test units.

In order to be deemed to comply with the long term quality levels in Table C.1, the following limits on test results should be applied:

- where all individual test results of a test unit exceed the characteristic value, (or are below the characteristic value in the case the maximum value of f_{yk} or k) the test unit may be assumed to comply.
- the individual values of yield strength f_{yk} , k and ε_{uk} should be greater than the minimum values and less than the maximum values. In addition, the mean value, M , of a test unit should satisfy the equation:

where:

C_v is the long term characteristic value;
 a is a coefficient which depends on the parameter considered.

Note 1: The value of a for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value for f_{yk} is 10 MPa and for both k and ε_{uk} is 0.

Note 2: The minimum and maximum values of f_{yk} , k and ε_{uk} for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended values are given in Table C.3N.

C.2 Міцність

(1)P Максимальні фактичні напруження $f_{y,max}$ не повинні перевищувати $1,3f_{yk}$.

C.3 Пластичність

(1)P Пластичність повинна перевірятись випробуваннями на згин-випрямлення згідно з EN 10080 та EN ISO 15630-1. У випадках, коли перевірка здійснюється тільки з використанням випробувань на випрямлення, розмір сердечника повинен бути не меншим ніж встановлений для згину у таблиці 8.1 цього Єврокоду. Для того, щоб забезпечувалась пластичність, після першого згину не повинно бути видимих тріщин.

C.2 Strength

(1)P The maximum actual yield stress $f_{y,max}$ shall not exceed $1,3f_{yk}$.

C.3 Bendability

(1)P Bendability shall be verified by the bend and rebend tests in accordance with EN 10080 and EN ISO 15630-1. In situations where verification is carried out just using a rebend test the mandrel size shall be no greater than that specified for bending in Table 8.1 of this Eurocode. In order to ensure bendability no cracking shall be visible after the first bend.

**УТОЧНЕНИЙ МЕТОД ОБЧИСЛЕННЯ
ВТРАТ ПОПЕРЕДНЬОГО НАПРУЖЕННЯ
АРМАТУРИ ВНАСЛІДОК РЕЛАКСАЦІЇ**

**DETAILED CALCULATION METHOD
FOR PRESTRESSING STEEL
RELAXATION LOSSES**

D.1 Загальні положення

D.1 General

(1) У випадку визначення втрат від релаксації для різних проміжків часу (стадій), коли напруження в арматурі не є постійним, наприклад, внаслідок пружного скорочення бетону, необхідно застосовувати метод еквівалентного часу.

(1) In the case that the relaxation losses are calculated for different time intervals (stages) where the stress in the prestressing tendon is not constant, for example due to the elastic shortening of the concrete, an equivalent time method should be adopted.

(2) Концепція методу еквівалентного часу показана на рисунку D.1, коли у момент часу t_i має місце миттєва деформація попередньо напруженої арматури, де:

(2) The concept of the equivalent time method is presented in the Figure D.1, where at time t_i there is an instantaneous deformation of the prestressing tendon, with:

$\sigma_{p,i}^-$ – напруження розтягу в арматурі безпосередньо перед t_i ;

$\sigma_{p,i}^-$ is the tensile stress in the tendon just before t_i ;

$\sigma_{p,i}^+$ – напруження розтягу в арматурі безпосередньо після t_i ;

$\sigma_{p,i}^+$ is the tensile stress in the tendon just after t_i ;

$\sigma_{p,i-1}^+$ – напруження розтягу в арматурі на попередній стадії t_i ;

$\sigma_{p,i-1}^+$ is the tensile stress in the tendon at the preceding stage;

$\Delta\sigma_{pr,i-1}^+$ – абсолютне значення втрат від релаксації протягом попередньої стадії;

$\Delta\sigma_{pr,i-1}^+$ is the absolute value of the relaxation loss during the preceding stage;

$\Delta\sigma_{pr,i}$ – абсолютне значення втрат від релаксації на стадії, що розглядається.

$\Delta\sigma_{pr,i}$ is the absolute value of the relaxation loss of the stage considered.

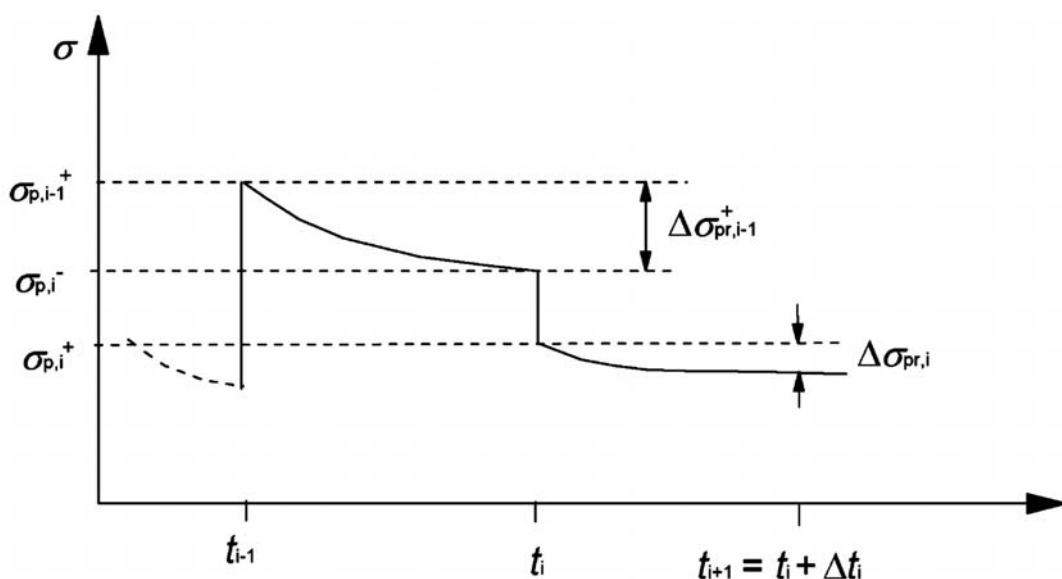


Рисунок D.1 – Метод еквівалентного часу

Figure D.1 – Equivalent time method

(3) Нехай $\sum_1^{i-1} \Delta\sigma_{pr,j}$ – сума всіх втрат внаслідок релаксації на попередній стадії, а t_e визначається як еквівалентний час (у годинах), необхідний для отримання цих сумарних втрат, і котрий змінюється за функціями часу релаксації у 3.3.2 (7) при початковому напруженні, яке дорівнює

$$\sigma_{p,i}^+ \sum_1^{i-1} \Delta\sigma_{pr,j} \text{ та при (and with) } \mu = \frac{\sigma_{p,i}^+ \sum_1^{i-1} \Delta\sigma_{pr,j}}{f_{pk}} .$$

(4) Наприклад, для класу 2 попередньо напружених пучків t_e , наведений у виразі (3.29), становить:

$$\sum_1^{i-1} \Delta\sigma_{pr,j} = 0,66 \rho_{1000} e^{9,09\mu} \left(\frac{t_e}{1000} \right)^{0,75(1-\mu)} \left\{ \sigma_{p,i}^+ + \sum_1^{i-1} \Delta\sigma_{pr,j} \right\} 10^{-5} . \quad (D.1)$$

(5) Після розв'язання наведеного вище рівняння для t_e цю ж формулу можна застосувати для обчислення втрат внаслідок релаксації на стадії, що розглядається, $\Delta\sigma_{pr,i}$ (якщо еквівалентний час додається до інтервалу часу t_e , що розглядається):

$$\Delta\sigma_{pr,i} = 0,66 \rho_{1000} e^{9,09\mu} \left(\frac{t_e + \Delta t_i}{1000} \right)^{0,75(1-\mu)} \left\{ \sigma_{p,i}^+ + \sum_1^{i-1} \Delta\sigma_{pr,j} \right\} 10^{-5} - \sum_1^{i-1} \Delta\sigma_{pr,j} . \quad (D.2)$$

(6) Такий самий принцип застосовується для всіх трьох класів попередньо напруженої арматури.

(3) Let $\sum_1^{i-1} \Delta\sigma_{pr,j}$ be the sum of all the relaxation losses of the preceding stages and t_e is defined as the equivalent time (in hours) necessary to obtain this sum of relaxation losses that verifies the relaxation time functions in 3.3.2 (7) with an initial stress equal to

(4) For example, for a Class 2 prestressing tendon t_e , given by Expression (3.29), becomes:

(5) After resolving the above equation for t_e the same formula can be applied in order to estimate the relaxation loss of the stage considered, $\Delta\sigma_{pr,i}$, (where the equivalent time t_e is added to the interval of time considered):

(6) The same principle applies for all three classes of prestressing tendons

РЕКОМЕНДОВАНІ КЛАСИ МІЦНОСТІ
ДЛЯ ДОВГОВІЧНОСТІ

INDICATIVE STRENGTH CLASSES
FOR DURABILITY

Е.1 Загальні положення

(1) Вибір необхідної довговічності бетону для захисту арматури від корозії та стійкості проти корозії бетону вимагає підбору складу бетону. Внаслідок цього бетон може мати вищу міцність на стиск ніж необхідна за конструктивним розрахунком. Зв'язок між класами міцності бетону та класами впливу середовища (таблиця 4.1) може виражатись через рекомендовані класи міцності.

(2) Якщо вибраний клас міцності вище ніж необхідний за конструктивним розрахунком, значення f_{ctm} повинно відноситись до вищого класу міцності при визначенні мінімального армування згідно з 7.3.2 і 9.1 та запобігання розкриттю тріщин згідно з 7.3.3 і 7.3.4.

Примітка. Величини рекомендованих класів міцності для конкретної країни можуть встановлюватись у національному додатку. Рекомендовані величини наведено у таблиці Е.1N.

Е.1 General

(1) The choice of adequately durable concrete for corrosion protection of reinforcement and protection of concrete attack, requires consideration of the composition of concrete. This may result in a higher compressive strength of the concrete than is required for structural design. The relationship between concrete strength classes and exposure classes (see Table 4.1) may be described by indicative strength classes.

(2) When the chosen strength is higher than that required for structural design the value of f_{ctm} should be associated with the higher strength in the calculation of minimum reinforcement according to 7.3.2 and 9.1 and crack width control according to 7.3.3 and 7.3.4.

Note: Values of indicative strength classes for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended values are given in Table E.1N.

Таблиця Е.1N – Рекомендовані класи міцності

Table E.1N – Indicative strength classes

| | Класи впливу відповідно до таблиці 4.1 Exposure Classes according to Table 4.1 | | | | | | | | | |
|---|---|--------|--------|--|---|--------|--|---|--------|-----|
| Корозія Corrosion | | | | | | | | | | |
| | Корозія спричинена карбонізацією Carbonation-induced corrosion | | | | Корозія спричинена хлоридами Chlorid-induced corrosion | | | Корозія спричинена хлоридами від морської води Chloride-induced corrosion from sea-water | | |
| | XC1 | XC2 | XC3 | XC4 | XD1 | XD2 | XD3 | XS1 | XS2 | XS3 |
| Рекомендований клас міцності Indicative Strength Class | C20/25 | C25/30 | C30/37 | | C30/37 | | C35/43 | C30/37 | C35/43 | |
| Ушкодження бетону Damage to Concrete | | | | | | | | | | |
| | Ризик відсутній No risk | | | Вплив замерзання/танення Freeze/Thaw Attack | | | Агресивний хімічний вплив Chemical Attack | | | |
| | X0 | | | XF1 | XF2 | XF3 | XA1 | XA2 | XA3 | |
| Рекомендований клас міцності Indicative Strength Class | C12/15 | | | C30/37 | C25/30 | C30/37 | C30/37 | | C35/45 | |

**ПОЛОЖЕННЯ ДЛЯ РОЗТЯГНУТОЇ
АРМАТУРИ В УМОВАХ ПЛОСКОГО
НАПРУЖЕНОГО СТАНУ**

**TENSION REINFORCEMENT
EXPRESSIONS FOR IN-PLANE
STRESS CONDITIONS**

F.1 Загальні положення

(1) Цей додаток не містить положень для стиснутої арматури.

(2) Розтягнуту арматуру в елементі, що перебуває під дією у площині ортогональних напружень σ_{Edx} , σ_{Edy} та τ_{Edxy} , можна розрахувати за допомогою наведеної нижче методики. Напруження стиску повинно прийматись позитивним при $\sigma_{Edx} > \sigma_{Edy}$ і напрям арматури повинен збігатися з осями x та y .

Міцність на розтяг, що забезпечується арматурою, необхідно визначати як:

$$f_{tdx} = \rho_x f_{yd} \text{ та (and) } f_{tdy} = \rho_y f_{yd} , \quad (\text{F.1})$$

де ρ_x та ρ_y – геометричні проценти армування вдовж осей x та y відповідно.

(3) У місцях, де σ_{Edx} і σ_{Edy} стискальні напруження та за умови $\sigma_{Edx} \cdot \sigma_{Edy} > \tau_{Edxy}^2$, розрахункова арматура не вимагається. Однак, максимальне напруження стиску не повинно перевищувати f_{cd} (див.3.1.6).

(4) У місцях, де σ_{Edy} напруження розтягу або σ_{Edx} , $\sigma_{Edy} \leq \tau_{Edxy}^2$, розрахункова арматура необхідна.

Оптимальна арматура, позначена верхнім індексом ', та відповідні напруження бетону визначаються виразами:

Для $\sigma_{Edx} \leq |\tau_{Edxy}|$

$$f'_{tdx} = |\tau_{Edxy}| - \sigma_{Edx} , \quad (\text{F.2})$$

$$f'_{tdy} = |\tau_{Edxy}| - \sigma_{Edy} , \quad (\text{F.3})$$

$$\sigma_{cd} = 2|\tau_{Edxy}| ; \quad (\text{F.4})$$

Для $\sigma_{Edx} > |\tau_{Edxy}|$

For $\sigma_{Edx} \leq |\tau_{Edxy}|$

$$f'_{tdx} = 0 , \quad (\text{F.5})$$

$$f'_{tdy} = \frac{\tau_{Edxy}^2}{\sigma_{Edx}} - \sigma_{Edy} , \quad (\text{F.6})$$

$$\sigma_{cd} = \sigma_{Edx} \left[1 + \left(\frac{\tau_{Edxy}}{\sigma_{Edx}} \right)^2 \right] . \quad (\text{F.7})$$

F.1 General

(1) This annex does not include expressions for compression reinforcement.

(2) The tension reinforcement in an element subject to in-plane orthogonal stresses σ_{Edx} , σ_{Edy} and τ_{Edxy} may be calculated using the procedure set out below. Compressive stresses should be taken as positive, with $\sigma_{Edx} > \sigma_{Edy}$ and the direction of reinforcement should coincide with the x and y axes.

The tensile strengths provided by reinforcement should be determined from:

where ρ_x and ρ_y are the geometric reinforcement ratios, along the x and y axes respectively.

(3) In locations where σ_{Edx} and σ_{Edy} are both compressive and $\sigma_{Edx} \cdot \sigma_{Edy} > \tau_{Edxy}^2$, design reinforcement is not required. However the maximum compressive stress should not exceed f_{cd} (See 3.1.6)

(4) In locations where σ_{Edy} is tensile or σ_{Edx} , $\sigma_{Edy} \leq \tau_{Edxy}^2$, reinforcement is required.

The optimum reinforcement, indicated by superscript ', and related concrete stress are determined by:

Напруження у бетоні σ_{cd} необхідно перевіряти з використанням реалістичних моделей перерізів з тріщинами (див. EN 1992-2), але вони не повинні, зазвичай, перевищувати $v f_{cd}$ (v можна отримати з виразу (6.5)).

Примітка. Мінімальна арматура визначається, якщо напрям арматури збігається з напрямом головних напружень.

Як альтернатива для загального випадку необхідну арматуру та напруження у бетоні можна визначити за виразами:

$$f_{tdx} = |\tau_{Edy}| \cot \theta - \sigma_{Edx} , \quad (F.8)$$

$$f_{tdy} = |\tau_{Edx}| \cot \theta - \sigma_{Edy} , \quad (F.9)$$

$$\sigma_{cd} = |\tau_{Edxy}| \left(\cot \theta + \frac{1}{\cot \theta} \right) , \quad (F.10)$$

де θ – кут між головними напруженнями стиску бетону та напрямом осі x .

Примітка. Значення $\cot \theta$ необхідно вибирати так, щоб уникати величин стиску f_{td} .

Для запобігання появі неприйнятних тріщин за граничним станом експлуатаційної придатності та забезпечення необхідної деформаційної здатності за I групою граничних станів арматура, визначена за виразами (F.8) та (F.9) для кожного напрямку, не повинна вдвічі перевищувати або становити менше ніж половину арматури, визначеної за виразами (F.2) і (F.3) або (F.5) і (F.6).

Ці обмеження виражаються наступним чином:
 $\frac{1}{2} f'_{tdx} \leq f_{tdx} \leq 2 f'_{tdx}$ та $\frac{1}{2} f'_{tdy} \leq f_{tdy} \leq 2 f'_{tdy}$.

(5) Арматура повинна повністю заанкеруватись на всіх відкритих гранях, наприклад, U-подібними стрижнями або аналогічними.

The concrete stress, σ_{cd} , should be checked with a realistic model of cracked sections (see EN 1992-2), but should not generally exceed $v f_{cd}$ (v may be obtained from Expression (6.5)).

Note: The minimum reinforcement is obtained if the directions of reinforcement are identical to the directions of the principal stresses.

Alternatively, for the general case the necessary reinforcement and the concrete stress may be

where θ is the angle of the principal concrete compressive stress to the x -axis.

Note: The value of $\cot \theta$ should be chosen to avoid compression values of f_{td} .

In order to avoid unacceptable cracks for the serviceability limit state, and to ensure the required deformation capacity for the ultimate limit state, the reinforcement derived from Expressions (F.8) and (F.9) for each direction should not be more than twice and not less than half the reinforcement determined by expressions (F2) and (F3) or (F5) and (F6).

These limitations are expressed by $\frac{1}{2} f'_{tdx} \leq f_{tdx} \leq 2 f'_{tdx}$ and $\frac{1}{2} f'_{tdy} \leq f_{tdy} \leq 2 f'_{tdy}$.

(5) The reinforcement should be fully anchored at all free edges, e.g. by U-bars or similar.

**ВЗАЄМОДІЯ СИСТЕМИ
"ОСНОВА-СПОРУДА"**

G.1 Фундаменти неглибокого закладання

G.1.1 Загальні положення

(1) Необхідно враховувати взаємодію між ґрунтом, фундаментом і верхньою спорудою. Як розподіл контактних напружень у фундаменті, так і зусилля в колонах залежать від відносних осідань.

(2) Як правило, задачу можна розв'язати шляхом забезпечення сумісності деформацій та відповідних реакцій ґрунту і споруди.

(3) Хоча вищенаведена методика є обґрунтованою, деякі невизначеності все ще мають місце, що спричинено послідовністю навантаження та впливами повзучості. Тому в залежності від ступеня ідеалізації механічних моделей визначаються різні рівні розрахунків.

(4) Якщо верхня споруда розглядається як гнучка, то навантаження, які передаються, не залежать від осідань тому, що споруда не має жорсткості. У цьому випадку навантаження не є невідомими і задача зводиться до визначення фундаментів на основі, що деформується.

(5) Якщо верхня споруда розглядається як жорстка, то невідомі навантаження на фундамент можна отримати з умови, що осідання повинні бути в одній площині. Необхідно перевіряти, що жорсткість зберігається до настання граничного стану за I групою.

(6) Нижченаведена спрощена схема має місце, якщо фундаментну систему можна вважати жорсткою, або основа є дуже жорсткою. В обох випадках відносними осіданнями можна знехтувати і не потрібно враховувати зміни навантажень при їх передачі від верхньої споруди.

(7) Для визначення приблизної жорсткості конструктивної системи можна виконати розрахунок, порівнюючи спільну жорсткість фундаменту, несучих елементів верхньої споруди та діафрагм жорсткості з жорсткістю основи. Ця відносна жорсткість KR буде визначитись у залежності від того, як необхідно розглядати фундамент або конструктивну систему – жорсткими або гнучкими. Для конструкцій будівель можна застосовувати наступний вираз:

**SOIL STRUCTURE
INTERACTION**

G.1 shallow foundations

G.1.1 General

(1) The interaction between the ground, the foundation and the superstructure should be considered. The contact pressure distribution on the foundations and the column forces are both dependent on the relative settlements.

(2) In general the problem may be solved by ensuring that the displacements and associated reactions of the soil and the structure are compatible.

(3) Although the above general procedure is adequate, many uncertainties still exist, due to the load sequence and creep effects. For this reason different levels of analysis, depending on the degree of idealisation of the mechanical models, are usually defined.

(4) If the superstructure is considered as flexible, then the transmitted loads do not depend on the relative settlements, because the structure has no rigidity. In this case the loads are no longer unknown, and the problem is reduced to the analysis of a foundation on a deforming ground.

(5) If the superstructure is considered as rigid, then the unknown foundation loads can be obtained by the condition that settlements should lie on a plane. It should be checked that this rigidity exists until the ultimate limit state is reached.

(6) A further simplifying scheme arises if the foundation system can be assumed to be rigid or the supporting ground is very stiff. In either case the relative settlements may be ignored and no modification of the loads transmitted from the superstructure is required.

(7) To determine the approximate rigidity of the structural system, an analysis may be made comparing the combined stiffness of the foundation, superstructure framing members and shear walls, with the stiffness of the ground. This relative stiffness KR will determine whether the foundation or the structural system should be considered rigid or flexible. The following expression may be used for building structures:

$$K_R = (EI)_S / (EI^3), \quad (G.1)$$

де:

$(EI)_S$ – приблизна величина згинальної жорсткості на одиницю довжини будівельної споруди, що розглядається, отримана шляхом сумування згинальних жорсткостей фундаменту кожного несучого елемента і діафрагми жорсткості;

E – модуль деформацій ґрунту основи;

l – довжина фундаменту.

Відносна жорсткість, більша ніж 0,5, означає, що конструкція жорстка.

G.1.2 Рівні розрахунків

(1) Для потреб проектування допускаються наступні рівні розрахунків.

Рівень 0. Рівень, на якому допускається приймати лінійний розподіл контактної тиску.

Повинні виконуватись наступні попередні умови:

- контактний тиск не перевищує розрахункових величин для обох груп граничних станів;
- для II групи граничних станів конструктивна система не зазнає осідань або очікувана різниця осідань є незначною;
- для I групи граничних станів конструктивна система має необхідну пластичність, і, таким чином, різниця осідань не вплине на споруду.

Рівень 1. Контактний тиск можна визначити з урахуванням відносної жорсткості фундаменту і ґрунту, а повні деформації оцінюються для перевірки, що вони знаходяться в допустимих межах.

Повинні виконуватись наступні попередні умови:

- існує достатня практика, яка підтверджує, що експлуатаційна придатність верхньої споруди не порушиться внаслідок деформації основи;
- при граничному стані за несучою здатністю і стійкістю конструктивна система має відповідний еластичний характер роботи.

Рівень 2. На цьому рівні при здійсненні розрахунку враховується вплив деформацій на верхню споруду. Споруда розраховується з прикладеною деформацією фундаментів для визначення коригувань навантажень, що прикладаються на фундаменти. Якщо кінцеві коригування є значними (тобто > |10| %), то необхідно здійснювати розрахунок за рівнем 3.

where:

$(EI)_S$ is the approximate value of the flexural rigidity per unit width of the building structure under consideration, obtained by summing the flexural rigidity of the foundation, of each framed member and any shear wall;

E is the deformation modulus of the ground;

l is the length of the foundation.

Relative stiffnesses higher than 0,5 indicate rigid structural systems

G.1.2 Levels of analysis

(1) For design purposes, the following levels of analysis are permitted.

Level 0: In this level, linear distribution of the contact pressure may be assumed.

The following preconditions should be fulfilled:

- the contact pressure does not exceed the design values for both the serviceability and the ultimate limit states;
- at the serviceability limit state, the structural system is not affected by settlements, or the expected differential settlements are not significant;
- at the ultimate limit state, the structural system has sufficient plastic deformation capacity so that differences in settlements do not affect the design.

Level 1: The contact pressure may be determined taking into account the relative stiffness of the foundation and the soil and the resulting deformations evaluated to check that they are within acceptable limits.

The following preconditions should be fulfilled:

- sufficient experience exists to show that the serviceability of the superstructure is not likely to be affected by the soil deformation;
- at the ultimate limit state, the structural system has adequate ductile behaviour.

Level 2: At this level of analysis the influence of ground deformations on the superstructure is considered. The structure is analysed under the imposed deformation of the foundation to determine the adjustments to the loads applied to the foundations. If the resulting adjustments are significant (i.e. > |10| %), then Level 3 analysis should be adopted.

Рівень 3. Є методикою, що повністю враховує взаємодію споруди, її фундаментів та основи.

G.2 Пальові фундаменти

(1) Якщо оголовок палі є жорстким, то можна допускати лінійну зміну осідань для окремих паль, яка залежить від повороту оголовка палі. Якщо поворот дорівнює нулю, або ним можна знехтувати, то можна допускати, що осідання всіх паль однакове. З рівнянь рівноваги можна визначити невідомі навантаження на палю та осідання групи (куща паль).

(2) Однак, при конструюванні пальового ростверка має місце взаємодія не тільки між окремими палями, але також між ростверком та палями, і нема простого підходу для розв'язання цієї задачі.

(3) Реакція куща паль на горизонтальні навантаження, зазвичай, охоплює не тільки поперечну жорсткість оточуючого ґрунту і паль, але також їх осьову жорсткість (наприклад, бокове навантаження на кущ паль спричиняє розтяг і стиск у крайніх палях).

Level 3: This is a complete interactive procedure taking into account the structure, its foundations and the ground.

G.2 Piled foundations

(1) If the pile cap is rigid, a linear variation of the settlements of the individual piles may be assumed which depends on the rotation of the pile cap. If this rotation is zero or may be ignored, equal settlement of all piles may be assumed. From equilibrium equations, the unknown pile loads and the settlement of the group can be calculated.

(2) However, when dealing with a piled raft, interaction occurs not only between individual piles but also between the raft and the piles, and no simple approach to analyse this problem is available.

(3) The response of a pile group to horizontal loads generally involves not only the lateral stiffness of the surrounding soil and of the piles, but also their axial stiffness (e.g. lateral load on a pile group causes tension and compression on edge piles).

ЗАГАЛЬНІ ВПЛИВИ ДРУГОГО ПОРЯДКУ
У КОНСТРУКЦІЯХ

GLOBAL SECOND ORDER EFFECTS
IN STRUCTURES

Н.1 Критерії для нехтування загальними впливами другого порядку

H.1 Criteria for neglecting global second order effects

Н.1.1 Загальні положення

H.1.1 General

(1) Положення Н.1 надає критерії для споруд, у яких не виконуються умови у 5.8.3.3 (1). Критерії ґрунтуються на 5.8.2 (6) і враховують загальні деформації згину та зсуву, як показано на рисунку Н.1.

(1) Clause H.1 gives criteria for structures where the conditions in 5.8.3.3 (1) are not met. The criteria are based on 5.8.2 (6) and take into account global bending and shear deformations, as defined in Figure H.1.

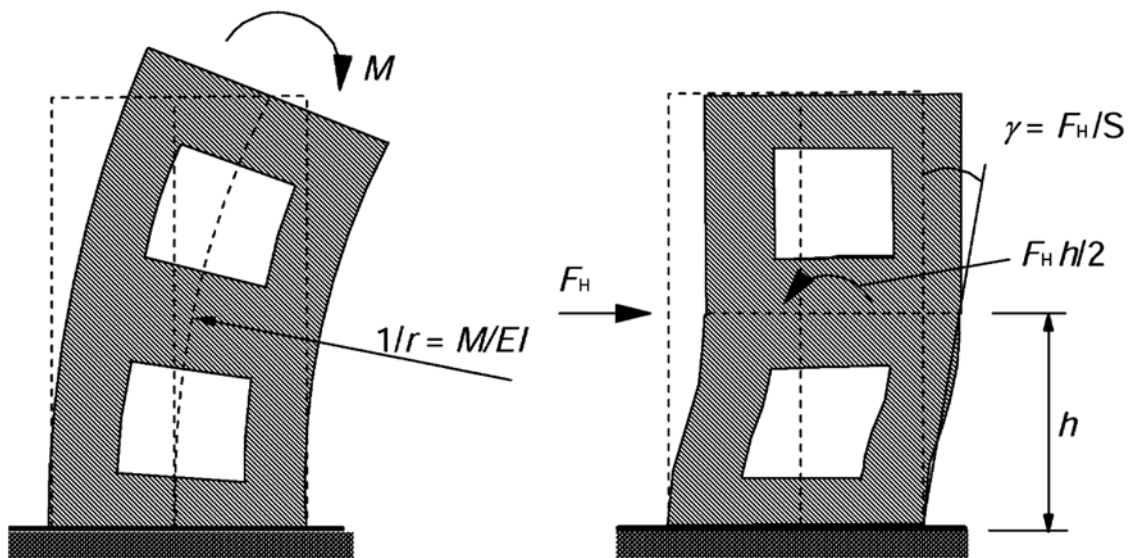


Рисунок Н.1 – Визначення загальних деформацій згину та зсуву ($1/r$ і γ відповідно) та відповідні жорсткості (EI і S відповідно)

Figure H.1 – Definition of global bending and shear deformations ($1/r$ and γ respectively) and the corresponding stiffnesses (EI and S respectively)

Н.1.2 Система в'язей без значних деформацій

H.1.2 Bracing system without significant shear deformations

(1) Для системи в'язей без значних деформацій (наприклад, діафрагми жорсткості без прорізів) можна не враховувати загальні впливи другого порядку, якщо:

(1) For a bracing system without significant shear deformations (e.g. shear walls without openings), global second order effects may be ignored if:

$$F_{V,Ed} \leq 0,1 \cdot F_{V,BB} , \quad (H.1)$$

де:

where:

$F_{V,Ed}$ – загальне вертикальне навантаження (на елементи, що розв'язуються і в'язеві елементи);

$F_{V,Ed}$ is the total vertical load (on braced and bracing members);

$F_{V,BB}$ – номінальне загальне критичне навантаження при загальному згині, див. (2).

$F_{V,BB}$ is the nominal global buckling load for global bending, see (2).

(2) Номінальне загальне критичне навантаження при загальному згині можна визначити як:

$$F_{V,BB} = \xi \Sigma EI / L^2, \quad (\text{H.2})$$

де:

ξ – коефіцієнт, що залежить від кількості поверхів, зміни жорсткостей, деформативності основи та розподілу навантаження; див. (4)

ΣEI – сумарна жорсткість на згин в'язевих елементів у напрямку, що розглядається, включно з можливими впливами тріщин; див. (3)

L – загальна висота будівлі вище рівня защемлення.

(3) За відсутності більш точної оцінки жорсткості для окремого елемента в'язі з тріщинами у перерізі можна використовувати вираз:

$$EI \approx 0,4 E_{cd} I_c, \quad (\text{H.3})$$

де:

$E_{cd} = E_{cd} \gamma_{cE}$ – розрахункова величина модуля пружності бетону, див. 5.8.6 (3);

I_c – момент інерції перерізу в'язевого елемента.

Якщо показано, що переріз може працювати без тріщин у граничному стані I групи, константу 0,4 у виразі (H.3) можна замінити на 0,8.

(4) Якщо в'язеві елементи мають постійну жорсткість по висоті і загальне вертикальне навантаження збільшується на однакову величину на кожному поверсі, то ξ можна визначити як:

$$\xi = 7,8 \cdot \frac{n_S}{n_S + 1,6} \cdot \frac{1}{1 + 0,7 \cdot k}, \quad (\text{H.4})$$

де:

n_S – кількість поверхів;

k – відносна пружність моменту защемлення; див. (5).

(5) Відносна пружність защемлення в основі визначається як:

$$k = (\theta / M) \cdot (EI / L), \quad (\text{H.5})$$

де:

θ – поворот від згинального моменту M ;

EI – жорсткість згідно з (3);

L – загальна висота в'язевого блока.

Примітка. При $k = 0$, тобто жорстке защемлення, вирази (H.1) – (H.4) можна поєднувати з виразом (5.18), де коефіцієнт 0,31 отримуємо з $0,1 \cdot 0,4 \cdot 7,8 \approx 0,31$.

(2) The nominal global buckling load for global bending may be taken as

where:

ξ is a coefficient depending on number of storeys, variation of stiffness, rigidity of base restraint and load distribution; see (4)

ΣEI is the sum of bending stiffnesses of bracing members in direction considered, including possible effects of cracking; see (3)

L is the total height of building above level of moment restraint.

(3) In the absence of a more accurate evaluation of the stiffness, the following may be used for a bracing member with cracked section:

where:

$E_{cd} = E_{cd} \gamma_{cE}$, design value of concrete modulus, see 5.8.6 (3);

I_c second moment of area of bracing member.

If the cross-section is shown to be uncracked in the ultimate limit state, constant 0,4 in Expression (H.3) may be replaced by 0,8.

(4) If bracing members have constant stiffness along the height and the total vertical load increases with the same amount per storey, then ξ may be taken as

where:

n_S is the number of storeys;

k is the relative flexibility of moment restraint; see (5).

(5) The relative flexibility of moment restraint at the base is defined as:

where:

θ is the rotation for bending moment M ;

EI is the stiffness according to (3);

L is the total height of bracing unit.

Note: For $k = 0$, i.e. rigid restraint, Expressions (H.1) – (H.4) can be combined into Expression (5.18), where the coefficient 0,31 follows from $0,1 \cdot 0,4 \cdot 7,8 \approx 0,31$.

H.1.3 В'язева система із значними деформаціями зсуву

(1) Загальними впливами другого порядку можна знехтувати, якщо виконується наступна умова:

$$F_{Ed} \leq 0,1 \cdot F_{V,B} = 0,1 \cdot \frac{F_{V,BB}}{1 + F_{V,BB} / F_{V,BS}}, \quad (\text{H.6})$$

де:

$F_{V,B}$ – загальне критичне навантаження з урахуванням загального згину і зсуву;

$F_{V,BB}$ – загальне критичне навантаження для чистого згину, див. Н.1.2(2);

$F_{V,BS}$ – загальне критичне навантаження для чистого зсуву, $F_{V,BS} = \Sigma S$;

ΣS – загальна жорсткість на зсув (зусилля на кут зсуву) в'язевого блока (рисунок Н.1).

Примітка. Загальна деформація зсуву в'язевого блока в основному визначається локальними деформаціями згину (рисунок Н.1). Однак, за відсутності більш точного розрахунку для S можна враховувати утворення тріщин таким же способом, як і для EI , див. Н.1.2 (3).

H.2 Методи визначення загальних впливів другого порядку

(1) Це положення ґрунтується на лінійному розрахунку впливів другого порядку згідно з 5.8.7. Таким чином, впливи другого порядку можуть враховуватись через розрахунок споруди на збільшені горизонтальні фіктивні сили $F_{H,Ed}$:

$$F_{H,Ed} = \frac{F_{H,0Ed}}{1 - F_{V,Ed} / F_{V,B}}, \quad (\text{H.7})$$

де:

$F_{H,0Ed}$ – горизонтальна сила першого порядку від вітру, неточностей тощо;

$F_{V,Ed}$ – загальне вертикальне навантаження на елементи в'язей та елементи, що розкріпляються в'язями;

$F_{V,B}$ – номінальне загальне критичне навантаження, див. (2).

(2) Поздовжнє критичне навантаження $F_{V,B}$ можна визначати відповідно до Н.1.3 (або Н.1.2, якщо загальними деформаціями зсуву можна знехтувати). Однак, у цьому випадку необхідно використовувати номінальні значення жорсткостей згідно з 5.8.7.2, включно із впливом повзучості.

H.1.3 Bracing system with significant global shear deformations

(1) Global second order effects may be ignored if the following condition is fulfilled:

$$F_{Ed} \leq 0,1 \cdot F_{V,B} = 0,1 \cdot \frac{F_{V,BB}}{1 + F_{V,BB} / F_{V,BS}}, \quad (\text{H.6})$$

where:

$F_{V,B}$ is the global buckling load taking into account global bending and shear;

$F_{V,BB}$ is the global buckling load for pure bending, see Н.1.2 (2);

$F_{V,BS}$ is the global buckling load for pure shear, $F_{V,BS} = \Sigma S$;

ΣS is the total shear stiffness (force per shear angle) of bracing units (see Figure Н.1)

Note: The global shear deformation of a bracing unit is normally governed mainly by local bending deformations (Figure Н.1). Therefore, in the absence of a more refined analysis, cracking may be taken into account for S in the same way as for EI , see Н.1.2 (3).

H.2 Methods for calculation of global second order effects

(1) This clause is based on linear second order analysis according to 5.8.7. Global second order effects may then be taken into account by analysing the structure for fictitious, magnified horizontal forces $F_{H,Ed}$:

$$F_{H,Ed} = \frac{F_{H,0Ed}}{1 - F_{V,Ed} / F_{V,B}}, \quad (\text{H.7})$$

where:

$F_{H,0Ed}$ is the first order horizontal force due to wind, imperfections etc.;

$F_{V,Ed}$ is the total vertical load on bracing and braced members;

$F_{V,B}$ is the nominal global buckling load, see (2).

(2) The buckling load $F_{V,B}$ may be determined according to Н.1.3 (or Н.1.2 if global shear deformations are negligible). However, in this case nominal stiffness values according to 5.8.7.2 should be used, including the effect of creep.

(3) У випадках, коли загальне поздовжнє навантаження $F_{V,B}$ не визначається, можна застосовувати вираз:

$$F_{H,Ed} = \frac{F_{H,0Ed}}{1 - F_{H,1Ed} / F_{H,0Ed}}, \quad (\text{H.8})$$

де:

$F_{H,1Ed}$ – фіктивна горизонтальна сила, яка дає однакові згинальні моменти, як і вертикальне навантаження $N_{V,Ed}$, яке діє на деформовану конструкцію з деформацією, викликаною $F_{H,0Ed}$ (деформація першого порядку), обчисленою при номінальних величинах жорсткостей згідно з 5.8.7.2.

Примітка. Вираз (H.8) супроводжується покроковим чисельним розрахунком, де вплив вертикального навантаження і приросту деформацій, виражений через еквівалентні горизонтальні сили, додається на наступних кроках. Прирости будуть утворювати геометричну прогресію після певної кількості кроків. Допускаючи, що це має місце навіть на першому кроці (що аналогічно прийняттю $\beta = 1$ у 5.8.7.3 (3)), суму можна виразити як (H.8). Ця умова вимагає, щоб величини жорсткостей, які виражають кінцеву стадію деформацій, використовувались на всіх кроках (слід мати на увазі, що це є також базовою умовою наступного розрахунку на основі номінальних величин жорсткостей).

В інших випадках, наприклад, якщо допускається робота перерізів без тріщин на першому кроці і з тріщинами, які проявляються на наступних кроках, але якщо розподіл еквівалентних горизонтальних сил значно змінюється між першими кроками, то у розрахунок слід включати більше кроків, поки умова стосовно геометричної прогресії не буде виконуватись. Приклад із більше ніж двома кроками наведено нижче:

$$F_{H,d} = F_{H,0Ed} + F_{H,1Ed} + F_{H,2Ed} / (1 - F_{H,3Ed} / F_{H,2Ed}).$$

(3) In cases where the global buckling load $F_{V,B}$ is not defined, the following expression may be used instead:

where:

$F_{H,1Ed}$ fictitious horizontal force, giving the same bending moments as vertical load $N_{V,Ed}$ acting on the deformed structure, with deformation caused by $F_{H,0Ed}$ (first order deformation), and calculated with nominal stiffness values according to 5.8.7.2

Note: Expression (H.8) follows from a step-by-step numerical calculation, where the effect of vertical load and deformation increments, expressed as equivalent horizontal forces, are added in consecutive steps. The increments will form a geometric series after a few steps. Assuming that this occurs even at the first step, (which is analogous to assuming $\beta = 1$ in 5.8.7.3 (3)), the sum can be expressed as in Expression (H.8). This assumption requires that the stiffness values representing the final stage of deformations are used in all steps (note that this is also the basic assumption behind the analysis based on nominal stiffness values).

In other cases, e.g. if uncracked sections are assumed in the first step and cracking is found to occur in later steps, or if the distribution of equivalent horizontal forces changes significantly between the first steps, then more steps have to be included in the analysis, until the assumption of a geometric series is met. Example with two more steps than in Expression (H.8):

РОЗРАХУНОК ПЛОСКИХ ПЛИТ І ДІАФРАГМ ЖОРСТКОСТІ

I.1 Плоскі плити

I.1.1 Загальні положення

(1) У цьому розділі розглядаються плоскі плити постійної товщини або з включенням капітелей (потовщенням над колонами).

(2) Плоскі плити повинні розраховуватись із застосуванням перевірених методів розрахунку, таких як сіток (у якому плита моделюється набором дискретних з'єднаних між собою елементів), скінченних елементів, кривої руйнування або еквівалентної рами. Необхідно використовувати відповідні геометричні характеристики та механічні характеристики матеріалів.

I.1.2 Розрахунок еквівалентної рами

(1) Конструкцію потрібно розділити у поздовжньому і поперечному напрямках на рами, які складаються з колон і перерізів плит, що містяться між осьовими лініями прилеглих чарунк (зонами, обмеженими чотирма прилеглими опорами). Жорсткість елементів можна обчислити за їх бруто поперечними перерізами. Для вертикального навантаження жорсткість може ґрунтуватись на повній ширині чарунки. Для горизонтального навантаження необхідно використовувати 40% цієї величини для врахування підвищеної гнучкості вузлів колон/плит у конструкціях із плоскими плитами у порівнянні з вузлами колон/ригелів. Для розрахунку у кожному напрямі повинно використовуватись повне навантаження на чарунку.

(2) Загальні згинальні моменти, отримані за розрахунком, повинні розподілятися по ширині плити. При пружному розрахунку моменти з від'ємними значеннями намагаються зосередити в напрямі осей колон.

(3) Необхідно передбачати розподіл чарунк на середні стрічки та між колонами (рисунок I.1), а згинальні моменти повинні відповідати розподілу, наведеному у таблиці I.1.

ANALYSIS OF FLAT SLABS AND SHEAR WALLS

I.1 Flat Slabs

I.1.1 General

(1) For the purpose of this section flat slabs may be of uniform thickness or they may incorporate drops (thickenings over columns).

(2) Flat slabs should be analysed using a proven method of analysis, such as grillage (in which the plate is idealised as a set of interconnected discrete members), finite element, yield line or equivalent frame. Appropriate geometric and material properties should be employed.

I.1.2 Equivalent frame analysis

(1) The structure should be divided longitudinally and transversely into frames consisting of columns and sections of slabs contained between the centre lines of adjacent panels (area bounded by four adjacent supports). The stiffness of members may be calculated from their gross cross-sections. For vertical loading the stiffness may be based on the full width of the panels. For horizontal loading 40% of this value should be used to reflect the increased flexibility of the column/slab joints in flat slab structures compared to that of column/beam joints. Total load on the panel should be used for the analysis in each direction.

(2) The total bending moments obtained from analysis should be distributed across the width of the slab. In elastic analysis negative moments tend to concentrate towards the centre lines of the columns.

(3) The panels should be assumed to be divided into column and middle strips (see Figure I.1) and the bending moments should be apportioned as given in Table I.1.

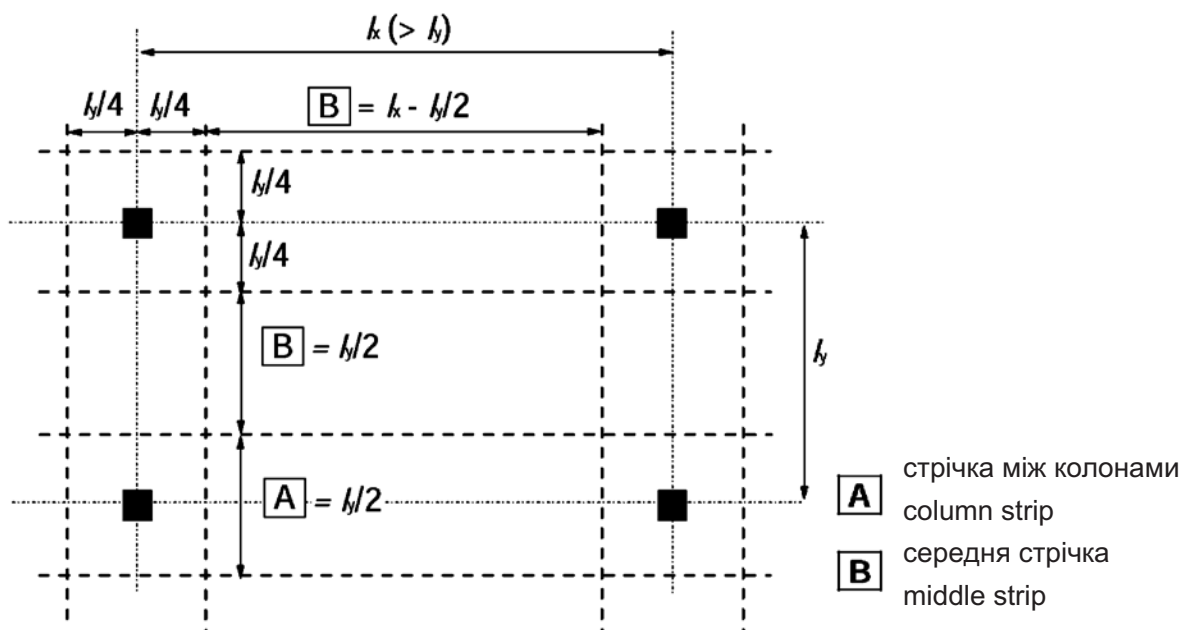


Рисунок I.1 – Розподіл чарунок у плоских плитах

Figure I.1 – Division of panels in flat slabs

Примітка. При застосуванні капітелей шириною $> (l_y/3)$ стрічки між колонами можна приймати такими, що за шириною дорівнюють капітелям. У такому випадку ширина середньої стрічки повинна визначатись відповідно.

Note: When drops of width $> (l_y/3)$ are used the column strips may be taken to be the width of drops. The width of middle strips should then be adjusted accordingly.

Таблиця I.1 – Спрощений розподіл згинального моменту для плоских плит

Table I.1 – Simplified apportionment of bending moment for a flat slab

| | Від'ємні моменти Negative moments | Додатні моменти Positive moments |
|--------------------------------------|--------------------------------------|-------------------------------------|
| Стрічка між колонами Column Strip | 60% – 80% | 50% – 70% |
| Середня стрічка Middle Strip | 40% – 20% | 50% – 30% |

Примітка. Загальні від'ємні та додатні моменти, що повинні сприйматись між колонами та середньою стрічкою, повинні завжди становити 100%.

Note: Total negative and positive moments to be resisted by the column and middle strips together should always add up to 100%.

(4) Якщо ширина стрічки між колонами відрізняється від $0,5l_x$, як показано на рисунку I.1, та вибрана такою, що дорівнює капітелі, то ширину середньої стрічки необхідно визначати відповідно.

(4) Where the width of the column strip is different from $0,5l_x$ shown in Figure I.1 (e.g.) and made equal to width of drop the width of middle strip should be adjusted accordingly.

(5) За винятком випадків наявності контурних балок, які належним чином розраховані на зсув, моменти, що передаються на крайні або кутові колони, повинні обмежуватись моментом для прямокутного перерізу, що дорівнює $0,17b_e \cdot d^2 \cdot f_{ck}$ (рисунок 9.9 для визначення b_e). Додатній момент у крайньому прольоті повинен визначатись відповідно.

(5) Unless there are perimeter beams, which are adequately designed for torsion, moments transferred to edge or corner columns should be limited to the moment of resistance of a rectangular section equal to $0,17b_e \cdot d^2 \cdot f_{ck}$ (see Figure 9.9 for the definition of b_e). The positive moment in the end span should be adjusted accordingly.

1.1.3 Нерегулярне розташування колон

(1) У випадках, коли внаслідок нерегулярного розташування колон плиту не можна раціонально розрахувати із застосуванням еквівалентної рами, можна використовувати метод сіток або інші пружні методи. У такому разі, зазвичай, буде достатнім наступний спрощений підхід:

- i) розрахунок плити на повне навантаження $\gamma_Q Q_k + \gamma_G G_k$ на всі прольоти;
- ii) моменти у прольоті та колонах повинні збільшуватись для можливості врахування впливів схем навантажень. Цього можна досягти шляхом навантаження критичного прольоту (або прольотів) $\gamma_Q Q_k + \gamma_G G_k$, а решти плити $\gamma_G G_k$. Якщо можлива значна зміна постійного навантаження між прольотами, γ_G повинен прийматись за 1 для ненавантажених прольотів;
- iii) впливи цього конкретного навантаження можуть застосовуватись для інших критичних прольотів та опор схожим способом.

(2) Повинні застосовуватись обмеження щодо передачі моментів на крайні колони, надані у 5.11.2.

1.2 Діафрагми жорсткості

(1) Діафрагми жорсткості – це стіни із звичайного бетону або залізобетону, які забезпечують поперечну стійкість споруди.

(2) Поперечне навантаження, яке сприймається кожною діафрагмою споруди, необхідно отримувати із загального розрахунку споруди з урахуванням прикладених навантажень, ексцентриситетів навантажень відносно центра зсуву споруди та взаємодії між стінами різної конструкції.

(3) Необхідно проаналізувати впливи несиметричного вітрового навантаження (див. EN 1991-1-4).

(4) Спільні впливи осевого навантаження та зсуву також повинні враховуватись.

(5) На додаток до інших критеріїв експлуатаційної придатності у цих нормах вплив бокового коливання діафрагм на мешканців споруди теж повинен враховуватись (див. EN 1990).

(6) Якщо будівля не перевищує 25 поверхів, коли розміщення у плані стін в основному симетричне та у стінах відсутні прорізи, що можуть спричинити загальні деформації зсуву, поперечне навантаження на діафрагму можна отримати за виразом:

1.1.3 Irregular column layout

(1) Where, due to the irregular layout of columns, a flat slab can not be sensibly analysed using the equivalent frame method, a grillage or other elastic method may be used. In such a case the following simplified approach will normally be sufficient:

- i) analyse the slab with the full load, $\gamma_Q Q_k + \gamma_G G_k$, on all bays;
- ii) the midspan and column moments should then be increased to allow for the effects of pattern loads. This may be achieved by loading a critical bay (or bays) with $\gamma_Q Q_k + \gamma_G G_k$ and the rest of the slab with $\gamma_G G_k$. Where there may be significant variation in the permanent load between bays, γ_G should be taken as 1 for the unloaded bays;
- iii) the effects of this particular loading may then be applied to other critical bays and supports in a similar way.

(2) The restrictions with regard to the transfer of moments to edge columns given in 5.11.2 should be applied.

1.2 Shear Walls

(1) Shear walls are plain or reinforced concrete walls which contribute to the lateral stability of the structure.

(2) Lateral load resisted by each shear wall in a structure should be obtained from a global analysis of the structure, taking into account the applied loads, the eccentricities of the loads with respect to the shear centre of the structure and the interaction between the different structural walls.

(3) The effects of asymmetry of wind loading should be considered (see EN 1991-1-4).

(4) The combined effects of axial loading and shear should be taken into account.

(5) In addition to other serviceability criteria in this code, the effect of sway of shear walls on the occupants of the structure should also be considered, (see EN 1990).

(6) In the case of building structures not exceeding 25 storeys, where the plan layout of the walls is reasonably symmetrical, and the walls do not have openings causing significant global shear deformations, the lateral load resisted by a shear wall may be obtained as follows:

$$P_n = \frac{P(EI)_n}{\sum(EI)} \pm \frac{(Pe)y_n(EI)_n}{\sum(EI)y_n^2}, \quad (1.1)$$

де:

P_n – поперечне навантаження на стіну n ;
 $(EI)_n$ – жорсткість стіни n ;
 P – прикладене навантаження;
 e – ексцентриситет сили P відносно центра жорсткостей (рисунок 1.3);
 y_n – відстань стіни n від центра жорсткостей.

(7) Якщо елементи зі значними деформаціями зсуву і без них з'єднані системою в'язей, то при розрахунку необхідно враховувати деформацію зсуву і згину.

where:

P_n is the lateral load on wall n ;
 $(EI)_n$ is the stiffness of wall n ;
 P is the applied load;
 e is the eccentricity of P with respect to the centroid of the stiffnesses (see Figure 1.3);
 y_n is the distance of wall n from the centroid of stiffnesses.

(7) If members with and without significant shear deformations are combined in the bracing system, the analysis should take into account both shear and flexural deformation.

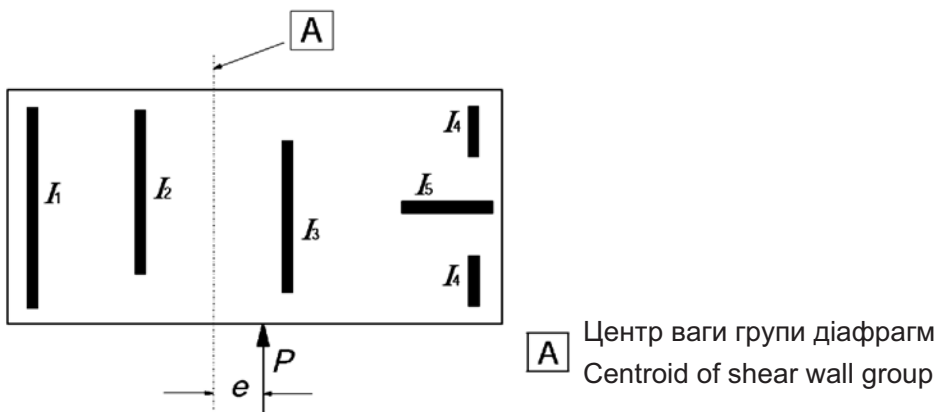


Рисунок 1.3 – Ексцентриситет навантаження відносно центра ваги діафрагм
Figure 1.3 – Eccentricity of load from centroid of shear walls

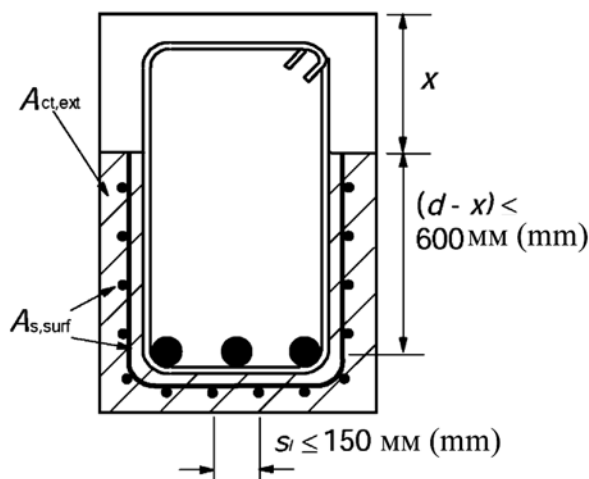
**ПРАВИЛА КОНСТРУЮВАННЯ
ДЛЯ КОНКРЕТНИХ ВИПАДКІВ**

J.1 Поверхнєве армування

(1) Поверхнєве армування для опору розтріскуванню необхідно застосовувати у випадку, коли основна арматура виготовлена із:

- стрижнів діаметром більше ніж 32 мм або
- пучків стрижнів з еквівалентним діаметром більше ніж 32 мм (див. 8.8).

Поверхнєве армування повинно складатись із сіток з дроту або стрижнів малого діаметра, розміщених за хомутами, як показано на рисунку J.1.



x – висота нейтральної осі при граничному стані I групи
the depth of the neutral axis at ULS

Рисунок J.1 – Приклад поверхнєвого армування
Figure J.1 – Example of surface reinforcement

(2) Площа поверхнєвої арматури $A_{s,surf}$ повинна бути не меншою ніж $A_{s,surf\ min}$ у двох напрямках паралельно і перпендикулярно до розтягнутої арматури у балці.

Примітка. Величина $A_{s,surf\ min}$ для конкретної країни може встановлюватись у національному додатку. Рекомендованою є величина $0,01 A_{ct,ext}$, де $A_{ct,ext}$ – площа розтягнутого бетону ззовні від хомутів (рисунок J.1).

(3) Якщо захисний шар арматури більший ніж 70 мм, для підвищеної довговічності необхідно застосовувати схоже поверхнєве армування площею $0,005 A_{ct,ext}$ у кожному напрямі.

(4) Мінімальний захисний шар, необхідний для поверхнєвої арматури, наведено у 4.4.1.2.

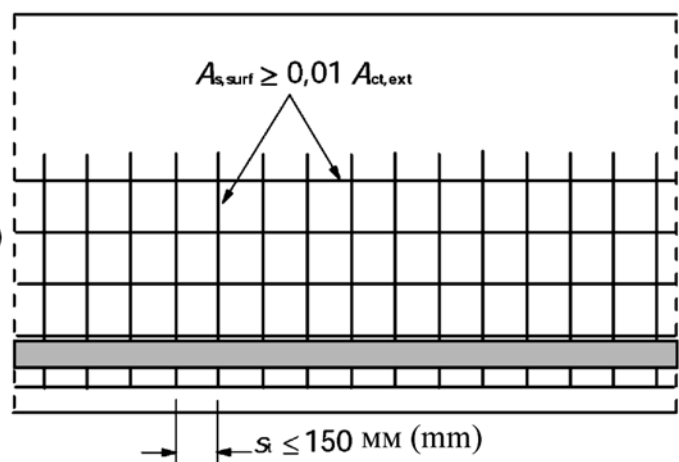
**DETAILING RULES FOR
PARTICULAR SITUATIONS**

J.1 Surface reinforcement

(1) Surface reinforcement to resist spalling should be used where the main reinforcement is made up of:

- bars with diameter greater than 32 mm or
- bundled bars with equivalent diameter greater than 32 mm (see 8.8).

The surface reinforcement should consist of wire mesh or small diameter bars, and be placed outside the links as indicated in Figure J.1.



(2) The area of surface reinforcement $A_{s,surf}$ should be not less than $A_{s,surf\ min}$ in the two directions parallel and orthogonal to the tension reinforcement in the beam.

Note: The value of $A_{s,surf\ min}$ for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is $0,01 A_{ct,ext}$, where $A_{ct,ext}$ is the area of the tensile concrete external to the links (see Figure J.1).

(3) Where the cover to reinforcement is greater than 70 mm, for enhanced durability similar surface reinforcement should be used, with an area of $0,005 A_{ct,ext}$ in each direction.

(4) The minimum cover needed for the surface reinforcement is given in 4.4.1.2.

(5) Поздовжні стрижні поверхневої арматури можуть враховуватись у якості поздовжньої арматури, що працює на згин, а поперечні стрижні як поперечна арматура за умови, що вони відповідають вимогам стосовно розташування та анкерування таких типів арматури.

J.2 Кути рам

J.2.1 Загальні положення

(1) Міцність бетону $\sigma_{Rd,max}$ повинна визначатись відповідно до 6.5.2 (стиснуті зони з поперечною арматурою або без неї).

J.2.2 Кути рам із замкнутими моментами

(1) Якщо висоти перерізів колон і балок близькі ($2/3 < h_2/h_1 < 3/2$) (рисунок J.2a) перевірка з'єднання арматури або довжини зони заанкерування в межах вузла колони з балкою не вимагається за умови, що вся розтягнута арматура балки зігнута вдовж кута.

(2) Рисунок J.2b показує стиснуто-розтягнуту умовну модель при $h_2/h_1 < 2/3$ для обмеженого діапазону $\tan\theta$.

Примітка. Величини обмеження $\tan\theta$ для конкретної країни можуть встановлюватись у національному додатку. Рекомендованою для нижньої межі є величина 0,4, а для верхньої межі 1.

(3) Довжина зони анкерування l_{bd} повинна визначатись для зусилля $\Delta F_{td} = F_{td2} - F_{td1}$.

(4) Необхідно забезпечувати арматуру для сприйняття поперечних зусиль розтягу, перпендикулярних до площини вузла.

(5) The longitudinal bars of the surface reinforcement may be taken into account as longitudinal bending reinforcement and the transverse bars as shear reinforcement provided that they meet the requirements for the arrangement and anchorage of these types of reinforcement.

J.2 Frame corners

J.2.1 General

(1) The concrete strength $\sigma_{Rd,max}$ should be determined with respect to 6.5.2 (compression zones with or without transverse reinforcement).

J.2.2 Frame corners with closing moments

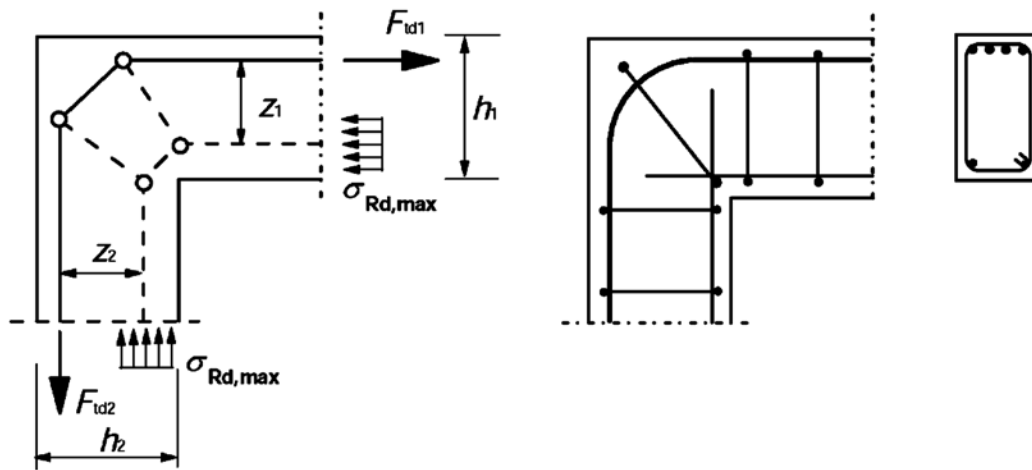
(1) For approximately equal depths of column and beam ($2/3 < h_2/h_1 < 3/2$) (see Figure J.2 (a)) no check of link reinforcement or anchorage lengths within the beam column joint is required, provided that all the tension reinforcement of the beam is bent around the corner.

(2) Figure J.2 (b) shows a strut and tie model for $h_2/h_1 < 2/3$ for a limited range of $\tan\theta$.

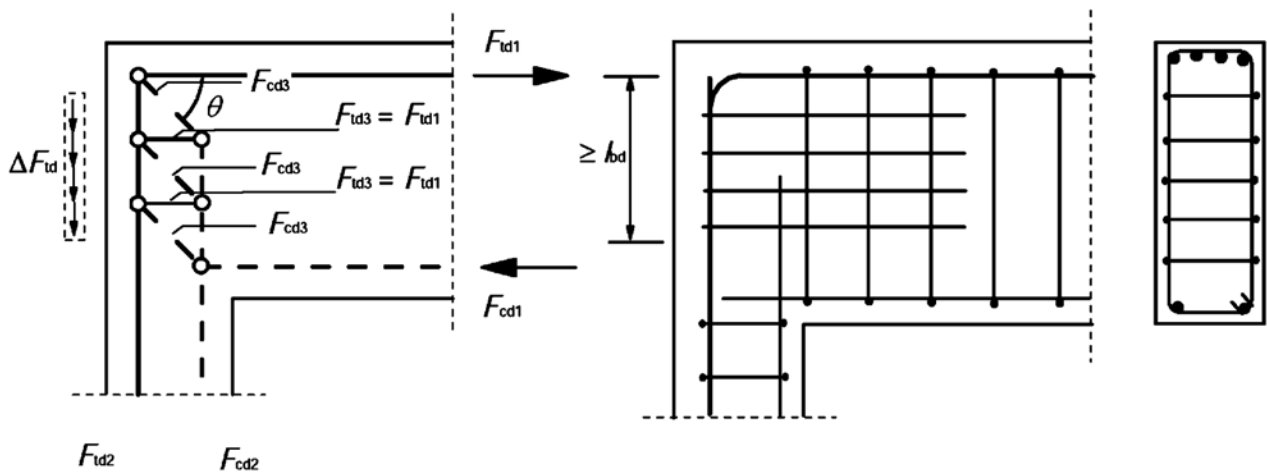
Note: The values of the limits of $\tan\theta$ for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value of the lower limit is 0,4 and the recommended value of the upper limit is 1.

(3) The anchorage length l_{bd} should be determined for the force $\Delta F_{td} = F_{td2} - F_{td1}$.

(4) Reinforcement should be provided for transverse tensile forces perpendicular to an in-plane node.



а – приблизно рівні висоти перерізів балки і колони
almost equal depth of beam and column



б – значна різниця у висотах перерізів балки і колони
very different depth of beam and column

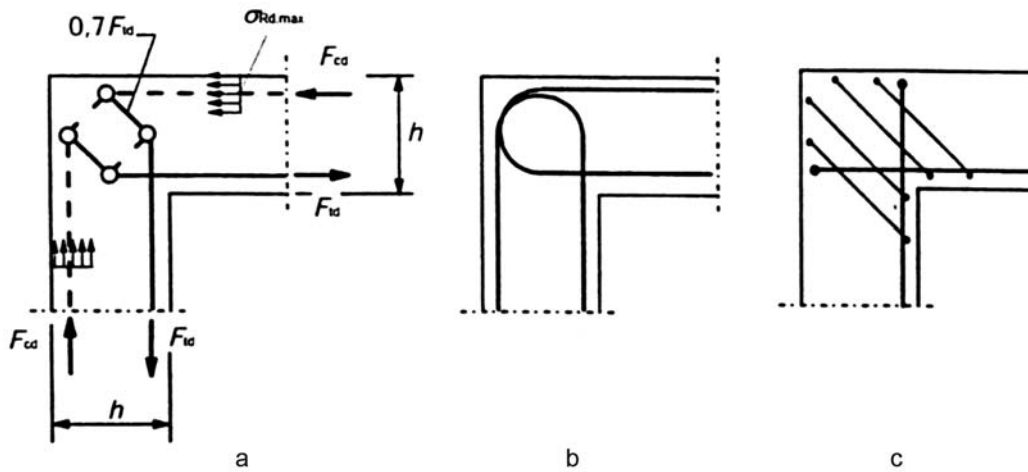
Рисунок J.2 – Кут рами із замкнутим моментом. Модель і армування
Figure J.2 – Frame Corner with closing moment. Model and reinforcement

J.2.3 Куты рам з відкритими моментами

(1) Для приблизно рівних висот перерізів колони і балки можна застосовувати стиснуто-розтягнуті умовні моделі, наведені на рисунку J.3а і J.4а. Арматуру необхідно забезпечувати у вигляді двох петель в зоні вузла або як два U-подібних стрижні з напуском в комбінації з похилими хомутами, як показано на рисунку J.3b та с і на рисунку J.4b та с.

J.2.3 Frame corners with opening moments

(1) For approximately equal depths of column and beam the strut and tie models given in Figures J.3 (a) and J.4 (a) may be used. Reinforcement should be provided as a loop in the corner region or as two overlapping U bars in combination with inclined links as shown in Figures J.3 (b) and (c) and Figures J.4 (b) and (c).



a – стиснуто-розтягнута модель
strut and tie model

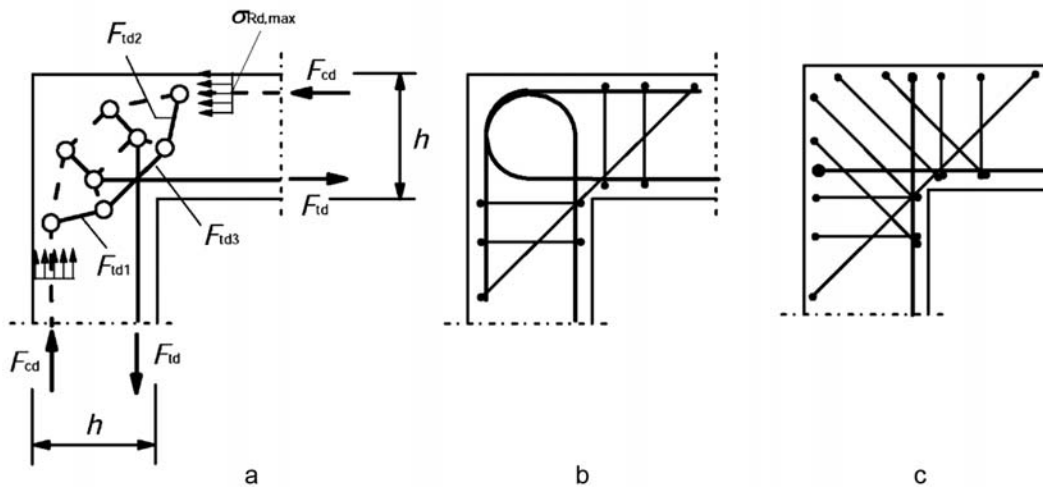
b and c – конструювання арматури
detailing of reinforcement

Рисунок J.3 – Кут рами з помірним відкритим моментом (наприклад, $A_s / bh \leq 2\%$)

Figure J.3 – Frame corner with moderate opening moment (e.g. $A_s / bh \leq 2\%$)

(2) При великих відкритих моментах необхідно передбачати діагональні стрижні і хомути, що запобігають розколюванню, як показано на рисунку J.4.

(2) For large opening moments a diagonal bar and links to prevent splitting should be considered as shown in Figure J.4.



a – стиснуто-розтягнута модель
strut and tie model

b and c – конструювання арматури
detailing of reinforcement

Рисунок J.4 – Кут рами із значним відкритим моментом (наприклад, $A_s / bh > 2\%$)

Figure J.4 – Frame corner with large opening moment (e.g. $A_s / bh > 2\%$)

J.3 Консолі

(1) Консолі ($a_c < z_0$) можна розраховувати з використанням стиснуто-розтягнутих моделей, як описано у 6.5 (рисунок J.5). Нахил стиснутого елемента необхідно обмежувати: $1,0 \leq \tan\theta \leq 2,5$.

J.3 Corbels

(1) Corbels ($a_c < z_0$) may be designed using strut-and-tie models as described in 6.5 (see Figure J.5). The inclination of the strut is limited by $1,0 \leq \tan\theta \leq 2,5$.

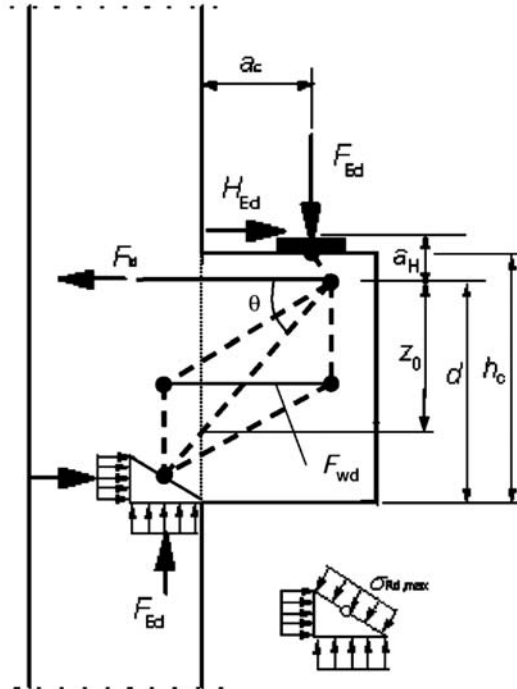


Рисунок J.5 – Стиснуто-розтягнута модель консолі

Figure J.5 – Corbel strut-and-tie model

(2) Якщо $a_c < 0,5 h_c$, необхідно забезпечити замкнуті горизонтальні або похилі хомути площею перерізу $A_{s,lnk} \geq k_1 A_{s,main}$ додатково до основної розтягнутої арматури (рисунок J.6a).

Примітка. Величина k_1 для конкретної країни може встановлюватись у національному додатку. Рекомендованою є величина 0,25.

(3) Якщо $a_c > 0,5 h_c$ і $F_{Ed} > V_{Rd,c}$ (див. 6.2.2), необхідно забезпечити замкнуті вертикальні хомути $A_{s,lnk} \geq k_2 F_{Ed} / f_{yd}$ додатково до основної розтягнутої арматури (рисунок J.6b).

Примітка. Величина k_2 для конкретної країни може встановлюватись у національному додатку. Рекомендованою є величина 0,5.

(4) Основна розтягнута арматура повинна заанкеруватись на обох кінцях. Вона повинна заанкеруватись у опорному елементі на дальній грані, а довжину зони заанкерування необхідно відміряти від розташування вертикальної арматури на ближній грані. Арматура повинна заанкеруватись у консолі, а довжину зони заанкерування необхідно відміряти від внутрішньої грані пластини для передачі навантаження.

(2) If $a_c < 0,5 h_c$ closed horizontal or inclined links with $A_{s,lnk} \geq k_1 A_{s,main}$ should be provided in addition to the main tension reinforcement (see Figure J.6 (a)).

Note: The value of k_1 for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is 0,25.

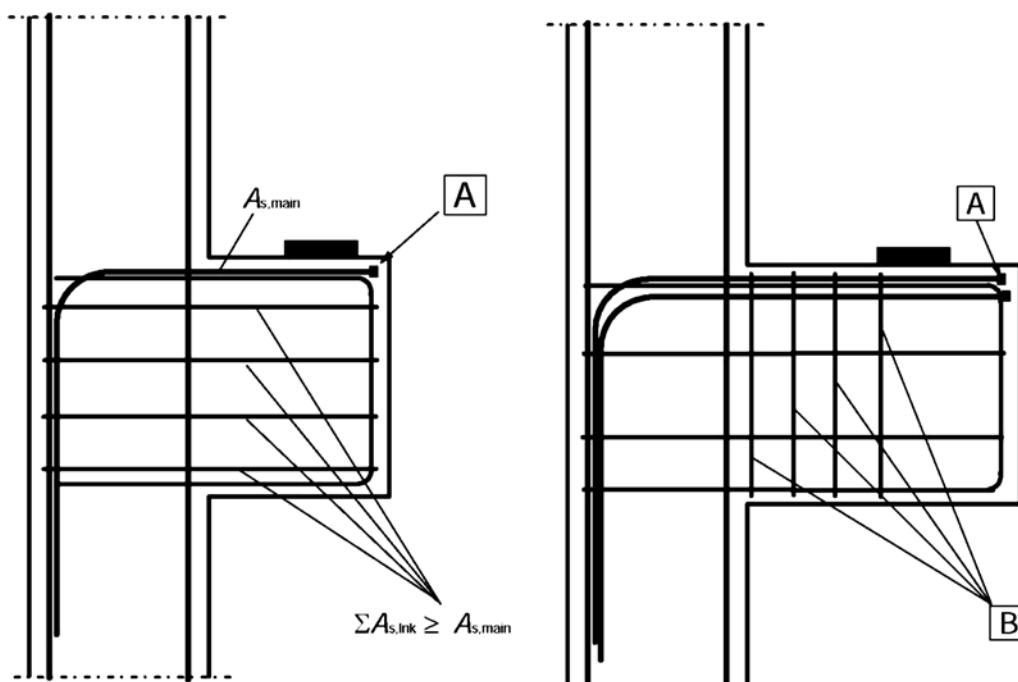
(3) If $a_c > 0,5 h_c$ and $F_{Ed} > V_{Rd,c}$ (see 6.2.2), closed vertical links $A_{s,lnk} \geq k_2 F_{Ed} / f_{yd}$ should be provided in addition to the main tension reinforcement (see Figure J.6 (b)).

Note: The value of k_2 for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is 0,5.

(4) The main tension reinforcement should be anchored at both ends. It should be anchored in the supporting element on the far face and the anchorage length should be measured from the location of the vertical reinforcement in the near face. The reinforcement should be anchored in the corbel and the anchorage length should be measured from the inner face of the loading plate.

(5) Якщо існують спеціальні вимоги стосовно обмеження тріщин, ефективно застосовувати похилі хомути U-подібної форми.

(5) If there are special requirements for crack limitation, inclined stirrups at the re-entrant opening will be effective.



$$A_{s,lnk} \geq k_1 A_{s,main}$$

A анкерні пристрої або петлі
anchorage devices or loops

B хомути
links

a – армування при $a_c \leq 0,5 h_c$
reinforcement for $a_c \leq 0,5 h_c$

b – армування при $a_c > 0,5 h_c$
reinforcement for $a_c > 0,5 h_c$

Рисунок J.6 – Конструювання консолі

Figure J.6 – Corbel detailing

ДОДАТОК НА
(довідковий)

**ПЕРЕЛІК НАЦІОНАЛЬНИХ СТАНДАРТІВ УКРАЇНИ (ДСТУ),
ІДЕНТИЧНИХ МС, ПОСИЛАННЯ НА ЯКІ Є В EN 1992-1-1:2004**

| Позначення європейського стандарту | Ступінь відповідності | Позначення та назва національного стандарту України (ДСТУ) |
|--|-----------------------|--|
| EN 1990:2002 Єврокод: Основи проектування кон- струкцій | IDT | ДСТУ-Н Б В.1.2-13:2008 Система надійності та безпеки у будівництві. Настанова. Основи проектування конструкцій (EN 1990:2002, IDT) |
| EN 1997 Єврокод 7: Геотехнічне проектування | IDT | ДСТУ-Н Б EN 1997-1:2010 Геотехнічне проектування (проектування основ). Загальні правила (EN 1997-1:2004, IDT) |
| EN 10080 Арматура для армування бетону | IDT | ДСТУ ENV 10080:2005 Сталь для армування бетону. Зварювана рифлена арматурна сталь В-500. Технічні умови на постачання прутків, мотків і зварної сітки (ENV 10080:1995, IDT) (замінюється на ДСТУ EN 10080:2009 з 2012-01-01) |
| EN 197-1 Цемент. Склад, технічні вимоги і критерії відповідності для звичай- них цементів | IDT | ДСТУ Б EN 197-1:2008 Цемент. Частина 1. Склад, технічні умови та критерії відповідності для звичайних цементів (EN 197-1:2000, IDT) |

English version
Version Française
Deutsche Fassung

Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings

Eurocode 2: Calcul des structures en béton
- Partie 1-1: Règles générales et règles
pour les bâtiments

Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion
von Stahlbeton- und
Spannbetontragwerken - Teil 1-1:
Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln
für den Hochbau

This corrigendum becomes effective on 16 January 2008 for incorporation in the three official language versions of the EN.

Ce corrigendum prendra effet le 16 janvier 2008 pour incorporation dans les trois versions linguistiques officielles de la EN.

Die Berichtigung tritt am 16. Januar 2008 zur Einarbeitung in die drei offiziellen Sprachfassungen der EN in Kraft.



EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION
COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION
EUROPÄISCHES KOMITEE FÜR NORMUNG

Management Centre: rue de Stassart, 36 B-1050 Brussels

© 2008 CEN All rights of exploitation in any form and by any means reserved worldwide for CEN national Members.
Tous droits d'exploitation sous quelque forme et de quelque manière que ce soit réservés dans le monde entier aux membres nationaux du CEN.
Alle Rechte der Verwertung, gleich in welcher Form und in welchem Verfahren, sind weltweit den nationalen Mitgliedern von CEN vorbehalten.

Ref. No.: EN 1992-1-1:2004/AC:2008 D/E/F

Український переклад англomовної версії

Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій
Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд

Дана поправка вступає в силу з 16 січня 2008 р.і вноситься у три офіційні мовні версії EN.



ЄВРОПЕЙСЬКИЙ КОМПІТЕТ СТАНДАРТИЗАЦІЇ

Адміністративний центр: Авеню Марні 17, В-1000 Брюссель

© 2008 CEN Всі права на використання у будь-якій формі та якимось іншим чином зарезервовані у всьому світі для національних членів CEN

Ref. No.:EN 1992-1-1:2004/AC:2008 D/E/F

Національний додаток до EN 1992-1-1

Сторінка 6. *Замінити:*

"6.8.6 (2)"

на

"6.8.6 (3)".

Сторінка 6. *Замінити:*

"J.1(3)"

на

"J.1(2)"

1 ЗАГАЛЬНІ ПОЛОЖЕННЯ

У 1.2.2, Інші нормативні посилання. *Замінити:*

"EN ISO 17760: Допустимі методи зварювання арматури"

на

"EN ISO 17660 Зварювання – Зварювання арматурної сталі"

3 МАТЕРІАЛИ

У таблиці 3.1, 9-й ряд, остання колонка. *Замінити:*

$$" \varepsilon_{c1} \left(\frac{0}{100} \right) = 0,7 f_{cm}^{0,31} < 2,8 "$$

на

$$" \varepsilon_{c1} \left(\frac{0}{100} \right) = 0,7 f_{cm}^{0,31} \leq 2,8 "$$

У 3.1.4 (4). *Замінити:*

$$" \varphi_k (\infty, t_0) "$$

на

$$" \varphi_{nl} (\infty, t_0) "$$

У 3.1.4 (4). *Замінити:*

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

на

" k_σ – співвідношення "напруження-міцність" $\sigma_c / f_{ck}(t_0)$, де σ_c – напруження стиску, а $f_{ck}(t_0)$ – характеристична міцність бетону..."

У 3.2.4 (2). *Замінити у примітці:*

"Значення $(f_t / f_y)_k$ і..."

на

"Значення $k = (f_t / f_y)_k$ і..."

У 3.2.5 (2P). *Замінити у примітці:*

"... з EN ISO 17760."

на

National annex for EN 1992-1-1

Page 6 – *replace:*

"6.8.6 (2)"

with the following:

"6.8.6 (3)".

Page 6 – *replace:*

"J.1(3)"

with the following:

"J.1(2)".

1 GENERAL

Under 1.2.2, Other reference standards, *replace:*

"EN ISO 17760: Permitted welding process for reinforcement"

with the following:

"EN ISO 17660 (all parts): Welding – Welding of reinforcing steel"

3 MATERIALS

In Table 3.1, 9th row, last column *replace:*

with the following:

In 3.1.4 (4) *replace:*

with the following:

In 3.1.4 (4) *replace:*

" k_σ is the stress-strength ratio $\sigma_c / f_{cm}(t_0)$..."

with the following:

" k_σ is the stress-strength ratio $\sigma_c / f_{ck}(t_0)$, where σ_c is the compressive stress and $f_{ck}(t_0)$ is the characteristic concrete..."

In 3.2.4 (2) *replace in the Note:*

"Values of $(f_t / f_y)_k$ and..."

with the following:

"Values of $k = (f_t / f_y)_k$ and..."

In 3.2.5 (2)P *replace:*

"...with EN ISO 17760."

with the following:

"... з EN ISO 17660."

У 3.2.7 (2). *Замінити у підпункті а):*

" γ_s "

на

" γ_S ".

На рисунку 3.8. *Замінити:*

" γ_s "

на

" γ_S ".

У 3.3.2 (9). *Замінити:*

"...використовується 10.3.2.2."

на

"...використовується 10.3.2.1."

На рисунку 3.10. *Замінити:*

" γ_s "

на

" γ_S ".

4 ДОВГОВІЧНІСТЬ ТА ЗАХИСНИЙ ШАР ДЛЯ АРМАТУРИ

У 4.4.1.3 (4). *Замінити:*

"мінімальний захисний шар".

на

"номінальний захисний шар".

5 КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗРАХУНОК

У 5.1.1 Загальні вимоги. *Видалити підпункт (5) і перенумерувати наступні підпункти:*

"(6)P" *на* "(5)P",

"(7)" *на* "(6) і".

"(8)" *на* "(7)".

У 5.2 (5). *Замінити:*

" l – довжина або висота [м], (див. (4))".

на

" l – довжина або висота [м], (див. (6))".

"...with EN ISO 17660."

In 3.2.7 (2) *replace in point a):*

" γ_s "

with the following:

" γ_S ".

In Figure 3.8 *replace:*

" γ_s "

with the following:

" γ_S ".

In 3.3.2 (9) *replace*

"...10.3.2.2 applies."

with the following:

"...10.3.2.1 applies."

In Figure 3.10 *replace:*

" γ_s "

with the following:

" γ_S ".

4 DURABILITY AND COVER TO REINFORCEMENT

In 4.4.1.3 (4) *replace:*

"minimum cover".

with the following:

"nominal cover".

5 STRUCTURAL ANALYSIS

Under 5.1.1 *General requirements delete Clause (5) and renumber the subsequent clauses as follows:*

"(6)P" *into* "(5)P",

"(7)" *into* "(6) and".

"(8)" *into* "(7)".

In 5.2 (5) *replace:*

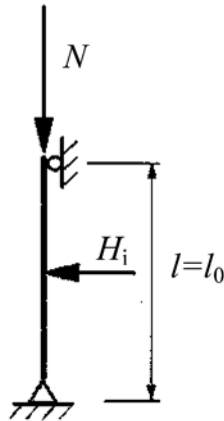
" l is the length or height [m], see (4)".

with the following:

" l is the length or height [m], see (6)".

Відкоригувати рисунок 5.1 а2) наступним чином:

Correct Figure 5.1 a2) as follows:



а2) розкріплений

а2) Braced

У 5.6.3 (2). Замінити:

"У зонах пластичних шарнірів, x_U / d не повинно..."

на

"У зонах пластичних шарнірів, x_U / d не слід..."

У 5.8.6 (3). Замінити:

"... надані у 3.1.5, вирази (3.14) і 3.2.3 (рисунок 3.8)."

на

"... надані у 3.1.5, вирази (3.14) і 3.2.7 (рисунок 3.8)."

У 5.8.6 (3). Замінити в виразі (5.20) та в примітці:

" γ_{cE} "

на

" γ_{CE} "

У 5.8.7.1 (2). Замінити:

"...як порівняння з 5.8.6 (2)."

на

"...як порівняння з 5.8.5 (1)."

У пункті 5.8.7.3 (1). Замінити:

"...моментів, визначених при лінійному розрахунку, тобто:"

на

"...моментів, визначених при лінійному розрахунку першого порядку, тобто:"

У 5.8.8.1 (1). Замінити:

"...(див. також 5.8.5 (4))"

на

In 5.6.3 (2) replace:

"In regions of yield hinges, x_U / d shall not..."

with the following:

"In regions of yield hinges, x_U / d should not..."

In 5.8.6 (3) replace:

"...given in 3.1.5 Expression (3.14) and 3.2.3 (Figure 3.8) ..."

with the following:

"...given in 3.1.5 Expression (3.14) and 3.2.7 (Figure 3.8) ..."

In 5.8.6 (3) replace in Expression (5.20) and in the Note:

" γ_{cE} "

with the following:

" γ_{CE} "

In 5.8.7.1 (2) replace:

"...as compared with 5.8.6 (2)."

with the following:

"...as compared with 5.8.5 (1)."

In 5.8.7.3 (1) replace:

"...moments resulting from a linear analysis, namely:"

with the following:

"...moments resulting from a first order analysis, namely:"

In 5.8.8.1(1) replace:

"...(see also 5.8.5 (4))"

with the following:

"...(див. також 5.8.5 (3))"

У 5.8.8.2 (2). *Замінити*:

"Змінні моменти першого порядку M_{01} і M_{02} можуть ..."

на

"Для елементів без прикладених між їх кінцями навантажень змінні моменти першого порядку M_{01} і M_{02} можуть ..."

У 5.8.9 (3). *Замінити*:

"...та, якщо відносні ексцентриситети e_y/h і e_z/b (див. рисунок 5.7) задовольняють..."

на

"...та, якщо відносні ексцентриситети e_y/h_{eq} і e_z/b_{eq} (див. рисунок 5.8) задовольняють..."

У 5.10.2.1 (2). *Замінити*:

"...максимальна сила напруження P_{max} може збільшуватись до $k_3 \cdot f_{p0,1k}$ (наприклад, якщо..."

на

"...максимальна сила напруження P_{max} може збільшуватись до $k_3 \cdot f_{p0,1k} \cdot A_p$ (наприклад, якщо..."

У 5.10.4 (1). *Замінити у примітці*:

"...(див. додаток D)"

на

"...(див. 10.3.2.1 та додаток D)".

У 5.10.5.2 (4). *Замінити у примітці*:

"HPDE"

на

"HDPE"

У 5.10.6 (2). У виразі (5.46) *Замінити*:

" I_c "

на

" I_c "

У 5.10.6 (2). *Замінити*:

" E_p – модуль пружності напруженої арматури, див 3.3.3(9)"

на

" E_p – модуль пружності напруженої арматури, див 3.3.6 (2)"

6 ГРАНИЧНІ СТАНИ (ULS)

У 6.1 (5). *Замінити*:

"...симетричного ($e/h < 0,1$), таких..."

на

"...симетричного ($e_d/h < 0,1$), таких..."

"...(see also 5.8.5 (3))"

In 5.8.8.2 (2) *replace*:

"Differing first order end moments M_{01} and M_{02} may be..."

with the following:

"For members without loads applied between their ends, differing first order end moments M_{01} and M_{02} may..."

In 5.8.9 (3) *replace*:

"...and if the relative eccentricities e_y/h and e_z/b (see Figure 5.7) satisfy..."

with the following:

"...and if the relative eccentricities e_y/h_{eq} and e_z/b_{eq} (see Figure 5.8) satisfy..."

In 5.10.2.1 (2) *replace*:

"...the maximum prestressing force P_{max} may be increased to $k_3 \cdot f_{p0,1k}$ (e.g. for..."

with the following:

"...the maximum prestressing force P_{max} may be increased to $k_3 \cdot f_{p0,1k} \cdot A_p$ (e.g. for..."

In 5.10.4 (1) *replace in the Note*:

"...(see Annex D)"

with the following:

"...(see 10.3.2.1 and Annex D)".

In 5.10.5.2 (4) *replace in the Note*:

"HPDE"

with the following:

"HDPE"

In 5.10.6 (2) in Expression (5.46) *replace*:

" I_c "

with the following:

" I_c "

In 5.10.6 (2) *replace*:

" E_p is the modulus of elasticity for the prestressing steel, see 3.3.3 (9)"

with the following:

" E_p is the modulus of elasticity for the prestressing steel, see 3.3.6 (2)"

6 ULTIMATE LIMIT STATES (ULS)

In 6.1 (5) *replace*:

"...concentric loading ($e/h < 0,1$), such..."

with the following:

"...concentric loading ($e_d/h < 0,1$), such..."

У 6.2.1 (5). *Замінити:*

"...(див. вираз (6.8))".

на

"...(див. вираз (6.1))".

У 6.2.2 (1). *Замінити:*

" N_{Ed} – осьова... при стиску). Впливом прикладених деформацій на N_E можна знехтувати".

на

" N_{Ed} – осьова... при стиску. Впливом прикладених деформацій на N_{Ed} можна знехтувати".

У 6.2.3 (1). *Замінити:*

"...поздовжнє зусилля розтягу внаслідок зсуву, визначеного у (3)."

на

"...поздовжнє зусилля розтягу внаслідок зсуву, визначеного у (7)".

У 6.2.3 (5). *Замінити:*

"...(наприклад, при рівномірно розподіленому навантаженні), поперечна арматура будь-якого кроку по довжині $l = z(\cot\theta + \cot\alpha)$, може ..."

на

"...(наприклад, при рівнорозподіленому навантаженні), поперечна арматура будь-якого кроку по довжині $l = z(\cot\theta)$, може ..."

У 6.2.3 (6). *Замінити:*

"Якщо у стінці знаходяться заповнені канали..."

на

"Якщо у стінці знаходяться заповнені металеві канали..."

У 6.2.3 (8). *Замінити:*

"Величина V_{Ed} , обчислена без зниження через β , все одно повинна задовольняти умову (6.5)".

на

"Величина V_{Ed} , обчислена без зниження через β , все одно повинна задовольняти умову (6.9)".

Замінити назву пункту 6.2.4

"6.2.4 Зсув між стінкою і полками "Т"-подібних перерізів"

на

"6.2.4 Зсув між стінкою і полицями"

У 6.2.5 (2). *Замінити:*

"...наприклад:

In 6.2.1 (5) *replace:*

"...(see Expression (6.8))".

with the following:

"...(see Expression (6.1))".

In 6.2.2 (1) *replace:*

" N_{Ed} is the axial... for compression). The influence of imposed deformations on N_E may be ignored".

with the following:

" N_{Ed} is the axial... for compression). The influence of imposed deformations on N_{Ed} may be ignored".

In 6.2.3 (1) *replace:*

"...the longitudinal tensile force due to shear defined in (3)."

with the following:

"...the longitudinal tensile force due to shear defined in (7)".

In 6.2.3 (5) *replace:*

"...(e.g. for uniformly distributed loading) the shear reinforcement in any length increment $l = z(\cot\theta + \cot\alpha)$ may be..."

with the following:

"...(e.g. for uniformly distributed loading) the shear reinforcement in any length increment $l = z(\cot\theta)$ may be..."

In 6.2.3 (6) *replace:*

"Where the web contains grouted ducts..."

with the following:

"Where the web contains grouted metal ducts..."

In 6.2.3 (8) *replace:*

"The value V_{Ed} calculated without reduction by β , should however always satisfy Expression (6.5)".

with the following:

"The value V_{Ed} calculated without reduction by β , should however always satisfy Expression (6.9)".

Replace the title of paragraph 6.2.4

"6.2.4 Shear between web and flanges of T-sections".

with the following:

"6.2.4 Shear between web and flanges".

In 6.2.5 (2) *replace:*

"...following examples:

- Дуже гладка – це поверхня при укладанні бетону на сталю, пластикову або спеціально підготовлену дерев'яну опалубку: $c = 0,25$, $\mu = 0,5$
- Гладка – поверхні сформовані "ковзаючою" опалубкою або видавлюванням, а також після вібрації, без подальшої обробки: $c = 0,35$, $\mu = 0,6$
- шорстка – поверхня з нерівностями, щонайменшим перепадом 3 мм і кроком близько 40 мм, яка досягається згрібанням заповнювачів або іншими методами, які надають подібний характер поверхні: $c = 0,45$, $\mu = 0,7$ "

на

"...наприклад:

- Дуже гладка – це поверхня при укладанні бетону на сталеву, пластикову або спеціально підготовлену дерев'яну опалубку: $c = 0,025$ до $0,10$ і $\mu = 0,5$
- Гладка – поверхні сформовані "ковзною" опалубкою або видавлюванням, а також після вібрації, без подальшої обробки: $c = 0,20$, $\mu = 0,6$
- Шорстка – поверхня з нерівностями, щонайменшим перепадом 3 мм і кроком близько 40 мм, яка досягається згрібанням заповнювачів або іншими методами, які надають подібного характеру поверхні: $c = 0,40$, $\mu = 0,7$ ".

У пункті 6.3.2 (4). *Замінити:*

"де v – отримуємо з 6.2.2 (6), а α_c – із виразу (6.9) "

на

"де v – отримуємо з 6.2.2 (6), а α_{cw} – із виразу (6.9) "

- Very smooth: a surface cast against steel, plastic or specially prepared wooden moulds: $c = 0,25$ and $\mu = 0,5$
- Smooth: a slipformed or extruded surface, or a free surface left without further treatment after vibration: $c = 0,35$ and $\mu = 0,6$
- Rough: a surface with at least 3 mm roughness at about 40 mm spacing, achieved by raking, exposing of aggregate or other methods giving an equivalent behaviour: $c = 0,45$, $\mu = 0,7$ "

with the following:

"...following examples:

- Very smooth: a surface cast against steel, plastic or specially prepared wooden moulds: $c = 0,025$ to $0,10$ and $\mu = 0,5$
- Smooth: a slipformed or extruded surface, or a free surface left without further treatment after vibration: $c = 0,20$ and $\mu = 0,6$
- Rough: a surface with at least 3 mm roughness at about 40 mm spacing, achieved by raking, exposing of aggregate or other methods giving an equivalent behaviour: $c = 0,40$, $\mu = 0,7$ ".

In 6.3.2 (4) *replace:*

"where v follows from 6.2.2 (6) and α_c from Expression (6.9) "

with the following:

"where v follows from 6.2.2 (6) and α_{cw} from Expression (6.9) "

У пункті 6.4.2 (11). Виправити рисунок 6.18:

In 6.4.2 (11) correct Figure 6.18 as follows:

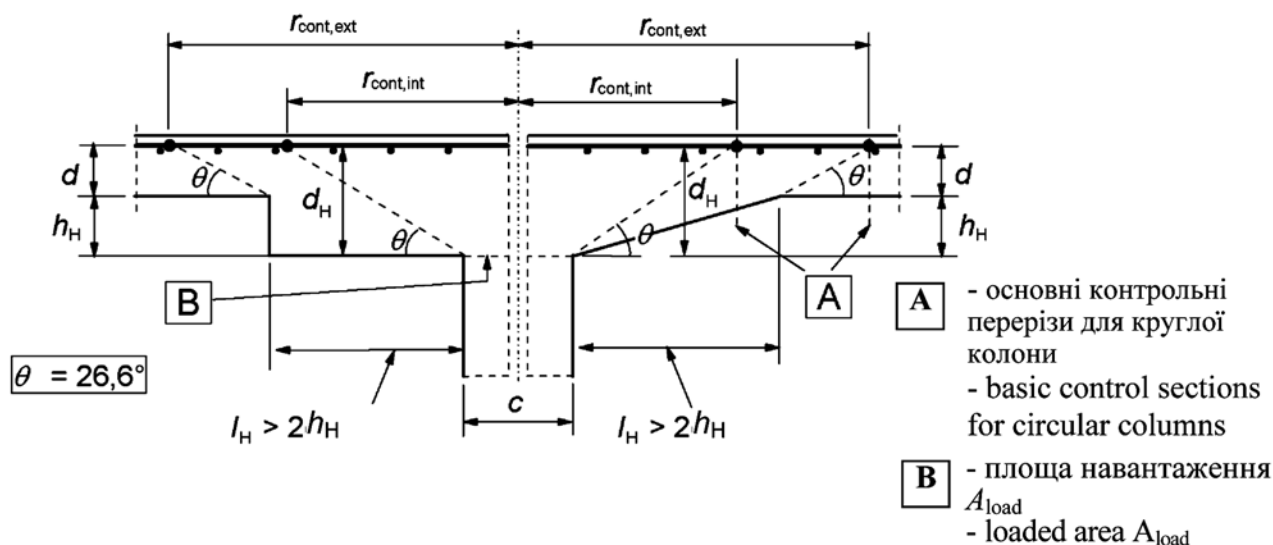


Рисунок 6.18 – Плита при збільшеній капітелі колони $l_H > 2(d + h_H)$ "

Figure 6.18 – Slab with enlarged column head where $l_H > 2(d + h_H)$ "

У 6.4.3 (2). Замінити:

$$"V_{Ed} < V_{Rd,max}"$$

на

$$"V_{Ed} \leq V_{Rd,max}"$$

i

$$"V_{Ed} < V_{Rd,c}"$$

на

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

У 6.4.3 (3). Замінити рівняння (6.40):

$$"W_1 = \int_0^{u_1} |e| dl"$$

на

$$"W_i = \int_0^{u_i} |e| dl."$$

У 6.4.3 (3). Після рівняння (6.42) замінити:

"де D – діаметр круглої колони"

на

"де D – діаметр круглої колони, e – ексцентриситет прикладеного навантаження $e = M_{Ed} / V_{Ed}$ ".

У 6.4.3 (4). Після рівняння (6.45) замінити:

"... ексцентриситет e повинен відраховуватись від центра ваги контрольного периметра."

на

"... відстань e повинна бути виміряна від центральної осі контрольного периметра."

In 6.4.3 (2) replace:

$$"V_{Ed} < V_{Rd,max}"$$

with the following:

$$"V_{Ed} \leq V_{Rd,max}"$$

and

$$"V_{Ed} < V_{Rd,c}"$$

with the following:

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

In 6.4.3 (3) replace Equation (6.40):

$$"W_1 = \int_0^{u_1} |e| dl"$$

with the following:

$$"W_i = \int_0^{u_i} |e| dl."$$

In 6.4.3 (3) replace after Equation (6.42):

"where D is the diameter of the circular column"

with the following:

"where D is the diameter of the circular column e is the eccentricity of the applied load $e = M_{Ed} / V_{Ed}$ ".

In 6.4.3 (4) replace after Equation (6.45):

"... the eccentricity e should be measured from the centroid of the control perimeter."

with the following:

"... the distance e should be measured from the centroid axis of the control perimeter."

У 6.4.4 (2). У рівнянні (6.50) замінити:

" ρ "

на

" ρ_i ".

У 6.5.4 (6). Замінити:

"...і (3.25) при $\sigma_{Rd,max} \leq k_4 v f_{cd}$, якщо розподіл навантаження відомий для всіх трьох напрямків..."

на

"...і (3.25) верхньою межею $\sigma_{Rd,max} \leq k_4 v f_{cd}$, якщо розподіл навантаження відомий для всіх трьох напрямків..."

У 6.5.4 (9). Замінити:

"...згідно з 8.4."

на

"...згідно з 8.3."

У 6.8.5 (3). У виразі (6.71) замінити:

" $\gamma_{s,fat}$ "

на

" $\gamma_{S,fat}$ ".

У 6.8.6(1). Замінити:

"Для зварюваних арматурних стрижнів ... при повторюваному навантаженні у сполученні з основною..."

на

"Для зварюваних арматурних стрижнів ... при повторюваному циклічному навантаженні у сполученні з основною..."

У 6.8.6(2). Замінити:

"...перевірка може виконуватись із використанням часто повторюваного сполучення навантажень..."

на

"...перевірка може виконуватись із використанням часто повторюваного сполучення навантажень..."

7 ГРАНИЧНІ СТАНИ ЗА ПРИДАТНІСТЮ ДО ЕКСПЛУАТАЦІЇ (SLS)

У 7.2 (5). Замінити:

"...неприйнятне утворення тріщин або деформування..."

на

"...проявлення неприйнятного утворення тріщин або деформування..."

In 6.4.4 (2) replace in Equation (6.50):

" ρ "

with the following:

" ρ_i ".

In 6.5.4 (6) replace:

"...and (3.25) with $\sigma_{Rd,max} \leq k_4 v f_{cd}$, if for all three directions..."

with the following:

"...and (3.25) with an upper limit $\sigma_{Rd,max} \leq k_4 v f_{cd}$, if for all three directions..."

In 6.5.4 (9) replace:

"...in accordance with 8.4."

with the following:

"...in accordance with 8.3."

In 6.8.5 (3) replace in Expression (6.71):

" $\gamma_{s,fat}$ "

with the following:

" $\gamma_{S,fat}$ ".

In 6.8.6 (1) replace:

"For welded reinforcing bars ... under frequent load combined with the basic..."

with the following:

"For welded reinforcing bars ... under frequent cyclic load combined with the basic..."

In 6.8.6 (2) replace:

"...above verification may be carried out using the Frequent load..."

with the following:

"...above verification may be carried out using the frequent load..."

7 SERVICEABILITY LIMIT STATES (SLS)

In 7.2 (5) replace:

"Unacceptable cracking or deformation..."

with the following:

"For the appearance unacceptable cracking or deformation..."

У 7.3.1 (5). *Замінити:*

"Повинно встановлюватись обмеження обчисленої ширини розкриття тріщин, w_{\max} , з урахуванням..."

на

"Повинна встановлюватись величина обмеження w_{\max} обчисленої ширини розкриття тріщин w_k з урахуванням..."

У 7.3.1 (5). У примітці 1 таблиці 7.1N *замінити:*

"...їх обмеження встановлюється для гарантування прийняттого вигляду. Якщо умови зовнішнього вигляду відсутні..."

на

"...їх обмеження встановлюється для гарантування, як правило, прийняттого вигляду. Якщо умови зовнішнього вигляду відсутні..."

У 7.3.3 (2). У примітці 1 таблиці 7.2N *замінити:*

"... $h_{cr} = 0,5; (h - d)' = \dots$ "

на

"... $h_{cr} = 0,5h; (h - d)' = \dots$ ".

У 7.3.3 (2). У примітці 1 таблиці 7.2N *замінити:*

"... $k' = 1,0$ "

на

"... $k_4 = 1,0$ "

У 7.3.3 (3). *Замінити:*

"...або при відповідному спрощенні (див. 7.3.3 (2)), припускаючи чистий розтяг..."

на

"...або при відповідному спрощенні, допускаючи чистий розтяг..."

У 7.3.3 (5). *Замінити:*

"...правила конструювання, надані у 9.2.2, 9.2.3, 9.3.2 і 9.4.4.3."

на

"...правила конструювання, надані у 9.2.2, 9.2.3, 9.3.2 і 9.4.3."

У 7.3.4 (3). *Замінити рівняння (7.13):*

" $k_2 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2) / 2\varepsilon_1$ "

на

" $k_2 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2) / (2\varepsilon_1)$ ".

У 7.4.2 (2). *Замінити:*

" ρ_0 – довідковий процент армування = $\sqrt{f_{ck}} 10^{-3}$ "

на

300

In 7.3.1 (5) *replace:*

"A limiting calculated crack width, w_{\max} , taking into account..."

with the following:

"A limiting value, w_{\max} , for the calculated crack width, w_k taking into account..."

In 7.3.1 (5) *in Note 1 of Table 7.1N replace:*

"...this limit is set to guarantee acceptable appearance. In the absence..."

with the following:

"...this limit is set to give generally acceptable appearance. In the absence..."

In 7.3.3 (2) *in Note 1 of Table 7.2N replace:*

"... $h_{cr} = 0,5; (h - d)' = \dots$ "

with the following:

"... $h_{cr} = 0,5h; (h - d)' = \dots$ ".

In 7.3.3 (2) *in Note 1 of Table 7.2N replace:*

"... $k' = 1,0$ "

with the following:

"... $k_4 = 1,0$ "

In 7.3.3 (3) *replace:*

"...or a suitable simplification (see 7.3.3 (2)) assuming pure tension..."

with the following:

"...or a suitable simplification assuming pure tension..."

In 7.3.3 (5) *replace:*

"...detailing rules given in 9.2.2, 9.2.3, 9.3.2 and 9.4.4.3 are observed".

with the following:

"...detailing rules given in 9.2.2, 9.2.3, 9.3.2 and 9.4.3 are observed."

In 7.3.4 (3) *replace Equation (7.13):*

" $k_2 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2) / 2\varepsilon_1$ "

with the following:

" $k_2 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2) / (2\varepsilon_1)$ ".

In 7.4.2 (2) *replace:*

" ρ_0 is the reference reinforcement ratio = $\sqrt{f_{ck}} 10^{-3}$ "

with the following:

" ρ_0 – довідковий процент армування
= $10^{-3}\sqrt{f_{ck}}$ ".

У 7.4.3 (5). *Замінити:*

" $\varphi(\infty, t_0)$ – коефіцієнт повзучості, що відповідає навантаженню і інтервалу часу (див. 3.1.3)"

на

" $\varphi(\infty, t_0)$ – коефіцієнт повзучості, що відповідає навантаженню і інтервалу часу (див. 3.1.4)".

8 ОСНОВНІ ПРАВИЛА КОНСТРУЮВАННЯ ЗВИЧАЙНОЇ І ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНОЇ АРМАТУРИ

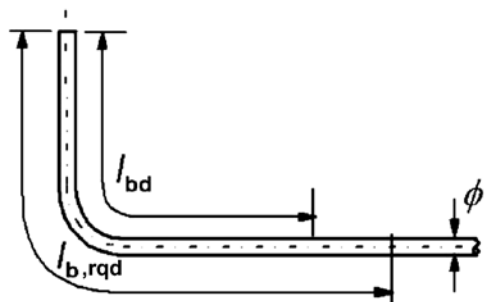
У 8.3 (2). У примітці таблиці 8.1N замінити:

"...згідно з prEN ISO 17660, додаток В"

на

"...згідно з EN ISO 17660 додаток В".

У 8.4.1 (2). Відкоригувати рисунок 8.1 а) наступним чином:



а – основна довжина анкерування l_b для будь-якої форми вдовж осі
a – Basic tension anchorage length, l_b , for any shape measured along the centerline

У 8.4.3 (3). *Замінити:*

"... основна довжина анкерування l_b і розрахункова..."

на

"... основна необхідна довжина анкерування $l_{b,rqd}$ і розрахункова..."

У 8.4.4 (1). У рівнянні (8.6) замінити:

" $l_{b,min} > \max\{0,3l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ мм}\}$ "

на

" $l_{b,min} \geq \max\{0,3l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ мм}\}$ ".

У 8.4.4 (1). У рівнянні (8.7) замінити:

" $l_{b,min} > \max\{0,6l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ мм}\}$ "

на

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

" ρ_0 is the reference reinforcement ratio
= $10^{-3}\sqrt{f_{ck}}$ ".

In 7.4.3 (5) *replace:*

" $\varphi(\infty, t_0)$ is the creep coefficient relevant for the load and time interval (see 3.1.3)"

with the following:

" $\varphi(\infty, t_0)$ is the creep coefficient relevant for the load and time interval (see 3.1.4)".

8 DETAILING OF REINFORCEMENT AND PRESTRESSING TENDONS – GENERAL

In 8.3 (2) in the Note of Table 8.1N *replace:*

"...in accordance with prEN ISO 17660 Annex B"

with the following:

"...in accordance with EN ISO 17660 Annex B".

In 8.4.1 (2) *correct figure 8.1 a) as follows:*

In 8.4.3 (3) *replace:*

"...the basic anchorage length, l_b , and the design..."

with the following:

"...the basic required anchorage length, $l_{b,rqd}$, and the design..."

In 8.4.4 (1) in Equation (8.6) *replace:*

" $l_{b,min} > \max\{0,3l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ мм}\}$ "

with the following:

" $l_{b,min} \geq \max\{0,3l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ мм}\}$ "

In 8.4.4 (1) in Equation (8.7) *replace:*

" $l_{b,min} > \max\{0,6l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ мм}\}$ "

with the following:

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

У 8.6 (5). *Замінити:*

"Якщо застосовуються два зварені стрижні, що пересікаються з мінімальним кроком ϕ_t , довжина зони анкерування визначена за..."

на

"Якщо застосовуються два зварені стрижні, що пересікаються з мінімальним кроком ϕ_t , несуча здатність занкерування визначена за..."

У 8.7.3 (1). *У рівнянні (8.11) замінити:*

" $l_{0,\min} > \max\{0, 3\alpha_b l_{b,rqd}; 15\phi; 200 \text{ мм}\}$ "

на

" $l_{0,\min} \geq \max\{0, 3\alpha_b l_{b,rqd}; 15\phi; 200 \text{ мм}\}$ "

У 8.7.4.1 (3). *Замінити:*

"Якщо діаметр ϕ стрижнів у напуск більший ніж, або рівний 20 мм, то загальна площа поперечної арматури повинна становити A_{st} (сума всіх хомутив ..."

на

"Якщо діаметр ϕ стрижнів у напуск більший або дорівнює 20 мм, то загальна площа поперечної арматури повинна становити ΣA_{st} (сума всіх хомутив ..."

У 8.8 (4). *Замінити:*

"...або якщо напруження не перевищують 80% ..."

на

"...або якщо напруження в арматурі не перевищують 80 % ..."

У 8.9.2 (2). *Відкоригувати рисунок 8.12:*

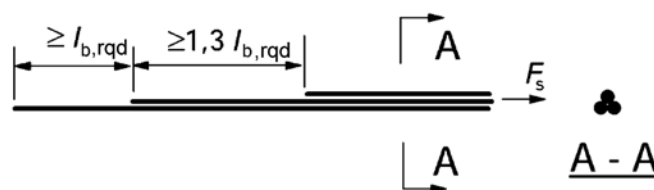


Рисунок 8.12 – Анкерування зміщених з інтервалами стрижнів у пучку

Figure 8.12 – Anchorage of widely staggered bars in a bundle

У 8.10.2.2 (1). *Замінити:*

" $f_{ctd}(t)$ – розрахункова величина міцності на розтяг у момент відпускання: $f_{ctd}(t) = \alpha_{ct} 0,7 \cdot f_{ctm}(t) / \gamma_C$ (див. також 3.1.2 (8) і 3.1.6 (2)P)"

на

" $f_{ctd}(t)$ – розрахункова величина міцності на розтяг у момент відпускання: $f_{ctd}(t) = \alpha_{ct} 0,7 \cdot f_{ctm}(t) / \gamma_C$ (див. також 3.1.2 (9) і 3.1.6 (2)P)".

In 8.6 (5) *replace:*

"If two welded cross bars with a minimum spacing of ϕ_t are used, the anchorage length given by..."

with the following:

"If two welded cross bars with a minimum spacing of ϕ_t are used, the anchorage capacity given by..."

In 8.7.3 (1) *in Equation (8.11) replace:*

" $l_{0,\min} > \max\{0, 3\alpha_b l_{b,rqd}; 15\phi; 200 \text{ мм}\}$ "

with the following:

" $l_{0,\min} \geq \max\{0, 3\alpha_b l_{b,rqd}; 15\phi; 200 \text{ мм}\}$ "

In 8.7.4.1 (3) *replace:*

"Where the diameter, ϕ , of the lapped bars is greater than or equal to 20 mm, the transverse reinforcement should have a total area, A_{st} (sum of all legs..."

with the following:

"Where the diameter, ϕ , of the lapped bars is greater than or equal to 20 mm, the transverse reinforcement should have a total area, ΣA_{st} (sum of all legs..."

In 8.8 (4) *replace:*

"...or where the stress is not greater than 80% ..."

with the following:

"...or where the reinforcement stress is not greater than 80 % ..."

In 8.9.2 (2) *correct Figure 8.12 as follows:*

У 8.10.2.2 (4). *Замінити:*

"...див. рисунок 8.17:"

на

"див. рисунок 8.16:"

Замінити назву заголовка 8.10.2.3

"Анкерування зусиль розтягу при граничному стані І-ї групи"

на

"Анкерування арматури при граничному стані І групи"

У 8.10.2.3 (1). *Замінити:*

"...вплив зсуву згідно з 6.2.3 (6); див. також..."

на

"вплив зсуву згідно з 6.2.3 (7); див. також..."

9 КОНСТРУЮВАННЯ ЕЛЕМЕНТІВ І ОСОБЛИВІ ПРАВИЛА

У 9.2.1.4 (1). *Замінити:*

"Площа нижньої арматури, встановленої на опорах, приймається у розрахунку з незначним ..."

на

"Площа нижньої арматури, встановленої на крайніх опорах, приймається у розрахунку з незначним..."

У 9.2.1.4 (2). *Замінити:*

"Зусилля розтягу, які повинні заанкерюватись, можна визначати згідно з 6.2.3 (6) (елементи ..."

на

"Зусилля розтягу, які повинні заанкерюватись, можна визначати згідно з 6.2.3 (7) (елементи ..."

У 9.2.1.4 (2). *Замінити рівняння (9.3):*

$F_E - |V_{Ed}| \cdot a_1 / z + N_{Ed}$

на

$F_{Ed} - |V_{Ed}| \cdot a_1 / z + N_{Ed}$.

У 9.8.2.1 (1). *Замінити:*

"...може застосовуватись розрахункова модель, показана у 9.8.2.1."

на

"...може застосовуватись розрахункова модель, показана у 9.8.2.2."

In 8.10.2.2 (4) *replace:*

"...see Figure 8.17:"

with the following:

"...see Figure 8.16:".

Replace the title of 8.10.2.3

"Anchorage of tensile force for the ultimate limit state"

with the following:

"Anchorage of tendons for the ultimate limit state".

In 8.10.2.3(1) *replace:*

"...the effect of shear according to 6.2.3 (6); see also..."

with the following:

"...the effect of shear according to 6.2.3 (7); see also..."

9 DETAILING OF MEMBERS AND PARTICULAR RULES

In 9.2.1.4 (1) *replace:*

"The area of bottom reinforcement provided at supports with little..."

with the following:

"The area of bottom reinforcement provided at end supports with little..."

In 9.2.1.4 (2) *replace:*

"The tensile force to be anchored may be determined according to 6.2.3 (6) (members..."

with the following:

"The tensile force to be anchored may be determined according to 6.2.3 (7) (members..."

In 9.2.1.4 (2) *replace Equation (9.3):*

$F_E - |V_{Ed}| \cdot a_1 / z + N_{Ed}$

with the following:

$F_{Ed} - |V_{Ed}| \cdot a_1 / z + N_{Ed}$.

In 9.8.2.1 (1) *replace:*

"...the design model shown in 9.8.2.1 may be used."

with the following:

"...the design model shown in 9.8.2.2 may be used."

У 9.8.5 (3). *Замінити:*

"Бурунабивні палі діаметром, що не перевищує h_1 повинні забезпечуватись мінімальною поздовжньою арматурою площею $A_{s,bpmin}$."

на

"Бурунабивні палі повинні забезпечуватись мінімальною поздовжньою арматурою площею $A_{s,bpmin}$ відносно площі поперечного перерізу палі A_c ."

Примітка. Величини $A_{s,bpmin}$ і відповідні A_c для застосування у конкретній країні можуть вказуватись у національному додатку. Рекомендовані величини наведено у таблиці 9.6N. Ця арматура повинна розподілятися вдовж периметра перерізу."

У 9.10.2.2 (2). *Замінити рівняння (9.15):*

$$"F_{tie,per} = l_i \cdot q_1 \leq q_2"$$

на

$$"F_{tie,per} = l_i \cdot q_1 \geq Q_2"$$

У 9.10.2.2 (2). *Замінити у примітці:*

" q_2 "

на

" Q_2 ".

У 9.10.2.3 (4). *Замінити рівняння (9.16):*

$$"F_{tie} = (l_1 + l_2) / 2 \cdot q_3 \leq q_4"$$

на

$$"F_{tie} = q_3 \cdot (l_1 + l_2) / 2 \geq q_4"$$

10 ДОДАТКОВІ ПРАВИЛА ДЛЯ ЗБІРНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ І КОНСТРУКЦІЙ

У 10.3.1.1(3). *Замінити:*

"... $f_{cm}(t)$, може оцінюватись за виразом (3.3), у якому..."

на

"... $f_{cm}(t)$, може оцінюватись за виразом (3.1), у якому..."

У 10.3.2. Попередньо напружена арматура. *Виправити нумерацію заголовка:*

"10.3.2.2 Технологічні характеристики попередньо напруженої арматури..."

на

"...10.3.2.1 Технологічні характеристики попередньо напруженої арматури..."

У 10.5.2 (1). *Замінити:*

" α_C – коефіцієнт лінійного температурного розширення бетону (див. 3.1.2)"

In 9.8.5 (3) *replace:*

"Bored piles with diameters not exceeding h_1 should be provided with a minimum longitudinal reinforcement area $A_{s,bpmin}$."

with the following:

"Bored piles should be provided with a minimum longitudinal reinforcement $A_{s,bpmin}$ related to pile cross section A_c ."

NOTE The values of $A_{s,bpmin}$ and the associated A_c for use in a country may be found in its national annex. The recommended values are given in Table 9.6N. This reinforcement should be distributed along the periphery of the section."

In 9.10.2.2 (2) *replace Equation (9.15):*

$$"F_{tie,per} = l_i \cdot q_1 \leq q_2"$$

with the following:

$$"F_{tie,per} = l_i \cdot q_1 \geq Q_2"$$

In 9.10.2.2 (2) *replace in the Note:*

" q_2 "

with the following:

" Q_2 ".

In 9.10.2.3 (4) *replace Equation (9.16):*

$$"F_{tie} = (l_1 + l_2) / 2 \cdot q_3 \leq q_4"$$

with the following:

$$"F_{tie} = q_3 \cdot (l_1 + l_2) / 2 \geq q_4"$$

10 ADDITIONAL RULES FOR PRECAST CONCRETE ELEMENTS AND STRUCTURES

In 10.3.1.1 (3) *replace:*

"... $f_{cm}(t)$, may be estimated from Expression (3.3) in which..."

with the following:

"... $f_{cm}(t)$, may be estimated from Expression (3.1) in which..."

Under 10.3.2 *Prestressing Steel correct the numbering of heading:*

"10.3.2.2 Technological properties of prestressing steel"

with the following:

"10.3.2.1 Technological properties of prestressing steel"

In 10.5.2 (1) *replace:*

" α_C is the linear coefficient of thermal expansion for concrete (see 3.1.2)"

на

" α_C – коефіцієнт лінійного температурного розширення бетону (див. 3.1.3 (5))".

У 10.9.6.2 (2). *Замінити:*

"...Довжину напуску, згідно з 8.6, необхідно збільшувати..."

на

"...Довжину напуску згідно з 8.7 необхідно збільшувати..."

11 КОНСТРУКЦІЇ З БЕТОНУ НА ЛЕГКИХ ЗАПОВНЮВАЧАХ

У 11.3.1 (1P). *Замінити:*

"У EN 206-1 легкий бетон класифікується ..."

на

"У EN 206-1 бетон на легких заповнювачах класифікується..."

У таблиці 11.3.1, 12-й рядок останньої колонки.

Замінити:

" $|\varepsilon_{Icu2u}| \geq |\varepsilon_{Ic2}|$ "

на

" $|\varepsilon_{Icu2}| \geq |\varepsilon_{Ic2}|$ "

У 11.3.5 (1)P. *Замінити (у двох місцях):*

" γ_C "

на

" γ_C " (велика буква "C").

У 11.3.5 (1)P. *Замінити:*

"де γ_C – коефіцієнт надійності для бетону, див. 2.4.1.4, а..."

на

"де γ_C – коефіцієнт надійності для бетону, див. 2.4.2.4, а..."

У 11.3.5 (2P) замінити (у двох місцях):

" γ_C "

на

" γ_C " (велика "C").

У 11.5.1. *Замінити у примітці:*

"Для легкого бетону величину θ_{plast} , як показано на рисунку 5.6N, слід помножити на коефіцієнт $\varepsilon_{Icu2u}/\varepsilon_{c2u}$ "

на

"Для легкого бетону величину $\theta_{pl,d}$, як показано на рисунку 5.6N, слід помножити на коефіцієнт $\varepsilon_{Icu2}/\varepsilon_{cu2}$ "

with the following:

" α_C is the linear coefficient of thermal expansion for concrete (see 3.1.3 (5))".

In 10.9.6.2 (2) *replace:*

"...The lap length according to 8.6 should be increased..."

with the following:

"...The lap length according to 8.7 should be increased..."

11 LIGHTWEIGHT AGGREGATE CONCRETE STRUCTURES

In 11.3.1 (1P) *replace:*

"In EN 206-1 lightweight aggregate is classified..."

with the following:

"In EN 206-1 lightweight aggregate concrete is classified..."

In Table 11.3.1, 12th row, last column *replace:*

" $|\varepsilon_{Icu2u}| \geq |\varepsilon_{Ic2}|$ "

with the following:

" $|\varepsilon_{Icu2}| \geq |\varepsilon_{Ic2}|$ "

In 11.3.5 (1)P *replace (2 occurrences):*

" γ_C "

with the following:

" γ_C " (uppercase "C").

In 11.3.5 (1)P *replace:*

"where γ_C is the partial safety factor for concrete, see 2.4.1.4, and..."

with the following:

"where γ_C is the partial safety factor for concrete, see 2.4.2.4, and..."

In 11.3.5 (2P) *replace (2 occurrences):*

" γ_C "

with the following:

" γ_C " (uppercase "C").

In 11.5.1 *replace in the Note:*

"For light weight concrete the value of θ_{plast} as shown in Figure 5.6N, should be multiplied by a factor $\varepsilon_{Icu2u}/\varepsilon_{c2u}$ "

with the following:

"For light weight concrete the value of $\theta_{pl,d}$ as shown in Figure 5.6N, should be multiplied by a factor $\varepsilon_{Icu2}/\varepsilon_{cu2}$ "

У 11.6.1 (1). Замінити вираз (11.6.2):

$$"V_{1Rd,c} = [...] \geq (V_{1,min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d"$$

на

$$"V_{1Rd,c} = [...] \geq (\eta_1 V_{1,min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d".$$

У 11.6.1 (1). Замінити у примітці:

"...0,15/ γ_c ..."

на

"...0,15/ γ_C ..." (велика "С").

У 11.6.1 (1). Замінити у примітці:

$$"...v_{l,min} = 0,30 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} ..."$$

на

$$"... v_{l,min} = 0,028 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} ...".$$

У 11.6.1 (1). Замінити у примітці:

"...і це $k_1 = 0,15...$ "

на

"...і це для $k_1 = 0,15...$ ".

У 11.6.1 (1). Замінити заголовок таблиці 11.6.1N:

"Таблиця 11.6.1N: Величини $V_{l,min}$ для даних значень d і f_{ck} "

на

"Таблиця 11.6.1N: Величини $V_{l,min}$ для даних значень d і f_{lck} ".

У 11.6.1 (1). Замінити заголовок таблиці 11.6.1N (2-й ряд):

" f_{ck} (МПа)"

на

" f_{lck} (МПа)".

У 11.6.1 (1). Замінити заголовок таблиці 11.6.1N (6-й ряд 2-а колонка):

"0.40"

на

"0.23".

У 11.6.2 (1). Замінити вираз (11.6.6N):

$$"v_1 = 0,5 \eta_1 (1 - f_{lcd} / 250)"$$

на

$$"v_1 = 0,5 (1 - f_{lcd} / 250)".$$

У 11.6.4.1 (2). Замінити:

" ρ_1 "

на

" ρ_l "

In 11.6.1 (1) replace Equation (11.6.2):

$$"V_{1Rd,c} = [...] \geq (V_{1,min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d"$$

with the following:

$$"V_{1Rd,c} = [...] \geq (\eta_1 V_{1,min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d".$$

In 11.6.1 (1) replace in the Note:

"...0,15/ γ_c ..."

with the following:

"...0,15/ γ_C ..." (uppercase "C").

In 11.6.1 (1) replace in the Note:

$$"...v_{l,min} = 0,30 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} ..."$$

with the following:

$$"... v_{l,min} = 0,028 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} ...".$$

In 11.6.1 (1) replace in the Note:

"...and that k_1 is 0.15..."

with the following:

"...and that for k_1 is 0,15..."

In 11.6.1 (1) replace caption of Table 11.6.1N:

"Table 11.6.1N: Values of $V_{l,min}$ for given values of d and f_{ck} "

with the following:

"Table 11.6.1N: Values of $V_{l,min}$ for given values of d and f_{lck} ".

In 11.6.1 (1) replace in Table 11.6.1N (2nd row):

" f_{ck} (MPa)"

with the following:

" f_{lck} (MPa)".

In 11.6.1 (1) replace in Table 11.6.1N (6th row 2nd column):

"0.40"

with the following:

"0.23".

In 11.6.2 (1) replace Equation (11.6.6N):

$$"v_1 = 0,5 \eta_1 (1 - f_{lcd} / 250)"$$

with the following:

$$"v_1 = 0,5 (1 - f_{lcd} / 250)".$$

In 11.6.4.1 (2) replace:

" ρ_1 "

with the following:

" ρ_l "

У 11.8.1 (1). *Замінити:*
"...у порівнянні з наведеними у 8.4.4 для ..."

на

"...у порівнянні з наведеними у 8.3 для ...".

У 11.8.2 (1). *Замінити:*

"... при значенні $f_{lctd} = f_{lctk,0.05} / \gamma_c$ "

на

"... при значенні $f_{lctd} = f_{lctk,0.05} / \gamma_c$ ".

12 НЕАРМОВАНІ ТА МАЛОАРМОВАНІ БЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ

У 12.3.1 (2). *Замінити у виразі (12.1):*

" $f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk,0.05} / \gamma_c$ "

на

" $f_{ctd,pl} = \alpha_{ct,pl} f_{ctk,0.05} / \gamma_c$ "

У 12.6.1 (3). *Замінити у виразі (12.2):*

" f_{cd} "

на

" $f_{cd,pl}$ "

У 12.6.1 (3). *Замінити:*

де:

" ηf_{cd} – розрахункова фактична міцність на стиск...;"

на

де:

" $\eta f_{cd,pl}$ – розрахункова фактична міцність на стиск...;"

У 12.6.3 (2). *Замінити у виразі (12.7):*

" f_{cd} "

на

" $f_{cd,pl}$ " (у трьох місцях).

У 12.6.3 (2) і у виразах (12.5), (12.6), (12.7).
Замінити:

" f_{ctd} "

на

" $f_{ctd,pl}$ " (у семи місцях).

У 12.6.3 (3). *Замінити:*

" f_{ctd} "

на

" $f_{ctd,pl}$ ".

In 11.8.1 (1) *replace:*

"...for normal density concrete given in 8.4.4 to avoid..."

with the following:

"...for normal density concrete given in 8.3 to avoid..."

In 11.8.2(1) *replace:*

"...with $f_{lctd} = f_{lctk,0.05} / \gamma_c$ "

with the following:

"...with $f_{lctd} = f_{lctk,0.05} / \gamma_c$ ".

12 PLAIN AND LIGHTLY REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

In 12.3.1 (2) *replace in Equation (12.1):*

" $f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk,0.05} / \gamma_c$ "

with the following:

" $f_{ctd,pl} = \alpha_{ct,pl} f_{ctk,0.05} / \gamma_c$ "

In 12.6.1 (3) *replace in Equation (12.2):*

" f_{cd} "

with the following:

" $f_{cd,pl}$ "

In 12.6.1 (3) *replace:*

"where:

ηf_{cd} is the design effective compressive..."

with the following:

"where:

$\eta f_{cd,pl}$ is the design effective compressive..."

In 12.6.3 (2) and in Equation (12.7) *replace:*

" f_{cd} "

with the following:

" $f_{cd,pl}$ " (3 occurrences).

In 12.6.3 (2) and in Equations (12.5), (12.6), (12.7), *replace:*

" f_{ctd} "

with the following:

" $f_{ctd,pl}$ " (7 occurrences).

In 12.6.3 (3) *replace:*

" f_{ctd} "

with the following:

" $f_{ctd,pl}$ ".

У 12.6.5.2 (1). Замінити у виразі (12.10):

" f_{cd} "

на

" $f_{cd,pl}$ ".

У 12.6.5.2 (1) замінити вираз (12.11):

$$\Phi = (1,14 \cdot (1 - 2e_{tot} / h_w)) - 0,02 \cdot l_0 / h_w \leq (1 - 2e_{tot} / h_w)$$

на

$$\Phi = 1,14 \cdot (1 - 2e_{tot} / h_w) - 0,02 \cdot l_0 / h_w \leq (1 - 2e_{tot} / h_w)$$

У 12.9.3 (1) замінити вираз (12.13):

$$\frac{0,85 \cdot h_F}{a} \geq \sqrt{(9\sigma_{gd} / f_{ctd})}$$

на

$$\frac{0,85 \cdot h_F}{a} \geq \sqrt{(3\sigma_{gd} / f_{ctd})}$$

У 12.9.3 (1) замінити:

" f_{ctd} "

на

" $f_{ctd,pl}$ ".

In 12.6.5.2 (1) replace in Equation (12.10):

" f_{cd} "

with the following:

" $f_{cd,pl}$ ".

In 12.6.5.2 (1) replace Equation (12.11):

with the following:

In 12.9.3 (1) replace Equation (12.13):

with the following:

In 12.9.3 (1) replace:

" f_{ctd} "

with the following:

" $f_{ctd,pl}$ ".

ДОДАТОК А

УТОЧНЕННЯ КОЕФІЦІЄНТІВ БЕЗПЕКИ ДЛЯ МАТЕРІАЛІВ

У А.2.1 (1). Замінити:

" $\gamma_{s,red1}$ "

на

" $\gamma_{S,red1}$ " (велика буква "S").

У А.2.1 (1). У примітці таблиці А.1 замінити:

" $\gamma_{s,red1}$ "

на

" $\gamma_{S,red1}$ " (велика буква "S").

У А.2.1 (2) і у примітці. Замінити:

" $\gamma_{c,red1}$ "

на

" $\gamma_{C,red1}$ " (велика буква "C").

У А.2.2 (1) і у примітці. Замінити:

" $\gamma_{s,red2}$ "

на

" $\gamma_{S,red2}$ " (велика буква "S").

ANNEX A

MODIFICATION OF PARTIAL FACTORS FOR MATERIALS

In A.2.1 (1) replace:

" $\gamma_{s,red1}$ "

with the following:

" $\gamma_{S,red1}$ " (upper case "S").

In A.2.1 (1) in the Note of Table A. 1 replace:

" $\gamma_{s,red1}$ "

with the following:

" $\gamma_{S,red1}$ " (upper case "S").

In A.2.1 (2) and in the Note replace:

" $\gamma_{c,red1}$ "

with the following:

" $\gamma_{C,red1}$ " (upper case "C").

In A.2.2 (1) and in the Note replace:

" $\gamma_{s,red2}$ "

with the following:

" $\gamma_{S,red2}$ " (upper case "S").

У А.2.2 (1) і у примітці. *Замінити:*

" $\gamma_{c,red2}$ "

на

" $\gamma_{C,red2}$ " (велика буква "C").

У А.2.2 (2) і у примітці. *Замінити:*

" $\gamma_{c,red3}$ "

на

" $\gamma_{C,red3}$ " (велика буква "C").

У А.2.3 (1). *Замінити:*

" γ_c "

на

" γ_C " (велика буква "C").

У А.2.3 (1) і у примітці. *Замінити:*

" $\gamma_{c,red4}$ "

на

" $\gamma_{C,red4}$ " (велика буква "C").

У А.3.2 (1). *Замінити:*

" $\gamma_{s,pcrd}$ ",

на

" $\gamma_{S,pcrd}$ ", (велика буква "S").

У А.3.2 (1). *Замінити:*

" $\gamma_{c,pcrd}$ ",

на

" $\gamma_{C,pcrd}$ ", (велика буква "C").

ДОДАТОК С

ХАРАКТЕРИСТИКИ АРМАТУРИ, ЩО ЗАСТОСОВУЮТЬСЯ З ЦИМ ЄВРОКОДОМ

У С.1 (1) у тексті після таблиці С.2N. *Замінити:*

"...напруження зчеплення повинні задовольняти рекомендовані...",

на

"...напруження зчеплення повинні задовольняти рекомендовані...".

У С.1 (3). *Замінити:*

"...окремі величини міцності на границі текучості f_{yk} ,... і ε_{uk} повинні перевищувати..."

на

"...окремі величини міцності на границі текучості f_y ,... і ε_u повинні перевищувати..."

In А.2.2 (1) and in the Note *replace:*

" $\gamma_{c,red2}$ "

with the following:

" $\gamma_{C,red2}$ " (upper case "C").

In А.2.2 (2) and in the Note *replace:*

" $\gamma_{c,red3}$ "

with the following:

" $\gamma_{C,red3}$ " (upper case "C").

In А.2.3 (1) *replace:*

" γ_c "

with the following:

" γ_C " (upper case "C").

In А.2.3 (1) and in the Note *replace:*

" $\gamma_{c,red4}$ "

with the following:

" $\gamma_{C,red4}$ " (upper case "C").

In А.3.2 (1) *replace:*

" $\gamma_{s,pcrd}$ ",

with the following:

" $\gamma_{S,pcrd}$ ", (upper case "S").

In А.3.2 (1) *replace:*

" $\gamma_{c,pcrd}$ ",

with the following:

" $\gamma_{C,pcrd}$ ", (upper case "C").

ANNEX C

PROPERTIES OF REINFORCEMENT SUITABLE FOR USE WITH THIS EUROCODE

In C. 1 (1) in the text after Table C.2N *replace:*

"...the bond stresses shall satisfy the recommended..."

with the following:

"...the bond stresses should satisfy the recommended..."

In C. 1 (3) *replace:*

"– the individual values of yield strength f_{yk} and ε_{uk} should be greater than..."

with the following:

"– the individual values of yield strength f_y and ε_u should be greater than..."

У С.1 (3) у таблиці С.3N 3-й ряд, 1-а колонка.

Замінити:

"K"

на

"k".

У С.3 (1P). *Замінити:*

"...встановлений для згинання у таблиці 8.1 цього Єврокоду..."

на

"...встановлений для згинання у таблиці 8.1N цього Єврокоду..."

In C.1 (3) in Table C.3N 3rd row, 1st column
replace:

"K"

with the following:

"k".

In C.3 (1P) *replace:*

"...specified for bending in Table 8.1 of this Eurocode."

with the following:

"...specified for bending in Table 8.1N of this Eurocode."

ДОДАТОК D

ANNEX D

УТОЧНЕНИЙ МЕТОД ОБЧИСЛЕНИЯ ВПРАТ ПОПЕРЕДНЬОГО НАПРУЖЕНИЯ АРМАТУРИ ВНАСЛІДОК РЕЛАКСАЦІЇ

DETAILED CALCULATION METHOD FOR PRESTRESSING STEEL RELAXATION LOSSES

У D.1 (4). *Замінити:*

"...наведений у виразі (3.31), становить:"

на

"...наведений у виразі (3.29), становить:"

In D. 1 (4) *replace:*

"...given by Expression (3.31), becomes:"

with the following:

"...given by Expression (3.29), becomes:"

ДОДАТОК E

ANNEX E

РЕКОМЕНДОВАНІ КЛАСИ МІЦНОСТІ ДЛЯ ДОВГОВІЧНОСТІ

INDICATIVE STRENGTH CLASSES FOR DURABILITY

У E.1 (2). *Замінити:*

"...визначенні мінімального армування згідно з 7.3.2 і 9.1.1.1 та запобігання..."

на

"...визначенні мінімального армування згідно з 7.3.2 і 9.2.1.1 та запобігання..."

In E.1 (2) *replace:*

"...calculation of minimum reinforcement according to 7.3.2 and 9.1.1.1 and crack..."

with the following:

"...calculation of minimum reinforcement according to 7.3.2 and 9.2.1.1 and crack..."

ДОДАТОК I

ANNEX I

РОЗРАХУНОК ПЛОСКИХ ПЛИТ І ДІАФРАГМ ЖОРСТКОСТІ

ANALYSIS OF FLAT SLABS AND SHEAR WALLS

У I.1.3 (2). *Замінити:*

"...на крайні колони, надані у 5.11.2."

на

"...на крайні колони, надані у I.1.2 (5)."

In I.1.3 (2) *replace:*

"...to edge of columns given in 5.11.2 should be applied."

with the following:

"...to edge of columns given in I.1.2 (5) should be applied."

ДОДАТОК J

**ПРАВИЛА КОНСТРУЮВАННЯ ДЛЯ
ОКРЕМИХ ВИПАДКІВ**

У J.1 (2) у примітці. *Замінити:*

"...(див. рисунок 9.7)."

на

"...(див. рисунок J.1)."

ANNEX J

**DETAILING RULES FOR PARTICULAR
SITUATIONS**

In J.1 (2) in the Note replace:

"...(see figure 9.7)."

with the following:

"...(see Figure J.1)."

Код УКНД 91.080.40; 91.010.30

Ключові слова: арматура, бетон, залізобетон, конструкції бетонні; конструкції залізобетонні; конструкції попередньо напружені залізобетонні; марка бетону; модель розрахункова; надійність конструкцій; стан граничний; сполучення навантажень.

Редактор – А.О. Луковська
Комп'ютерна верстка – І.С. Дмитрук

Формат 60x84¹/₈. Папір офсетний. Гарнітура "Arial".
Друк офсетний.

Державне підприємство "Укрархбудінформ".
вул. М. Кривоноса, 2А, корп. 3, м. Київ-37, 03037, Україна.

Тел. 249-36-62

Відділ реалізації: тел.факс (044) 249-36-62 (63, 64)

www.uabi.gov.ua E-mail:uabi90@ukr.net

Свідоцтво про внесення суб'єкта видавничої справи до державного реєстру видавців
ДК № 690 від 27.11.2001 р.