



НАЦІОНАЛЬНИЙ СТАНДАРТ УКРАЇНИ

**ЄВРОКОД 4
ПРОЕКТУВАННЯ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ
КОНСТРУКЦІЙ**

**Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд
(EN 1994-1-1:2004, IDT)**

ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1

НАЦІОНАЛЬНИЙ ВСТУП

Цей стандарт є тотожним перекладом EN 1994-1-1:2004 Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings (Єврокод 4: Проектування сталезалізобетонних конструкцій – Частина 1-1: Загальні правила і правила для споруд) з технічною поправкою EN 1994-1-1:2004/AC:2009.

EN 1994-1-1:2004 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 1994-1-1:2010 Єврокод 4: Проектування сталезалізобетонних конструкцій – Частина 1-1: Загальні правила і правила для споруд (EN 1994-1-1:2004, 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 1994-1-1:2004, наведено в додатку НА.

Копії МС, не прийнятих як національні стандарти, на які є посилання EN 1994-1-1:2004, можна отримати в Головному фонді нормативних документів ДП "УкрНДНЦ".

Технічна поправка EN 1994-1-1:2004/AC:2009 до EN 1994-1-1:2004 подана в кінці ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1:2010 після додатка НА.

ЗМІСТ

	С.
Вступ	VI
Основи програми Єврокодів	1
Статус та сфера застосування Єврокодів	2
Національні стандарти, що впроваджують Єврокоди	4
Зв'язок між Єврокодами та гармонізованими технічними умовами (ENs і ETAs) для виробів	4
Додаткова інформація стосовно EN 1994-1-1	5
Національні додатки до EN 1994-1-1	5
1 Загальні вимоги	1
1.1 Сфера	1
1.2 Нормативні посилання	7
1.3 Передумови	9
1.4 Відмінності між основними положеннями і правилами застосування	9
1.5 Терміни і визначення	9
1.6 Позначки	11
2 Основи проектування	25
2.1 Вимоги	25
2.2 Принципи проектування за граничними станами	25
2.3 Основні змінні	25
2.4 Перевірка за допомогою методу коефіцієнтів надійності	26
3 Матеріали	28
3.1 Бетон	28
3.2 Арматурна сталь	28
3.3 Конструкційна сталь	29
3.4 З'єднувальні елементи	29
3.5 Профільовані сталеві настили для комбінованих плит споруд	29
4 Довговічність	29
4.1 Загальні положення	29
4.2 Профільовані сталеві настили для комбінованих плит споруд	29
5 Конструктивний розрахунок	30
5.1 Конструктивне моделювання для розрахунку	30
5.2 Конструктивна стійкість	31
5.3 Неточності	33
5.4 Розрахунок за впливами	34
5.5 Класифікація поперечних перерізів	44
6 Граничні стани	47
6.1 Балки	47
6.2 Несуча здатність поперечних перерізів балок	49
6.3 Опір поперечних перерізів балок споруд при частковому замонолічуванні	56
6.4 Втрата стійкості комбінованих балок при крученні із площини	59
6.5 Поперечні сили на стінку	64

6.6 Зсувні з'єднання	64
6.7 Комбіновані колони та комбіновані стиснуті елементи	79
6.8 Втома	98
7 Граничний стан за придатністю до експлуатації	105
7.1 Загальні положення	105
7.2 Напруження	105
7.3 Деформації у спорудах	106
7.4 Утворення тріщин у бетоні	108
8 Комбіновані вузли каркасів споруд	113
8.1 Сфера	113
8.2 Розрахунок, моделювання і класифікація	113
8.3 Методи розрахунку	114
8.4 Опір компонентів	115
9 Комбіновані плити з профільованими настилами для споруд	118
9.1 Загальні положення	118
9.2 Положення з конструювання	120
9.3 Дії та впливи дій	122
9.4 Розрахунок внутрішніх сил і моментів	123
9.5 Перевірка сталевих профнастилів у якості опалубки за I групою граничних станів	126
9.6 Перевірка сталевих профнастилів у якості опалубки за II групою граничних станів	126
9.7 Перевірка комбінованих плит за I групою граничних станів	126
9.8 Перевірка комбінованих плит за II групою граничних станів	132
Додаток А	
Жорсткість компонент з'єднань у спорудах	134
A.1 Галузь	134
A.2 Коефіцієнти жорсткості	134
A.3 Деформація зсувного з'єднання	137
Додаток В	
Стандартні випробування	139
V.1 Загальні положення	139
V.2 Випробування зсувних з'єднань	139
V.3 Випробування комбінованих плит перекриттів	143
Додаток С	
Усадка бетону у комбінованих конструкціях споруд	150
Додаток НА	
Перелік національних стандартів України (ДСТУ), ідентичних МС, посилання на які є в EN 1994-1-1:2004	151
Технічна поправка EN 1994-1-1:2004/AC:2009	154
Бібліографія	158

ВСТУП

Даний документ (EN 1994-1-1:2004) Єврокод 4: "Проектування комбінованих сталезалізобетонних конструкцій: Частина 1-1 Загальні правила і правила для споруд" був підготовлений Технічним комітетом CEN/TC 250 "Будівельні Єврокоди", секретаріат якого утримується BSI (Британським інститутом стандартів).

Цей Європейський стандарт повинен набути статусу національного стандарту шляхом публікації ідентичного тексту або через підтвердження не пізніше червня 2005 р., а національні стандарти, які йому суперечать, повинні бути відмінені не пізніше березня 2010 р.

Даний документ замінює ENV 1994-1-1:1992.

Сферою відповідальності CEN/TC 250 є всі Єврокоди в галузі будівництва

Відповідно до внутрішніх правил CEN/CENELEC цей європейський стандарт зобов'язані впровадити національні організації зі стандартизації таких 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 document (EN 1994-1-1:2004), Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures: Part 1-1 General rules and rules for buildings, has been prepared on behalf of Technical Committee CEN/TC 250 "Structural Eurocodes", the Secretariat of which is held by BSI.

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 the latest by March 2010.

This document supersedes ENV 1994-1-1:1992. CEN/TC 250 is responsible for all Structural Eurocodes.

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

ОСНОВИ ПРОГРАМИ ЄВРОКОДІВ

У 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 із стандартизації) вирішили передати підготовку та публікацію Єврокодів CEN за допомогою серії мандатів, щоб у майбутньому надати Єврокодам статусу Європейського стандарту (EN).

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

BACKGROUND OF 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 1980's.

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).

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).

Це фактично пов'язує Єврокоди з положеннями директив Ради та/або рішень Комісії стосовно Європейських стандартів (наприклад, директива Ради 89/106/ЕЕС щодо будівельних виробів – СРО – та директиви Ради 93/37/ЕЕС, 92/50/ЕЕС і 89/440/ЕЕС щодо громадських проектів та комунальних послуг і рівноцінних директив ЕФТА, що започатковані з метою становлення внутрішнього ринку).

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

EN 1990 Єврокод: Основи проектування конструкцій

EN 1991 Єврокод 1: Дії на конструкції

EN 1992 Єврокод 2: Проектування залізобетонних конструкцій

EN 1993 Єврокод 3: Проектування сталевих конструкцій

EN 1994 Єврокод 4: Проектування сталезалізобетонних конструкцій

EN 1995 Єврокод 5: Проектування дерев'яних конструкцій

EN 1996 Єврокод 6: Проектування кам'яних конструкцій

EN 1997 Єврокод 7: Геотехнічне проектування

EN 1998 Єврокод 8: Проектування сейсмостійких конструкцій

EN 1999 Єврокод 9: Проектування 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.

СТАТУС ТА СФЕРА ЗАСТОСУВАННЯ ЄВРОКОДІВ

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

- як засоби 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";

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 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 : 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.

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 N°1 – Mechanical resistance and stability – and Essential Requirement N°2 – Safety in case of fire;

- як основа для укладання угод на будівельні роботи та супутні інженерні 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.

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, необхідною є додаткова експертна оцінка для проектувальника

- as a basis for specifying contracts for construction works and related engineering services;
- as a framework for drawing up harmonized 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 harmonized 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.

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.

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

³ Відповідно до ст. 12 CPD тлумачні документи повинні:

- а) надавати конкретної форми основним вимогам, гармонізуючи термінологію, технічні основи, та зазначати класи або рівні для кожної вимоги, де це необхідно;
- б) вказувати методи кореляції цих класів або рівнів вимог із технічними умовами, наприклад, методами розрахунків і перевірки, технічними правилами для розробки проектів тощо;
- с) слугувати в якості джерела для запровадження гармонізованих стандартів і норм для європейських технічних ухвалень.

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

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.

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.

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

Необхідна узгодженість між гармонізованими технічними умовами для будівельних виробів та технічними правилами для будівель і споруд⁴. Крім того, повна інформація, яка супроводжує маркування CE будівельних виробів і має відношення до Єврокодів, повинна чітко зазначати, які національно визначені параметри були враховані.

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 also contain:

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

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 shall clearly mention which Nationally Determined Parameters have been taken into account.

⁴ Див. ст. 3.3 та ст.12 CPD, а також 4.2, 4.3.1, 4.3.2 та 5.2 ID 1.

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.

ДОДАТКОВА ІНФОРМАЦІЯ СТОСОВНО EN 1994-1-1

EN 1994-1-1 містить основні правила і вимоги щодо безпеки, експлуатаційної придатності та довговічності комбінованих сталезалізо-бетонних споруд 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 1994-1-1 спільно з іншими частинами EN 1994, Єврокодами EN 1990...1993, EN 1997 і EN 1998.

EN 1994-1-1 також є базовим документом для інших CEN TC (Технічних комітетів) в питаннях будівельних конструкцій.

EN 1994-1-1 призначені для застосування:

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

Числові величини коефіцієнтів надійності та інших параметрів надійності, що рекомендується в якості базових величин, забезпечують прийнятний рівень надійності. Вони були призначені виходячи з умови, що застосовується відповідний рівень виконання та управління якістю. При застосуванні EN 1994-1-1 у якості базового документа іншими CEN/TC повинні прийматись такі самі величини.

НАЦІОНАЛЬНІ ДОДАТКИ ДО EN 1994-1-1

Цей стандарт надає величини з примітками, в яких випадках можливий вибір національних альтернатив. Таким чином, національний стандарт, що запроваджує EN 1994-1-1, 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.

Національна альтернатива дозволяється в EN 1994-1-1 у наступних пунктах:

ADDITIONAL INFORMATION SPECIFIC TO EN 1994-1-1

EN 1994-1-1 describes the Principles and requirements for safety, serviceability and durability of composite steel and 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 1994-1-1 is intended to be used, for direct application, together with other Parts of EN 1994, Eurocodes EN 1990 to 1993 and Eurocodes EN 1997 and EN 1998.

EN 1994-1-1 also serves as a reference document for other CEN TCs concerning structural matters.

EN 1994-1-1 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 1994-1-1 is used as a base document by other CEN/TCs the same values need to be taken.

NATIONAL ANNEX FOR EN 1994-1-1

This standard gives values with Notes indicating where national choices may have to be made. Therefore the National Standard implementing EN 1994-1-1 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 1994-1-1 through the following clauses:

- 2.4.1.1(1)
- 2.4.1.2(5)
- 2.4.1.2(6)
- 2.4.1.2(7)
- 3.1(4)
- 3.5(2)
- 5.4.3(1)(h)
- 6.6.3.1(1)
- 6.6.3.1(3)
- 6.6.4.1(3)
- 6.8.2(1)
- 6.8.2(2)
- 9.1.1(2)
- 9.6(2)
- 9.7.3(4)
- 9.7.3(8)
- 9.7.3(9)
- B.2.5(1)
- B.3.6(5)

- 2.4.1.1(1)
- 2.4.1.2(5)
- 2.4.1.2(6)
- 2.4.1.2(7)
- 3.1(4)
- 3.5(2)
- 5.4.3(1)(h)
- 6.6.3.1(1)
- 6.6.3.1(3)
- 6.6.4.1(3)
- 6.8.2(1)
- 6.8.2(2)
- 9.1.1(2)
- 9.6(2)
- 9.7.3(4)
- 9.7.3(8)
- 9.7.3(9)
- B.2.5(1)
- B.3.6(5)

1 ЗАГАЛЬНІ ВИМОГИ

1 Сфера

1.1.1 Сфера застосування Єврокоду 4

(1) EN 1994-1-1 застосовується для проектування комбінованих сталезалізобетонних конструкцій і елементів для будівель і громадських споруд. Він відповідає основним положенням і вимогам щодо безпеки і експлуатаційної придатності споруд. Основи проектування і перевірки надано у EN 1990 – Основи проектування споруд.

(2) Єврокод 4 розглядає вимоги стосовно міцності, придатності до експлуатації, довговічності і пожежної безпеки комбінованих конструкцій. Інші вимоги, наприклад, щодо тепло- або звукоізоляції, не розглядаються.

(3) Єврокод 4 призначений для застосування у поєднанні з:

EN 1990 Єврокод: Основи проектування споруд.

EN 1991 Єврокод 1: Дії на конструкції.

ENs, hENs, ETAGs і ETAs для будівельних виробів, що відносяться до комбінованих конструкцій.

EN 1090 Виконання сталевих і алюмінієвих конструкцій.

EN 13670 Виконання залізобетонних конструкцій.

1 GENERAL

1.1 Scope

1.1.1 Scope of Eurocode 4

(1) Eurocode 4 applies to the design of composite structures and members for buildings and civil engineering works. 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) Eurocode 4 is concerned only with requirements for resistance, serviceability, durability and fire resistance of composite structures. Other requirements, e.g. concerning thermal or sound insulation, are not considered.

(3) Eurocode 4 is intended to be used in conjunction with:

EN 1990 Eurocode: Basis of structural design.

EN 1991 Eurocode 1: Actions on structures.

ENs, hENs, ETAGs and ETAs for construction products relevant for composite structures.

EN 1090 Execution of steel structures and aluminium structures.

EN 13670 Execution of concrete structures.

EN 1992 Єврокод 2: Проектування залізобетонних конструкцій.

EN 1993 Єврокод 3: Проектування сталевих конструкцій.

EN 1997 Єврокод 7: Геотехнічне проектування.

EN 1998 Єврокод 8: Проектування сейсмостійких споруд при зведенні комбінованих конструкції у сейсмічних регіонах.

(4) Єврокод 4 складається із декількох частин: Частина 1-1: Загальні правила і правила для споруд.

Частина 1-2: Протипожежне проектування конструкцій.

Частина 2: Мости.

1.1.2 Сфера застосування частини 1-1 Єврокоду 4

(1) У частині 1-1 Єврокоду 4 наведено загальні основи для проектування комбінованих конструкцій та конкретні норми для будівель.

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

Розділ 1: Загальні положення.

Розділ 2: Основи проектування.

Розділ 3: Матеріали.

Розділ 4: Довговічність.

Розділ 5: Розрахунок конструкцій.

Розділ 6: Граничні стани за міцністю і стійкістю.

Розділ 7: Граничні стани за придатністю до експлуатації.

Розділ 8: Комбіновані вузли у рамках будівель

Розділ 9: Комбіновані плити будівель з опалубкою із прокатної сталі.

1.2 Нормативні посилання

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

EN 1992 Eurocode 2: Design of concrete structures.

EN 1993 Eurocode 3: Design of steel structures.

EN 1997 Eurocode 7: Geotechnical design.

EN 1998 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, when composite structures are built in seismic regions.

(4) Eurocode 4 is subdivided in various parts: Part 1-1: General rules and rules for buildings.

Part 1-2: Structural fire design.

Part 2: Bridges.

1.1.2 Scope of Part 1-1 of Eurocode 4

(1) Part 1-1 of Eurocode 4 gives a general basis for the design of composite structures together with specific rules for buildings.

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

Section 1: General.

Section 2: Basis of design.

Section 3: Materials.

Section 4: Durability.

Section 5: Structural analysis.

Section 6: Ultimate limit states.

Section 7: Serviceability limit states.

Section 8: Composite joints in frames for buildings.

Section 9: Composite slabs with profiled steel sheeting for buildings.

1.2 Normative references

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 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 Основні нормативні посилання

EN 1090-2¹ Виконання сталевих і алюмінієвих конструкцій – Технічні умови для виконання сталевих конструкцій.

EN 1990:2002 Основи проектування споруд.

1.2.2 Інші нормативні посилання

EN 1992-1-1¹ Єврокод 2: Проектування залізо-бетонних конструкцій: Загальні правила і правила для споруд.

EN 1993-1-1¹ Єврокод 3: Проектування сталевих конструкцій: Загальні норми і правила для будівель.

EN 1993-1-3¹ Єврокод 3: Проектування сталевих конструкцій: Елементи конструкцій із холоднокатаної листової сталі.

EN 1993-1-5¹ Єврокод 3: Проектування сталевих конструкцій: Пластинчасті елементи конструкцій

EN 1993-1-8¹ Єврокод 3: Проектування сталевих конструкцій: Проектування вузлових з'єднань.

EN 1993-1-9¹ Єврокод 3: Проектування сталевих конструкцій: Несуча здатність сталевих конструкцій на втому.

EN 10025-1:2002 Вироби із гарячекатаної сталі: Загальні умови поставки.

EN 10025-2:2002 Вироби із гарячекатаної сталі: Технічні умови поставки для нелегованих сталей.

EN 10025-3:2002 Вироби із гарячекатаної сталі: Технічні умови поставки для нормованих прокатних зварюваних тонкозернистих сталей.

EN 10025-4:2002 Вироби із гарячекатаної сталі: Технічні умови поставки для термомеханічних прокатних зварюваних тонкозернистих сталей.

EN 10025-5:2002 Вироби із гарячекатаної сталі: Технічні умови поставки для антикорозійних сталей.

EN 10025-6:2002 Вироби із гарячекатаної сталі: Технічні умови поставки для плоских виробів із високоміцної загартованої і відпущеної сталі.

1.2.1 General reference standards

EN 1090-2¹ Execution of steel structures and aluminium structures – Technical rules for the execution of steel structures.

EN 1990:2002 Basis of structural design.

1.2.2 Other reference standards

EN 1992-1-1¹ Eurocode 2: Design of concrete structures: General rules and rules for buildings.

EN 1993-1-1¹ Eurocode 3: Design of steel structures: General rules and rules for buildings.

EN 1993-1-3¹ Eurocode 3: Design of steel structures: Coldformed thin gauge members and sheeting.

EN 1993-1-5¹ Eurocode 3: Design of steel structures: Plated structural elements.

EN 1993-1-8¹ Eurocode 3: Design of steel structures: Design of joints.

EN 1993-1-9¹ Eurocode 3: Design of steel structures: Fatigue strength of steel structures.

EN 10025-1:2002 Hot-rolled products of structural steels: General delivery conditions.

EN 10025-2:2002 Hot-rolled products of structural steels: Technical delivery conditions for non-alloy structural steels.

EN 10025-3:2002 Hot-rolled products of structural steels: Technical delivery conditions for normalized/normalized rolled weldable fine grain structural steels.

EN 10025-4:2002 Hot-rolled products of structural steels: Technical delivery conditions for thermomechanical rolled weldable fine grain structural steels.

EN 10025-5:2002 Hot-rolled products of structural steels: Technical delivery conditions for structural steels with improved atmospheric corrosion resistance.

EN 10025-6:2002 Hot-rolled products of structural steels: Technical delivery conditions for flat products of high yield strength structural steels in the quenched and tempered Condition.

¹ На розгляді.

EN 10147:2000 Гарячелужені оцинковані прокатні листові і стрічкові сталі: Технічні умови поставки.

EN 10149-2:1995 Вироби тонкостінні із гарячекатаних високоміцних сталей для холодного формування: Умови поставки для термомеханічно катаних сталей.

EN 10149-3:1995 Вироби тонкостінні із гарячекатаних високоміцних сталей для холодного формування: Умови поставки для нормалізованих або нормалізовано-прокатних сталей.

1.3 Передумови

(1) На додаток до прийнятих у EN 1990 основних передумов застосовуються наведені у розділах 1.3 EN 1992-1-1 та EN 1993-1-1.

1.4 Відмінності між основними положеннями та правилами застосування

(1) Застосовуються правила, наведені у розділі 1.4 EN 1990.

1.5 Терміни і визначення

1.5.1 Загальні положення

(1) Застосовуються терміни і визначення, надані у EN 1990, 1.5, EN 1992-1-1, 1.5 і EN 1993-1-1, 1.5.

1.5.2 Додаткові терміни і визначення, що застосовуються у цьому стандарті

1.5.2.1 комбінований елемент

Конструктивний елемент із бетону і конструкційної або холодноформованої профільної сталі, об'єднаних за допомогою з'єднань, що працюють на зсув і обмежують можливість поздовжнього ковзання між бетоном і сталлю та відшарування компонентів між собою

1.5.2.2 з'єднання, що працюють на зсув

З'єднання між компонентами бетону і сталі комбінованого елемента, які мають належну міцність і жорсткість, що дає можливість розглядати компоненти як частини одного елемента.

1.5.2.3 спільний характер роботи

Характер роботи після набуття зсувним з'єднанням роботоспроможності внаслідок твердіння бетону

EN 10147:2000 Continuously hot-dip zinc coated structural steels strip and sheet: Technical delivery conditions.

EN 10149-2:1995 Hot-rolled flat products made of high yield strength steels for cold-forming: Delivery conditions for thermomechanically rolled steels.

EN 10149-3:1995 Hot-rolled flat products made of high yield strength steels for cold-forming: Delivery conditions for normalised or normalised rolled steels.

1.3 Assumptions

(1) In addition to the general assumptions of EN 1990 the following assumptions apply:
– those given in clauses 1.3 of EN1992-1-1 and EN1993-1-1.

1.4 Distinction between principles and application rules

(1) The rules in EN 1990, 1.4 apply.

1.5 Definitions

1.5.1 General

(1) The terms and definitions given in EN 1990, 1.5, EN 1992-1-1, 1.5 and EN 1993-1-1, 1.5 apply.

1.5.2 Additional terms and definitions used in this Standard

1.5.2.1 Composite member

a structural member with components of concrete and of structural or cold-formed steel, interconnected by shear connection so as to limit the longitudinal slip between concrete and steel and the separation of one component from the other.

1.5.2.2 Shear connection –

an interconnection between the concrete and steel components of a composite member that has sufficient strength and stiffness to enable the two components to be designed as parts of a single structural member.

1.5.2.3 Composite behaviour

behaviour which occurs after the shear connection has become effective due to hardening of concrete.

1.5.2.4 комбінована балка

Комбінований елемент, що переважно зазнає дії згинання

1.5.2.5 комбінована колона

Комбінований елемент, що переважно зазнає дії стиску або стиску і згину

1.5.2.6 комбінована плита

Плита, у якій застосовуються профільовані сталеві листи, як постійна опалубка з наступним зчепленням із затверділим бетоном та роботою як розтягнута арматура у завершеному перекритті

1.5.2.7 комбінований каркас

Рамна конструкція, у якій окремі або всі елементи є комбінованими, а решта – сталеві конструктивні елементи

1.5.2.8 комбіноване з'єднання

З'єднання між комбінованим елементом та іншим композитом, сталевим або сталезалізо-бетонним елементом, у якому арматура враховується при розрахунку міцності та жорсткості з'єднання

1.5.2.9 розкріплена конструкція або елемент

Конструкція або елемент, у яких вага бетону прикладена до сталевих елементів, що підпираються у прольоті або підкріплені незалежно до набуття бетоном несучої здатності

1.5.2.10 нерозкріплена конструкція або елемент

Конструкція або елемент, у яких вага бетону прикладена до сталевих елементів, що не підпираються у прольоті

1.5.2.11 згинальна жорсткість без тріщин

Жорсткість $E_a I_1$ поперечного перерізу комбінованого елемента, де I_1 – момент інерції площі приведенного еквівалентного сталевого перерізу, обчислений за умови роботи бетону в розтягнутій зоні без тріщин

1.5.2.12 згинальна жорсткість за наявності тріщин

Жорсткість $E_a I_2$ поперечного перерізу комбінованого елемента, де I_2 – момент інерції площі приведенного еквівалентного сталевого перерізу, обчислений без урахування бетону при розтягу, але з урахуванням арматури

1.5.2.4 Composite beam

a composite member subjected mainly to bending.

1.5.2.5 Composite column

a composite member subjected mainly to compression or to compression and bending.

1.5.2.6 Composite slab

a slab in which profiled steel sheets are used initially as permanent shuttering and subsequently combine structurally with the hardened concrete and act as tensile reinforcement in the finished floor.

1.5.2.7 Composite frame

a framed structure in which some or all of the elements are composite members and most of the remainder are structural steel members.

1.5.2.8 Composite joint

a joint between a composite member and another composite, steel or reinforced concrete member, in which reinforcement is taken into account in design for the resistance and the stiffness of the joint.

1.5.2.9 Propped structure or member

a structure or member where the weight of concrete elements is applied to the steel elements which are supported in the span, or is carried independently until the concrete elements are able to resist stresses.

1.5.2.10 Un-propped structure or member

a structure or member in which the weight of concrete elements is applied to steel elements which are unsupported in the span.

1.5.2.11 Un-cracked flexural stiffness

the stiffness $E_a I_1$ of a cross-section of a composite member where I_1 is the second moment of area of the effective equivalent steel section calculated assuming that concrete in tension is uncracked.

1.5.2.12 Cracked flexural stiffness

the stiffness $E_a I_2$ of a cross-section of a composite member where I_2 is the second moment of area of the effective equivalent steel section calculated neglecting concrete in tension but including reinforcement.

1.5.2.13 Попереднє напруження

Процес прикладання напружень стиску до бетонної частини комбінованого елемента, які створюються пучками або контрольованим прикладанням деформацій.

1.6 Позначки

У цьому стандарті застосовуються наступні символи:

Латинські великі букви

A	Приведена площа комбінованого поперечного перерізу без урахування бетону при розтягу
A_a	Площа поперечного перерізу конструкційного сталевого профілю
A_b	Площа поперечного перерізу нижньої поперечної арматури
A_{bh}	Площа поперечного перерізу нижньої поперечної арматури у вутах
A_c	Площа поперечного перерізу бетону
A_{ct}	Площа поперечного перерізу розтягнутої зони бетону
A_{fc}	Площа поперечного перерізу стиснутої полиці
A_p	Площа поперечного перерізу профільованого сталевого настилу
A_{pe}	Приведена площа поперечного перерізу профільованого сталевого настилу
A_s	Площа поперечного перерізу арматури
A_{sf}	Площа поперечного перерізу поперечної арматури
$A_{s,r}$	Площа поперечного перерізу арматури у ряду r
A_t	Площа поперечного перерізу верхньої поперечної арматури
A_v	Площа зсуву конструкційного сталевого профілю
A_1	Площа навантаження під вузловими фасонками
E_a	Модуль пружності конструкційної сталі
$E_{c,eff}$	Фактичний модуль пружності бетону
E_{cm}	Січний модуль пружності бетону

1.5.2.13 Pressers

the process of applying compressive stresses to the concrete part of a composite member, achieved by tendons or by controlled imposed deformations.

1.6 Symbols

For the purpose of this Standard the following symbols apply.

Latin upper case letters

A	Cross-sectional area of the effective composite section neglecting concrete in tension
A_a	Cross-sectional area of the structural steel section
A_b	Cross-sectional area of bottom transverse reinforcement
A_{bh}	Cross-sectional area of bottom transverse reinforcement in a haunch
A_c	Cross-sectional area of concrete
A_{ct}	Cross-sectional area of the tensile zone of the concrete
A_{fc}	Cross-sectional area of the compression flange
A_p	Cross-sectional area of profiled steel sheeting
A_{pe}	Effective cross-sectional area of profiled steel sheeting
A_s	Cross-sectional area of reinforcement
A_{sf}	Cross-sectional area of transverse reinforcement
$A_{s,r}$	Cross-sectional area of reinforcement in row r
A_t	Cross-sectional area of top transverse reinforcement
A_v	Shear area of a structural steel section
A_1	Loaded area under the gusset plate
E_a	Modulus of elasticity of structural steel
$E_{c,eff}$	Effective modulus of elasticity for concrete
E_{cm}	Secant modulus of elasticity of concrete

E_s	Розрахункове значення модуля пружності арматурної сталі	E_s	Design value of modulus of elasticity of reinforcing steel
$(EI)_{eff}$	Приведена згинальна жорсткість для визначення відносної гнучкості	$(EI)_{eff}$	Effective flexural stiffness for calculation of relative slenderness
$(EI)_{eff,II}$	Приведена згинальна жорсткість для використання при аналізі з урахуванням впливів другого порядку	$(EI)_{eff,II}$	Effective flexural stiffness for use in second-order analysis
$(EI)_2$	Згинальна жорсткість на одиницю ширини бетону з тріщинами або комбінованої плити	$(EI)_2$	Cracked flexural stiffness per unit width of the concrete or composite slab
$F_{c,wc,c,Rd}$	Розрахункове значення опору поперечному стиску бетонної оболонки у стволі колони	$F_{c,wc,c,Rd}$	Design value of the resistance to transverse compression of the concrete encasement to a column web
F_l	Розрахункова поздовжня сила на стрижень (хомут)	F_l	Design longitudinal force per stud
F_t	Розрахункова поперечна сила на стрижень (хомут)	F_t	Design transverse force per stud
F_{ten}	Розрахункова сила розтягу на стрижень (хомут)	F_{ten}	Design tensile force per stud
G_a	Модуль зсуву конструкційної сталі	G_a	Shear modulus of structural steel
G_c	Модуль зсуву бетону	G_c	Shear modulus of concrete
I	Момент інерції площі приведенного комбінованого перерізу, обчислений без урахування бетону при розтягу	I	Second moment of area of the effective composite section neglecting concrete in tension
I_a	Момент інерції площі конструкційного сталевого профілю	I_a	Second moment of area of the structural steel section
I_{at}	Крутильна постійна Сен-Венана конструкційного сталевого профілю	I_{at}	Venant torsion constant of the structural steel section
I_c	Момент інерції площі перерізу бетону без тріщин	I_c	Second moment of area of the un-cracked concrete section
I_{ct}	Крутильна постійна Сен-Венана бетонної оболонки без тріщин	I_{ct}	Venant torsion constant of the un-cracked concrete encasement
I_s	Момент інерції площі сталевий арматури	I_s	Second moment of area of the steel reinforcement
I_1	Момент інерції площі приведенного сталевого перерізу, обчислений без урахування бетону при розтягу	I_1	Second moment of area of the effective equivalent steel section assuming that the concrete in tension is un-cracked
I_2	Момент інерції площі приведенного еквівалентного сталевого перерізу, обчислений без урахування бетону при розтягу, але з урахуванням арматури	I_2	Second moment of area of the effective equivalent steel section neglecting concrete in tension but including reinforcement
$K_e, K_{e,II}$	Поправочні коефіцієнти, що застосовуються при розрахунку комбінованих колон	$K_e, K_{e,II}$	Correction factors to be used in the design of composite columns
K_{sc}	Жорсткість, співвіднесена до зсувного з'єднання	K_{sc}	Stiffness related to the shear connection

K_{β}	Параметр	K_{β}	Parameter
K_0	Еталонний (калібрувальний) коефіцієнт, що застосовується при розрахунку комбінованих колон	K_0	Calibration factor to be used in the design of composite columns
L	Довжина, проліт, фактичний проліт	L	Length; span; effective span
L_e	Еквівалентний проліт	L_e	Equivalent span
L_i	Проліт	L_i	Span
L_o	Виліт консолі	L_o	Length of overhang
L_p	Відстань від центра прикладання зосередженого навантаження до найближчої опори	L_p	Distance from centre of a concentrated load to the nearest support
L_s	Проліт на зсув	L_s	Shear span
L_x	Відстань від поперечного перерізу до найближчої опори	L_x	Distance from a cross-section to the nearest support
M	Згинальний момент	M	Bending moment
M_a	Вклад перерізу конструкційної сталі у несучу здатність за розрахунковим пластичним моментом комбінованого перерізу	M_a	Contribution of the structural steel section to the design plastic resistance moment of the composite section
$M_{a,Ed}$	Розрахунковий згинальний момент, прикладений до конструкційного сталевого профілю	$M_{a,Ed}$	Design bending moment applied to the structural steel section
$M_{b,Rd}$	Розрахункове значення несучої здатності комбінованої балки за втратою стійкості від згинального моменту	$M_{b,Rd}$	Design value of the buckling resistance moment of a composite beam
$M_{c,Ed}$	Частка розрахункового згинального моменту, прикладена до комбінованого перерізу	$M_{c,Ed}$	The part of the design bending moment applied to the composite section
M_{cr}	Пружний критичний момент втрати стійкості при поздовжньому згині з крученням комбінованої балки	M_{cr}	Elastic critical moment for lateral-torsional buckling of a composite beam
M_{Ed}	Розрахунковий згинальний момент	M_{Ed}	Design bending moment
$M_{Ed,i}$	Розрахунковий згинальний момент, прикладений до комбінованого вузла i	$M_{Ed,i}$	Design bending moment applied to a composite joint i
$M_{Ed,max,f}$	Максимальний згинальний момент або внутрішнє зусилля, спричинене навантаженням втоми	$M_{Ed,max,f}$	Maximum bending moment or internal force due to fatigue loading
$M_{Ed,min,f}$	Мінімальний згинальний момент, спричинений навантаженням втоми	$M_{Ed,min,f}$	Minimum bending moment due to fatigue loading
$M_{el,Rd}$	Розрахункове значення несучої здатності комбінованого перерізу за пружним моментом	$M_{el,Rd}$	Design value of the elastic resistance moment of the composite section
$M_{max,Rd}$	Максимальна розрахункова несуча здатність за моментом при дії нормальній сили стиску	$M_{max,Rd}$	Maximum design value of the resistance moment in the presence of a compressive normal force

M_{pa}	Розрахункова несуча здатність за пластичним моментом приведенного перерізу профільованого сталевго настилу	M_{pa}	Design value of the plastic resistance moment of the effective cross-section of the profiled steel sheeting
M_{perm}	Найбільш несприятливий згинальний момент при нормативному сполученні	M_{perm}	Most adverse bending moment for the characteristic combination
$M_{pl,a,Rd}$	Розрахункова несуча здатність конструкційного сталевго профілю за пластичним моментом	$M_{pl,a,Rd}$	Design value of the plastic resistance moment of the structural steel section
$M_{pl,N,Rd}$	Розрахункова несуча здатність комбінованого перерізу з урахуванням нормальної сили стиску	$M_{pl,N,Rd}$	Design value of the plastic resistance moment of the composite section taking into account the compressive normal force
$M_{pl,Rd}$	Розрахункова несуча здатність комбінованого перерізу за пластичним моментом при повному зсувному з'єднанні	$M_{pl,Rd}$	Design value of the plastic resistance moment of the composite section with full shear connection
$M_{pl,y,Rd}$	Розрахункова несуча здатність комбінованого перерізу за пластичним моментом відносно осі $y-y$ при повному зсувному з'єднанні	$M_{pl,y,Rd}$	Design value of the plastic resistance moment about the $y-y$ axis of the composite section with full shear connection
$M_{pl,z,Rd}$	Розрахункова несуча здатність комбінованого перерізу за пластичним моментом відносно осі $z-z$ при повному зсувному з'єднанні	$M_{pl,z,Rd}$	Design value of the plastic resistance moment about the $z-z$ axis of the composite section with full shear connection
M_{pr}	Приведена несуча здатність сталевго профільованого настилу за пластичним моментом	M_{pr}	Reduced plastic resistance moment of the profiled steel sheeting
M_{Rd}	Розрахункова несуча здатність комбінованого перерізу або вузла за моментом	M_{Rd}	Design value of the resistance moment of a composite section or joint
M_{Rk}	Нормативна несуча здатність комбінованого перерізу або вузла за моментом	M_{Rk}	Characteristic value of the resistance moment of a composite section or joint
$M_{y,Ed}$	Розрахунковий згинальний момент, прикладений до комбінованого перерізу відносно осі $y-y$	$M_{y,Ed}$	Design bending moment applied to the composite section about the $y-y$ axis
$M_{z,Ed}$	Розрахунковий згинальний момент, прикладений до комбінованого перерізу відносно осі $z-z$	$M_{z,Ed}$	Design bending moment applied to the composite section about the $z-z$ axis
N	Нормальне зусилля стиску; кількість циклів діапазону напружень; кількість зсувних з'єднань	N	Compressive normal force; number of stress range cycles; number of shear connectors
N_a	Розрахункове нормальне зусилля у перерізі сталевго профілю комбінованої балки	N_a	Design value of the normal force in the structural steel section of a composite beam

N_c	Розрахункова нормальна стискальна сила у бетонній полиці	N_c	Design value of the compressive normal force in the concrete flange
$N_{c,f}$	Розрахункове нормальне зусилля стиску у бетонній полиці при повному з'єднанні на зсув	$N_{c,f}$	Design value of the compressive normal force in the concrete flange with full shear connection
$N_{c,el}$	Нормальне зусилля стиску у бетонній полиці, що відповідає $M_{el,Rd}$	$N_{c,el}$	Compressive normal force in the concrete flange corresponding to $M_{el,Rd}$
$N_{cr,eff}$	Пружне критичне навантаження стиснутої колони, що відповідає фактичній згинальній жорсткості	$N_{cr,eff}$	Elastic critical load of a composite column corresponding to an effective flexural stiffness
N_{cr}	Пружне критичне нормальне зусилля	N_{cr}	Elastic critical normal force
N_{c1}	Розрахункове нормальне зусилля стиску на момент прикладання навантаження	N_{c1}	Design value of normal force calculated for load introduction
N_{Ed}	Розрахункове нормальне зусилля стиску	N_{Ed}	Design value of the compressive normal force
$N_{G,Ed}$	Розрахункове значення постійної частини нормального зусилля стиску	$N_{G,Ed}$	Design value of the part of the compressive normal force that is permanent
N_p	Розрахункова пластична несуча здатність сталевого профільованого настилу за нормального зусилля	N_p	Design value of the plastic resistance of the profiled steel sheeting to normal force
$N_{pl,a}$	Розрахункова пластична несуча здатність конструкційного сталевого профілю за нормального зусилля	$N_{pl,a}$	Design value of the plastic resistance of the structural steel section to normal force
$N_{pl,Rd}$	Розрахункова пластична несуча здатність комбінованого перерізу за нормального зусилля	$N_{pl,Rd}$	Design value of the plastic resistance of the composite section to compressive normal force
$N_{pl,Rk}$	Нормативна пластична несуча здатність комбінованого перерізу за нормального зусилля	$N_{pl,Rk}$	Characteristic value of the plastic resistance of the composite section to compressive normal force
$N_{pm,Rd}$	Розрахункова міцність бетону за нормального зусилля стиску	$N_{pm,Rd}$	Design value of the resistance of the concrete to compressive normal force
N_R	Кількість циклів діапазону напружень	N_R	Number of stress-range cycles
N_s	Розрахунковий пластичний опір сталевій арматурі за нормального зусилля	N_s	Design value of the plastic resistance of the steel reinforcement to normal force
N_{sd}	Розрахунковий пластичний опір сталевій арматурі за нормального зусилля розтягу	N_{sd}	Design value of the plastic resistance of the reinforcing steel to tensile normal force
$P_{l,Rd}$	Розрахунковий пластичний опір зсуву окремого хомута, що відповідає F_l	$P_{l,Rd}$	Design value of the shear resistance of a single stud connector corresponding to F_l
$P_{pb,Rd}$	Розрахункова несуча здатність хомута	$P_{pb,Rd}$	Design value of the bearing resistance of a stud

P_{Rd}	Розрахунковий пластичний опір зсуву окремого хомута	P_{Rd}	Design value of the shear resistance of a single connector
P_{Rk}	Нормативний опір зсуву окремого хомута	P_{Rk}	Characteristic value of the shear resistance of a single connector
$P_{t,Rd}$	Розрахунковий опір зсуву окремого хомута, що відповідає F_t	$P_{t,Rd}$	Design value of the shear resistance of a single stud connector corresponding to F_t
R_{Ek}	Розрахункова величина опорної реакції	R_{Ek}	Design value of a support reaction
S_j	Крутильна жорсткість з'єднання	S_j	Rotational stiffness of a joint
$S_{j,ini}$	Початкова крутильна жорсткість з'єднання	$S_{j,ini}$	Initial rotational stiffness of a joint
$V_{a,Ed}$	Розрахункове значення зусилля зсуву, що діє у на конструкційний сталевий профіль	$V_{a,Ed}$	Design value of the shear force acting on the structural steel section
$V_{b,Ed}$	Розрахункове значення стійкості за поперечної сили сталеві стінки	$V_{b,Ed}$	Design value of the shear buckling resistance of a steel web
$V_{c,Ed}$	Розрахункове значення поперечної сили, що діє на стінку залізобетонної оболонки	$V_{c,Ed}$	Design value of the shear force acting on the reinforced concrete web encasement
V_{Ed}	Розрахункове значення поперечної сили, що діє на комбінований переріз	V_{Ed}	Design value of the shear force acting on the composite section
V_{1d}	Розрахункова несуча здатність заанкерування на кінцях	V_{1d}	Design value of the resistance of the end anchorage
$V_{1,Rd}$	Розрахункова несуча здатність на зсув	$V_{1,Rd}$	Design value of the resistance to shear
$V_{pl,Rd}$	Розрахункова пластична несуча здатність комбінованого перерізу на вертикальний зсув	$V_{pl,Rd}$	Design value of the plastic resistance of the composite section to vertical shear
$V_{pl,a,Rd}$	Розрахункова пластична несуча здатність конструкційного сталевого профілю на вертикальний зсув	$V_{pl,a,Rd}$	Design value of the plastic resistance of the structural steel section to vertical shear
$V_{p,Rd}$	Розрахункова несуча здатність комбінованої плити на зсув при продавлюванні	$V_{p,Rd}$	Design value of the resistance of a composite slab to punching shear
V_{Rd}	Розрахункова несуча здатність комбінованого перерізу на вертикальний зсув	V_{Rd}	Design value of the resistance of the composite section to vertical shear
V_t	Опорна реакція	V_t	Support reaction
$V_{v,Rd}$	Розрахункова несуча здатність комбінованої плити на вертикальний зсув	$V_{v,Rd}$	Design value of the resistance of a composite slab to vertical shear
$V_{wp,c,Rd}$	Розрахункова несуча здатність на зсув бетонної оболонки смуги стінки колони	$V_{wp,c,Rd}$	Design value of the shear resistance of the concrete encasement to a column web panel
W_t	Заміряне руйнівне навантаження	W_t	Measured failure load

Латинські малі букви

a	Відстань; крок паралельних балок; діаметр або довжина
b	Ширина полиці сталевго профілю; ширина плити
b_b	Ширина низу бетонного ребра
b_c	Ширина бетонної оболонки навколо сталевго профілю
b_{eff}	Загальна приведена ширина
$b_{eff,1}$	Приведена ширина в середині прольоту при обпиранні на обох кінцях
$b_{eff,2}$	Приведена ширина на проміжній опорі
$b_{eff,c,wc}$	Приведена ширина стінки колони при стиску
b_{ei}	Приведена ширина бетонної полиці з кожного боку стінки
b_{em}	Приведена ширина комбінованої плити
b_f	Ширина полиці сталевго профілю
b_i	Геометрична ширина бетонної полиці з кожного боку стінки
b_m	Ширина комбінованої плити, на якій розподілено навантаження
b_p	Довжина лінії зосередженого навантаження
b_r	Ширина ребра профільованого сталевго настилу
b_s	Відстань між центрами прилеглих ребер профільованого сталевго настилу
b_0	Відстань між центрами виступних зсувних з'єднань; середня ширина бетонного ребра (мінімальна ширина вхідних профільованих настилів); ширина вута
c	Ширина виступу сталевго полиці; робочий периметр арматурного стрижня
c_y, c_z	Товщини захисного шару
d	Висота стінки конструкційного сталевго профілю у чистоті; діаметр стрижня з'єднувального хомута; загальний діаметр круглого порожнистого сталевго профілю; мінімальний поперечний розмір колони

Latin lower case letters

a	Spacing between parallel beams; diameter or width; distance
b	Width of the flange of a steel section; width of slab
b_b	Width of the bottom of the concrete rib
b_c	Width of the concrete encasement to a steel section
b_{eff}	Total effective width
$b_{eff,1}$	Effective width at mid-span for a span supported at both ends
$b_{eff,2}$	Effective width at an internal support
$b_{eff,c,wc}$	Effective width of the column web in compression
b_{ei}	Effective width of the concrete flange on each side of the web
b_{em}	Effective width of a composite slab
b_f	Width of the flange of a steel section
b_i	Geometric width of the concrete flange on each side of the web
b_m	Width of a composite slab over which a load is distributed
b_p	Length of concentrated line load
b_r	Width of rib of profiled steel sheeting
b_s	Distance between centres of adjacent ribs of profiled steel sheeting
b_0	Distance between the centres of the outstand shear connectors; mean width of a concrete rib (minimum width for reentrant sheeting profiles); width of haunch
c	Width of the outstand of a steel flange; effective perimeter of reinforcing bar
c_y, c_z	Thickness of concrete cover
d	Clear depth of the web of the structural steel section; diameter of the shank of a stud connector; overall diameter of circular hollow steel section; minimum transverse dimension of a column

d_{do}	Діаметр зварного гребеня з'єднувального стрижня (хомута)	d_{do}	Diameter of the weld collar to a stud connector
d_p	Відстань між центральною віссю профільованого сталевго настилу і крайньою фіброю комбінованої плити при стиску	d_p	Distance between the centroidal axis of the profiled steel sheeting and the extreme fibre of the composite slab in compression
d_s	Відстань між розтягнутою сталевюю арматурою та крайньою фіброю комбінованої плити при стиску; відстань між поздовжньою розтягнутою сталевюю арматурою та центром ваги сталевго балочного профілю	d_s	Distance between the steel reinforcement in tension to the extreme fibre of the composite slab in compression; distance between the longitudinal reinforcement in tension and the centroid of the beam's steel section
e	Ексцентриситет навантаження; відстань від центральної осі профільованого сталевго настилу до крайньої фібри комбінованої плити при розтягу	e	Eccentricity of loading; distance from the centroidal axis of profiled steel sheeting to the extreme fibre of the composite slab in tension
e_D	Відстань між гранями	e_D	Edge distance
e_g	Проміжок між арматурою та торцевою пластиною у комбінованій колоні	e_g	Gap between the reinforcement and the end plate in a composite column
e_p	Відстань від пластичної нейтральної осі профільованого сталевго настилу до крайньої фібри комбінованої плити при розтягу	e_p	Distance from the plastic neutral axis of profiled steel sheeting to the extreme fibre of the composite slab in tension
e_s	Відстань від розтягнутої сталевюї арматури до крайньої фібри комбінованої плити при розтягу	e_s	Distance from the steel reinforcement in tension to the extreme fibre of the composite slab in tension
f	Частота власних коливань	f	Natural frequency
f_{cd}	Розрахункова циліндрична міцність бетону на стиск	f_{cd}	Design value of the cylinder compressive strength of concrete
f_{ck}	Нормативна циліндрична міцність на стиск бетону у віці 28 діб	f_{ck}	Characteristic value of the cylinder compressive strength of concrete at 28 days
f_{cm}	Середнє значення фактичної циліндричної міцності бетону на стиск	f_{cm}	Mean value of the measured cylinder compressive strength of concrete
$f_{ct,eff}$	Середнє значення фактичної міцності бетону на розтяг	$f_{ct,eff}$	Mean value of the effective tensile strength of the concrete
f_{ctm}	Середнє значення міцності бетону на осьовий розтяг	f_{ctm}	Mean value of the axial tensile strength of concrete
$f_{ct,0}$	Початкова міцність бетону на розтяг	$f_{ct,0}$	Reference strength for concrete in tension
f_{1ctm}	Середнє значення міцності легкого бетону на осьовий розтяг	f_{1ctm}	Mean value of the axial tensile strength of lightweight concrete
f_{sd}	Розрахунковий опір арматурної сталі на границі текучості	f_{sd}	Design value of the yield strength of reinforcing steel
f_{sk}	Нормативний опір арматурної сталі на границі текучості	f_{sk}	Characteristic value of the yield strength of reinforcing steel

f_u	Визначений граничний опір на розтяг	f_u	Specified ultimate tensile strength
f_{ut}	Фактичний граничний опір на розтяг випробувального зразка	f_{ut}	Actual ultimate tensile strength in a test specimen
f_y	Номінальний опір конструкційної сталі на границі текучості	f_y	Nominal value of the yield strength of structural steel
f_{yd}	Розрахунковий опір конструкційної сталі на границі текучості	f_{yd}	Design value of the yield strength of structural steel
$f_{yp,d}$	Розрахунковий опір профільованого сталевого настилу на границі текучості	$f_{yp,d}$	Design value of the yield strength of profiled steel sheeting
f_{ypm}	Середній визначений розрахунковий опір профільованого сталевого настилу на границі текучості	f_{ypm}	Mean value of the measured yield strength of profiled steel sheeting
f_1, f_2	Понижувальні коефіцієнти для згинальних моментів на опорах	f_1, f_2	Reduction factors for bending moments at supports
h	Загальна висота; товщина	h	Overall depth; thickness
h_a	Висота перерізу сталевого профілю	h_a	Depth of the structural steel section
h_c	Товщина бетонної оболонки до сталевого профілю; товщина бетонної полиці; товщина бетону вище головної площини верху ребер профнастилу	h_c	Depth of the concrete encasement to a steel section; thickness of the concrete flange; thickness of concrete above the main flat surface of the top of the ribs of the sheeting
h_f	Товщина бетонної полиці; товщина оздоблень	h_f	Thickness of concrete flange; thickness of finishes
h_n	Положення нейтральної осі	h_n	Position of neutral axis
h_p	Загальна висота профільованого сталевого настилу з виступами	h_p	Overall depth of the profiled steel sheeting excluding embossments
h_s	Відстань між центрами ваги полиць сталевого профілю; відстань між поздовжньою розтягнутою арматурою та центром стиску	h_s	Depth between the centroids of the flanges of the structural steel section; distance between the longitudinal reinforcement in tension and the centre of compression
h_{sc}	Загальна номінальна висота з'єднувального стрижня (хомута)	h_{sc}	Overall nominal height of a stud connector
h_t	Загальна товщина випробувального зразка	h_t	Overall thickness of test specimen
k	Коефіцієнт підсилення впливів другого порядку; емпіричний коефіцієнт для розрахункового опору на зсув	k	Amplification factor for second-order effects; coefficient; empirical factor for design shear resistance
k_c	Коефіцієнт	k_c	Coefficient
k_i	Коефіцієнт жорсткості	k_i	Stiffness coefficient
$k_{i,c}$	Доповнення до коефіцієнта жорсткості k_i , що враховує бетонну оболонку	$k_{i,c}$	Addition to the stiffness coefficient k_i due to concrete encasement

k_l	Коефіцієнт зниження опору стрижня (хомута) з головкою, що застосовуються для профільованого настилу, паралельного балці	k_l	Reduction factor for resistance of a headed stud used with profiled steel sheeting parallel to the beam
k_s	Жорсткість на кручення; коефіцієнт	k_s	Rotational stiffness; coefficient
k_{sc}	Жорсткість зсувного з'єднання	k_{sc}	Stiffness of a shear connector
k_{slip}	Коефіцієнт зниження жорсткості внаслідок деформації зсувного з'єднання	k_{slip}	Stiffness reduction factor due to deformation of the shear connection
$k_{s,r}$	Коефіцієнт жорсткості для ряду r поздовжньої розтягнутої арматури	$k_{s,r}$	Stiffness coefficient for a row r of longitudinal reinforcement in tension
k_t	Коефіцієнт зниження опору стрижня (хомута) з головкою, що застосовуються для профільованого настилу, у поперечному до балки напрямі	k_t	Reduction factor for resistance of a headed stud used with profiled steel sheeting transverse to the beam
$k_{wc,c}$	Коефіцієнт врахування впливу поздовжніх напружень стиску на поперечну несучу здатність стінки колони	$k_{wc,c}$	Factor for the effect of longitudinal compressive stress on transverse resistance of a column web
k	Параметр	k	Parameter
k_1	Згинальна жорсткість бетону з тріщинами або комбінованої плити	k_1	Flexural stiffness of the cracked concrete or composite slab
k_2	Згинальна жорсткість стінки	k_2	Flexural stiffness of the web
ℓ	Довжина балки при дії негативного згинального моменту, що прилягає до вузла	ℓ	Length of the beam in hogging bending adjacent to the joint
l	Довжина плити за стандартних випробувань на продавлювання	l	Length of slab in standard push test
l_{bc}, l_{bs}	Довжини обпирань	l_{bc}, l_{bs}	Bearing lengths
l_0	Довжина прикладання навантаження	l_0	Load introduction length
m	Нахил кривої міцності за втомою: емпіричний коефіцієнт для розрахункової несучої здатності на зсув	m	Slope of fatigue strength curve; empirical factor for design shear resistance
n	Співвідношення модулів; кількість зсувних з'єднань	n	Modular ratio; number of shear connectors
n_f	Кількість зсувних з'єднань при повному з'єднанні на зсув	n_f	Number of connectors for full shear connection
n_L	Співвідношення модулів, що залежить від типу навантаження	n_L	Modular ratio depending on the type of loading
n_r	Кількість стрижневих з'єднань у ребрі	n_r	Number of stud connectors in one rib
n_0	Співвідношення модулів при короткотривалому навантаженні	n_0	Modular ratio for short-term loading
r	Співвідношення моментів на краях	r	Ratio of end moments
s	Поздовжній крок між центрами зсувних стрижневих з'єднань (хомутів); ковзання	s	Longitudinal spacing centre-to-centre of the stud shear connectors; slip

s_t	Поперечний крок між центрами зсувних стрижневих з'єднань (хомутів)	s_t	Transverse spacing centre-to-centre of the stud shear connectors
t	Вік; товщина	t	Age; thickness
t_e	Товщина крайньої плити	t_e	Thickness of end plate
$t_{eff,c}$	Фактична довжина бетону	$t_{eff,c}$	Effective length of concrete
t_f	Товщина полиці конструкційного сталевго профілю	t_f	Thickness of a flange of the structural steel section
t_s	Товщина елемента жорсткості	t_s	Thickness of a stiffener
t_w	Товщина стінки конструкційного сталевго профілю	t_w	Thickness of the web of the structural steel section
t_{wc}	Товщина стінки конструкційного сталевго профілю колони	t_{wc}	Thickness of the web of the structural steel column section
t_0	Вік у момент прикладання навантаження	t_0	Age at loading
v_{Ed}	Розрахункове поздовжнє напруження зсуву	v_{Ed}	Design longitudinal shear stress
w_k	Розрахункова ширина розкриття тріщин	w_k	Design value of crack width
x_{pl}	Відстань між пластичною нейтральною віссю і крайньою стиснутою фіброю бетонної плити	x_{pl}	Distance between the plastic neutral axis and the extreme fibre of the concrete slab in compression
y	Вісь поперечного перерізу, паралельна полиці	y	Cross-section axis parallel to the flanges
z	Вісь поперечного перерізу, перпендикулярна до полиці; плече пари внутрішніх сил	z	Cross-section axis perpendicular to the flanges; lever arm
z_0	Відстань по вертикалі	z_0	Vertical distance
<i>Грецькі великі букви</i>		<i>Greek upper case letters</i>	
$\Delta\sigma$	Діапазон напружень	$\Delta\sigma$	Stress range
$\Delta\sigma_c$	Базова величина опору втоми при двох мільйонах циклів	$\Delta\sigma_c$	Reference value of the fatigue strength at 2 million cycles
$\Delta\sigma_E$	Діапазон напружень еквівалентної постійної амплітуди	$\Delta\sigma_E$	Equivalent constant amplitude stress range
$\Delta\sigma_{E, glob}$	Діапазон напружень еквівалентної постійної амплітуди внаслідок загальних впливів	$\Delta\sigma_{E, glob}$	Equivalent constant amplitude stress range due to global effects
$\Delta\sigma_{E, loc}$	Діапазон напружень еквівалентної постійної амплітуди внаслідок місцевих впливів	$\Delta\sigma_{E, loc}$	Equivalent constant amplitude stress range due to local effects
$\Delta\sigma_{E, 2}$	Діапазон напружень еквівалентної постійної амплітуди, що відповідає двом мільйонам циклів	$\Delta\sigma_{E, 2}$	Equivalent constant amplitude stress range related to 2 million cycles
$\Delta\sigma_s$	Зростання напружень у сталевій арматурі внаслідок підвищення жорсткості бетону при розтягу	$\Delta\sigma_s$	Increase of stress in steel reinforcement due to tension stiffening of concrete

$\Delta\sigma_{s, equ}$	Діапазон еквівалентних напружень, за якого відбуваються ушкодження	$\Delta\sigma_{s, equ}$	Damage equivalent stress range
$\Delta\tau$	Діапазон напружень зсуву при навантаженні втоми	$\Delta\tau$	Range of shear stress for fatigue loading
$\Delta\tau_c$	Базова величина опору втоми при двох мільйонах циклів	$\Delta\tau_c$	Reference value of the fatigue strength at 2 million cycles
$\Delta\tau_E$	Діапазон напружень еквівалентної постійної амплітуди	$\Delta\tau_E$	Equivalent constant amplitude stress range
$\Delta\tau_{E,2}$	Діапазон напружень зсуву еквівалентної постійної амплітуди, що відповідає двом мільйонам циклів	$\Delta\tau_{E,2}$	Equivalent constant amplitude range of shear stress related to 2 million cycles
$\Delta\tau_R$	Напруження зсуву при втомі	$\Delta\tau_R$	Fatigue shear strength
ψ	Коефіцієнт	ψ	Coefficient
<i>Грецькі малі букви</i>		<i>Greek lower case letters</i>	
α	Коефіцієнт; параметр	α	Factor; parameter
α_{cr}	Коефіцієнт, що показує зростання розрахункових навантажень до рівня, який спричинить пружну нестабільність	α_{cr}	Factor by which the design loads would have to be increased to cause elastic instability
α_M	Коефіцієнт, що залежить від згину комбінованої колони	α_M	Coefficient related to bending of a composite column
α_{My}, α_{Mz}	Коефіцієнт, що залежить від згину комбінованої колони відносно осей у-у та z-z	α_{My}, α_{Mz}	Coefficient related to bending of a composite column about the y-y axis and the z-z axis respectively
α_{st}	Відношення	α_{st}	Ratio
β	Множник; коефіцієнт переходу	β	Factor; transformation parameter
β_c, β_i	Параметри	β_c, β_i	Parameters
γ_C	Коефіцієнт надійності для бетону	γ_C	Partial factor for concrete
γ_F	Коефіцієнт надійності для дій, а також для врахування неточностей та відхилів у розмірах	γ_F	Partial factor for actions, also accounting for model uncertainties and dimensional variations
γ_{Ff}	Коефіцієнт надійності для діапазону напружень еквівалентної постійної амплітуди	γ_{Ff}	Partial factor for equivalent constant amplitude stress range
γ_M	Коефіцієнт надійності характеристики матеріалу, а також для врахування неточностей та відхилів у розмірах	γ_M	Partial factor for a material property, also accounting for model uncertainties and dimensional variations
γ_{M0}	Коефіцієнт надійності для конструкційної сталі, який застосовується до опору поперечного перерізу, див. EN 1993-1-1, 6.1(1)	γ_{M0}	Partial factor for structural steel applied to resistance of cross-sections, see EN 1993-1-1, 6.1(1)
γ_{M1}	Коефіцієнт надійності для конструкційної сталі, який застосовується до опору елемента для оцінки стійкості при перевірках елемента, див. EN 1993-1-1, 6.1(1)	γ_{M1}	Partial factor for structural steel applied to resistance of members to instability assessed by member checks, see EN 1993-1-1, 6.1(1)

γ_{Mf}	Коефіцієнт надійності для опору втомі	γ_{Mf}	Partial factor for fatigue strength
$\gamma_{Mf,s}$	Коефіцієнт надійності для опору втомі хомутів при зсуві	$\gamma_{Mf,s}$	Partial factor for fatigue strength of studs in shear
γ_P	Коефіцієнт надійності для дій, пов'язаних з попереднім напруженням	γ_P	Partial factor for pre-stressing action
γ_S	Коефіцієнт надійності для арматурної сталі	γ_S	Partial factor for reinforcing steel
γ_V	Коефіцієнт надійності для розрахункового опору зсуву стрижнів (хомутів) з головками	γ_V	Partial factor for design shear resistance of a headed stud
γ_{VS}	Коефіцієнт надійності для розрахункового опору зсуву комбінованої плити	γ_{VS}	Partial factor for design shear resistance of a composite slab
δ	Коефіцієнт; показник внеску (частки) сталі; прогин у середині прольоту	δ	Factor; steel contribution ratio; central deflection
δ_{max}	Вертикальний прогин (провисання)	δ_{max}	Sagging vertical deflection
δ_s	Прогин сталевого профнастилу від власної ваги та укладеного свіжого бетону	δ_s	Deflection of steel sheeting under its own weight plus the weight of wet concrete
$\delta_{s,max}$	Граничне значення δ_s	$\delta_{s,max}$	Limiting value of δ_s
δ_u	Максимальне ковзання, визначене за випробуваннями нормативним навантаженням	δ_u	Maximum slip measured in a test at the characteristic load level
δ_{uk}	Нормативна несуча здатність за ковзанням	δ_{uk}	Characteristic value of slip capacity
ε	$\sqrt{235 / f_y}$, де f_y у Н/мм ²	ε	$\sqrt{235 / f_y}$, where f_y is in N/mm ²
η	Ступінь з'єднання на зсув; коефіцієнт	η	Degree of shear connection; coefficient
η_a, η_{a0}	Коефіцієнти, що залежать від ступеня ізоляції бетону	η_a, η_{a0}	Factors related to the confinement of concrete
$\eta_c, \eta_{c0}, \eta_{cL}$	Коефіцієнти, що залежать від ступеня ізоляції бетону	$\eta_c, \eta_{c0}, \eta_{cL}$	Factors related to the confinement of concrete
θ	Кут	θ	Angle
λ, λ_v	Коефіцієнти еквівалентних ушкоджень	λ, λ_v	Damage equivalent factors
$\lambda_{glob}, \lambda_{loc}$	Коефіцієнти еквівалентних ушкоджень для загальних і локальних впливів	$\lambda_{glob}, \lambda_{loc}$	Damage equivalent factors for global effects and local effects, respectively
$\bar{\lambda}$	Відносна гнучкість	$\bar{\lambda}$	Relative slenderness
$\bar{\lambda}_{LT}$	Відносна гнучкість при втраті стійкості від поперечного кручення	$\bar{\lambda}_{LT}$	Relative slenderness for lateral-torsional buckling
μ	Коефіцієнт тертя, номінальний коефіцієнт	μ	Coefficient of friction; nominal factor
μ_d	Коефіцієнт, що застосовується при розрахунку на стиск та одноосьовий згин	μ_d	Factor related to design for compression and uniaxial bending

μ_{dy}, μ_{dz}	Коефіцієнти, що залежать від площини згину	μ_{dy}, μ_{dz}	Factor d related to plane of bending
ν	Коефіцієнт зниження, що враховує вплив поздовжнього стиску на несучу здатність на зсув; параметр, що залежить від деформації зсувного з'єднання	ν	Reduction factor to allow for the effect of longitudinal compression on resistance in shear; parameter related to deformation of the shear connection
ν_a	Коефіцієнт Пуассона для конструкційної сталі	ν_a	Poisson's ratio for structural steel
ξ	Параметр, що залежить від деформації зсувного з'єднання	ξ	Parameter related to deformation of the shear connection
ρ	Параметр, що залежить від приведенного розрахункового опору згину, обчисленому при вертикальному зсуві	ρ	Parameter related to reduced design bending resistance accounting for vertical shear
ρ_s	Параметр; коефіцієнт армування	ρ_s	Parameter; reinforcement ratio
$\sigma_{com,c,Ed}$	Поздовжні стискальні напруження, викликані розрахунковим нормальним зусиллям	$\sigma_{com,c,Ed}$	Longitudinal compressive stress in the encasement due to the design normal force
$\sigma_{c,Rd}$	Місцева міцність бетону	$\sigma_{c,Rd}$	Local design strength of concrete
σ_{ct}	Напруження розтягу у крайній фібрі бетону	σ_{ct}	Extreme fibre tensile stress in the concrete
$\sigma_{max,f}$	Максимальні напруження, спричинені навантаженням втоми	$\sigma_{max,f}$	Maximum stress due to fatigue loading
$\sigma_{min,f}$	Мінімальні напруження, спричинені навантаженням втоми	$\sigma_{min,f}$	Minimum stress due to fatigue loading
$\sigma_{c,max,f}$	Напруження в арматурі від згинального моменту $M_{Ed,max,f}$	$\sigma_{c,max,f}$	Stress in the reinforcement due to the bending moment $M_{Ed,max,f}$
$\sigma_{c,min,f}$	Напруження в арматурі від згинального моменту $M_{Ed,min,f}$	$\sigma_{c,min,f}$	Stress in the reinforcement due to the bending moment $M_{Ed,min,f}$
σ_s	Напруження у розтягнутій арматурі	σ_s	Stress in the tension reinforcement
$\sigma_{c,max}$	Напруження в арматурі від згинального моменту M_{max}	$\sigma_{c,max}$	Stress in the reinforcement due to the bending moment M_{max}
$\sigma_{c,max,0}$	Напруження в арматурі від згинального моменту M_{max} без урахування розтягнутого бетону	$\sigma_{c,max,0}$	Stress in the reinforcement due to the bending moment M_{max} , neglecting concrete in tension
$\sigma_{s,0}$	Напруження у розтягнутій арматурі без урахування підвищення жорсткості бетону при розтягу	$\sigma_{s,0}$	Stress in the tension reinforcement neglecting tension stiffening of concrete
τ_{Rd}	Розрахункова міцність на зсув	τ_{Rd}	Design shear strength
τ_u	Величина поздовжньої міцності на зсув комбінованої плити, визначена за випробуваннями	τ_u	Value of longitudinal shear strength of a composite slab determined from testing
$\tau_{u,Rd}$	Розрахункова поздовжня міцність на зсув комбінованої плити	$\tau_{u,Rd}$	Design value of longitudinal shear strength of a composite slab
$\tau_{u,Rk}$	Нормативна поздовжня міцність на зсув комбінованої плити	$\tau_{u,Rk}$	Characteristic value of longitudinal shear strength of a composite slab

ϕ	Діаметр (розмір) сталевого арматурного стрижня; коефіцієнт еквівалентного ударного пошкодження
ϕ^*	Діаметр (розмір) сталевого арматурного стрижня
φ_t	Коефіцієнт повзучості
$\varphi(t, t_0)$	Коефіцієнт повзучості, що визначає повзучість за проміжок часу між t і t_0 відносно пружних деформацій на 28 добу
χ	Понижувальний коефіцієнт для втрати стійкості при згині
X_{LT}	Понижувальний коефіцієнт для втрати стійкості при поперечному крученні
ψ_L	Коефіцієнт зростання повзучості

2 ОСНОВИ ПРОЕКТУВАННЯ

2.1 Вимоги

(1)Р Проектування комбінованих конструкцій повинно здійснюватись у відповідності з загальними положеннями, встановленими у EN 1990.

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

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

- проектуванням за граничними станами у поєднанні з методом коефіцієнтів надійності відповідно до EN 1990;
- діями згідно з EN 1991;
- сполученнями дій згідно з EN 1990;
- опорами, довговічністю і придатністю до експлуатації згідно з цим стандартом.

2.2 Принципи проектування за граничними станами

(1)Р Для комбінованих конструкцій повинні розглядатись відповідні стадії зведення.

2.3 Основні змінні

2.3.1 Дії і впливи навколишнього середовища

(1) Дії, що повинні застосовуватись при проектуванні, можна взяти з відповідних частин EN 1991.

ϕ	Diameter (size) of a steel reinforcing bar; damage equivalent impact factor
ϕ^*	Diameter (size) of a steel reinforcing bar
φ_t	Creep coefficient
$\varphi(t, t_0)$	Creep coefficient, defining creep between times t and t_0 , related to elastic deformation at 28 days
χ	Reduction factor for flexural buckling
X_{LT}	Reduction factor for lateral-torsional buckling
ψ_L	Creep multiplier

2 BASIS OF DESIGN

2.1 Requirements

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

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

(3) The basic requirements of EN 1990, Section 2 are deemed to be satisfied for composite 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.

2.2 Principles of limit states design

(1)P For composite structures, relevant stages in the sequence of construction shall be considered.

2.3 Basic variables

2.3.1 Actions and environmental influences

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

(2)P При перевірці сталевих настилів у якості опалубки необхідно враховувати вплив наповнення (збільшення висоти бетону внаслідок прогину настилів).

2.3.2 Характеристики матеріалів і виробів

(1) Окрім випадків, коли інше наведено у Єврокодi 4, необхідно застосовувати дії, що спричинені характером роботи бетону з плином часу, надані у EN 1992-1-1.

2.3.3 Класифікація дій

(1)P Як основні впливи повинні кваліфікуватись наступні: вплив усадки і повзучості бетону та нерівномірні зміни температури, які спричиняють внутрішні зусилля у перерізах, скривлення та поздовжні деформації в елементах; впливи, які виникають у статично визначених і статично невизначених конструкціях, коли сумісність деформацій не розглядається.

(2)P У статично визначених конструкціях основні впливи від усадки, повзучості і температури вважаються як додаткові впливи дій, сумісних із загальними впливами; такі впливи необхідно кваліфікувати як вторинні та розглядати як непрямі дії.

2.4 Перевірка за допомогою методу коефіцієнтів надійності

2.4.1 Розрахункові величини

2.4.1.1 Розрахункові значення дій

(1) Для поперечного напруження прикладанням деформацій, наприклад, домкратами на опорах коефіцієнт надійності γ_P повинен призначатись для граничних станів з урахуванням сприятливих та несприятливих дій.

Примітка. Величина γ_P може надаватись у національному додатку. Рекомендованою величиною для сприятливих та несприятливих дій є 1,0.

2.4.1.2 Розрахункові значення характеристик матеріалів або виробів

(1)P Якщо не вимагається визначення міцності за вищими значеннями, то коефіцієнти надійності повинні застосовуватись до нижніх нормативних (характеристичних) або номінальних значень міцності.

(2)P In verification for steel sheeting as shuttering, account shall be taken of the ponding effect (increased depth of concrete due to the deflection of the sheeting).

2.3.2 Material and product properties

(1) Unless otherwise given by Eurocode 4, actions caused by time-dependent behaviour of concrete should be obtained from EN 1992-1-1.

2.3.3 Classification of actions

(1)P The effects of shrinkage and creep of concrete and non-uniform changes of temperature result in internal forces in cross sections, and curvatures and longitudinal strains in members; the effects that occur in statically determinate structures, and in statically indeterminate structures when compatibility of the deformations is not considered, shall be classified as primary effects.

(2)P In statically indeterminate structures the primary effects of shrinkage, creep and temperature are associated with additional action effects, such that the total effects are compatible; these shall be classified as secondary effects and shall be considered as indirect actions.

2.4 Verification by the partial factor method

2.4.1 Design values

2.4.1.1 Design values of actions

(1) For pre-stress by controlled imposed deformations, e.g. by jacking at supports, the partial safety factor γ_P should be specified for ultimate limit states, taking into account favourable and unfavourable effects.

Note: Values for γ_P may be given in the National Annex. The recommended value for both favourable and unfavourable effects is 1,0.

2.4.1.2 Design values of material or product properties

(1)P Unless an upper estimate of strength is required, partial factors shall be applied to lower characteristic or nominal strengths.

(2)P Для бетону необхідно застосовувати коефіцієнт надійності γ_C . Розрахункова міцність на стиск повинна визначатись як:

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_C, \quad (2.1)$$

де нормативне значення f_{ck} необхідно приймати згідно з EN 1992-1-1, 3.1 для звичайного бетону та EN 1992-1-1, 11.3 для бетону на легких заповнювачах.

Примітка. Величини γ_C відповідають EN 1992-1-1.

(3)P Для сталевий арматури необхідно застосовувати коефіцієнт надійності γ_S .

Примітка. Величини γ_S відповідають EN 1992-1-1.

(4)P Для сталевий прокату, профнастилу та з'єднувальних елементів необхідно застосовувати коефіцієнт надійності γ_M . Якщо інше не встановлено, то для сталевий прокату необхідно застосовувати коефіцієнт надійності γ_{M0} .

Примітка. Величини γ_M відповідають EN 1993.

(5)P Для зсувних з'єднань необхідно застосовувати коефіцієнт надійності γ_V .

Примітка. Величина γ_V може надаватись у національному додатку. Рекомендованою величиною γ_V є 1,25.

(6)P При поздовжньому зсуві комбінованих плит будівель необхідно застосовувати коефіцієнт надійності γ_{VS} .

Примітка. Величина γ_{VS} може надаватись у національному додатку. Рекомендованою величиною γ_{VS} є 1,25.

(7)P При перевірці на втому стрижнів з головками для будівель необхідно застосовувати коефіцієнти надійності γ_{Mf} і $\gamma_{Mf,s}$.

Примітка. Величина γ_{Mf} відповідає використаній у відповідних частинах EN 1993. Величина $\gamma_{Mf,s}$ може надаватись у національному додатку. Рекомендованою величиною $\gamma_{Mf,s}$ є 1,0.

2.4.1.3 Розрахункові величини геометричних даних

(1) Геометричні дані для поперечних перерізів і систем можна приймати за стандартами на виробу hEN або робочими кресленнями та розглядати як номінальні значення.

2.4.1.4 Розрахунковий опір

(1)P Для комбінованих конструкцій розрахункові опори повинні визначатись згідно з EN 1990, вирази (6.6a) або (6.6c).

(2)P For concrete, a partial factor γ_C shall be applied. The design compressive strength shall be given by:

where the characteristic value f_{ck} shall be obtained by reference to EN 1992-1-1, 3.1 for normal concrete and to EN 1992-1-1, 11.3 for lightweight concrete.

Note: The value for γ_C is that used in EN 1992-1-1.

(3)P For steel reinforcement, a partial factor γ_S shall be applied.

Note: The value for γ_S is that used in EN 1992-1-1.

(4)P For structural steel, steel sheeting and steel connecting devices, partial factors γ_M shall be applied. Unless otherwise stated, the partial factor for structural steel shall be taken as γ_{M0} .

Note: Values for γ_M are those given in EN 1993.

(5)P For shear connection, a partial factor γ_V shall be applied.

Note: The value for γ_V may be given in the National Annex. The recommended value for γ_V is 1,25.

(6)P For longitudinal shear in composite slabs for buildings, a partial factor γ_{VS} shall be applied.

Note: The value for γ_{VS} may be given in the National Annex. The recommended value for γ_{VS} is 1,25.

(7)P For fatigue verification of headed studs in buildings, partial factors γ_{Mf} and $\gamma_{Mf,s}$ shall be applied.

Note: The value for γ_{Mf} is that used the relevant Parts of EN 1993. The value for $\gamma_{Mf,s}$ may be given in the National Annex. The recommended value for $\gamma_{Mf,s}$ is 1,0.

2.4.1.3 Design values of geometrical data

(1) Geometrical data for cross-sections and systems may be taken from product standards hEN or drawings for the execution and treated as nominal values.

2.4.1.4 Design resistances

(1)P For composite structures, design resistances shall be determined in accordance with EN 1990, expression (6.6a) or expression (6.6c).

2.4.2 Сполучення дій

(1) Загальні параметри сполучення дій наведені у розділі 6 EN 1990.

Примітка. Для будівель правила комбінації дій можуть надаватись у національних додатках до додатка А EN 1990.

2.4.3 Перевірка статичної рівноваги (EQU)

(1) Вираження надійності при перевірці статичної рівноваги для будівель, як це описано у EN 1990, таблиця А.1.2(а), також застосовується для еквівалентних розрахункових випадків (EQU), наприклад, для розрахунку анкерних пристроїв або перевірки на підйом опор нерозрізних балок.

3 МАТЕРІАЛИ

3.1 Бетон

(1)Р Якщо інше не визначено у Єврокодї 4, характеристики повинні визначатись через посилання на EN 1992-1-1, 3.1 для звичайного бетону та EN 1992-1-1, 11.3 – для бетону на легких заповнювачах.

(2) Цей розділ EN 1994 не поширюється на проектування комбінованих конструкцій з бетону класів міцності нижче C20/25 і LC20/22 та вище ніж C60/75 і LC60/66.

(3) Усадка бетону повинна визначатись з урахуванням вологості навколишнього середовища, розмірів елемента і складу бетону.

(4) Якщо у будівлях враховується комбінована дія, то впливами внутрішньої усадки можна знехтувати при визначенні напружень і деформацій.

Примітка. Досвід показує, що величини деформацій усадки, наведені у EN 1992-1-1, можуть давати завищені впливи усадки у комбінованих конструкціях. Значення усадки бетону можуть вказуватись у національному додатку. Рекомендовані значення для комбінованих конструкцій будівель наведено у додатку С.

3.2 Арматурна сталь

(1) Характеристики приймаються згідно з EN 1992-1-1, 3.2.

(2) Для комбінованих конструкцій розрахункове значення модуля пружності може дорівнювати значенню для конструкційного профілю, наведеному у EN 1993-1-1, 3.2.6.

2.4.2 Combination of actions

(1) The general formats for combinations of actions are given in EN 1990, Section 6.

Note: For buildings, the combination rules may be given in the National Annex to Annex A of EN 1990.

2.4.3 Verification of static equilibrium (EQU)

(1) The reliability format for the verification of static equilibrium for buildings, as described in EN 1990, Table A1.2(A), also applies to design situations equivalent to (EQU), e.g. for the design of hold down anchors or the verification of uplift of bearings of continuous beams.

3 MATERIALS

3.1 Concrete

(1) Unless otherwise given by Eurocode 4, properties should be obtained by reference to EN 1992-1-1, 3.1 for normal concrete and to EN 1992-1-1, 11.3 for lightweight concrete.

(2) This Part of EN 1994 does not cover the design of composite structures with concrete strength classes lower than C20/25 and LC20/22 and higher than C60/75 and LC60/66.

(3) Shrinkage of concrete should be determined taking account of the ambient humidity, the dimensions of the element and the composition of the concrete.

(4) Where composite action is taken into account in buildings, the effects of autogenous shrinkage may be neglected in the determination of stresses and deflections.

Note: Experience shows that the values of shrinkage strain given in EN 1992-1-1 can give overestimates of the effects of shrinkage in composite structures. Values for shrinkage of concrete may be given in the National Annex. Recommended values for composite structures for buildings are given in Annex C.

3.2 Reinforcing steel

(1) Properties should be obtained by reference to EN 1992-1-1, 3.2.

(2) For composite structures, the design value of the modulus of elasticity E_s may be taken as equal to the value for structural steel given in EN 1993-1-1, 3.2.6.

3.3 Конструкційна сталь

(1) Характеристики приймаються згідно з EN 1993-1-1, 3.1 та 3.2.

(2) Положення цього розділу EN 1994 застосовуються для конструкційної сталі з номінальним опором на границі текучості не більше ніж 460 Н/мм².

3.4 З'єднувальні елементи

3.4.1 Загальні вимоги

(1) Необхідно застосовувати вимоги EN 1993-1-8 для елементів кріплення та витратних матеріалів для зварювання.

3.4.2 З'єднувальні елементи на зсув у вигляді стрижнів з головками

(1) Застосовується EN 13918.

3.5 Профільовані сталеві настили для комбінованих плит споруд

(1) Характеристики необхідно приймати згідно з EN 1993-1-1, 3.1 та 3.2.

(2) Положення цього розділу EN 1994 застосовуються для проектування комбінованих плит з профільованих сталевих настилів, виготовлених із сталі згідно з EN 10025, холодноформованих сталевих листів згідно з EN 10149-2 або EN 10149-3 або гальванізованих листів згідно з EN 10147.

Примітка. Мінімальна величина номінальної товщини t сталевих листів може встановлюватись у національному додатку. Рекомендується мінімальна товщина 0,70 мм.

4 ДОВГОВІЧНІСТЬ

4.1 Загальні положення

(1) Необхідно дотримуватись вимог відповідних положень, наведених у EN 1990, EN 1992 та EN 1993.

(2) Конструювання зсувних з'єднань необхідно здійснювати згідно з 6.6.5.

4.2 Профільовані сталеві настили для комбінованих плит споруд

(1)Р Відкриті поверхні сталевих настилів повинні бути достатньо захищеними від впливу особливих атмосферних умов.

(2) Цинкове покриття, у разі необхідності, повинно задовольняти вимоги EN 10147 або відповідних діючих стандартів.

3.3 Structural steel

(1) Properties should be obtained by reference to EN 1993-1-1, 3.1 and 3.2.

(2) The rules in this Part of EN 1994 apply to structural steel of nominal yield strength not more than 460 N/mm².

3.4 Connecting devices

3.4.1 General

(1) Reference should be made to EN 1993-1-8 for requirements for fasteners and welding consumables.

3.4.2 Headed stud shear connectors

(1) Reference should be made to EN 13918.

3.5 Profiled steel sheeting for composite slabs in buildings

(1) Properties should be obtained by reference to EN 1993-1-3, 3.1 and 3.2.

(2) The rules in this Part of EN 1994 apply to the design of composite slabs with profiled steel sheets manufactured from steel in accordance with EN 10025, cold formed steel sheet in accordance with EN 10149-2 or EN 10149-3 or galvanised steel sheet in accordance with EN 10147.

Note: The minimum value for the nominal thickness t of steel sheets may be given in the National Annex. The recommended value is 0,70 mm.

4 DURABILITY

4.1 General

(1) The relevant provisions given in EN 1990, EN 1992 and EN 1993 should be followed.

(2) Detailing of the shear connection should be in accordance with 6.6.5.

4.2 Profiled steel sheeting for composite slabs in buildings

(1)P The exposed surfaces of the steel sheeting shall be adequately protected to resist the particular atmospheric conditions.

(2) A zinc coating, if specified, should conform to the requirements of EN 10147 or with relevant standards in force.

(3) Цинкове покриття загальною масою 275 г/м² (з обох сторін) може застосовуватись для внутрішніх перекриттів у неагресивному середовищі, але технічні вимоги можуть змінюватись залежно від умов експлуатації.

5 КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗРАХУНОК

5.1 Конструктивне моделювання для розрахунку

5.1.1 Конструктивне моделювання і основні передумови

(1)Р Конструктивна модель та основні передумови повинні визначатись у відповідності з EN 1990, 5.1.1 і відображати передбачений характер роботи поперечних перерізів, елементів, вузлів та опор.

(2) Розділ 5 застосовується для комбінованих конструкцій, у яких більшість конструктивних елементів і з'єднань є комбінованими або із конструкційної сталі. Якщо характер роботи конструкції в значній мірі відповідає роботі залізобетонної або попередньо напруженої залізобетонної конструкції з незначною часткою комбінованих елементів, загальний розрахунок, зазвичай, здійснюється згідно з EN 1992-1-1.

(3) Розрахунок комбінованих плит із профільованих сталевих настилів у будівлях необхідно виконувати згідно з розділом 9.

5.1.2 Моделювання з'єднань

(1) Впливами характеру роботи з'єднань на розподіл внутрішніх сил та моментів у межах конструкції та на загальні деформації конструкції, як правило, можна знехтувати, але якщо такі впливи значні (такі як у напівжорстких з'єднаннях), їх необхідно враховувати (розділ 8 та EN 1993-1-8).

(2) Для визначення необхідності врахування характеру роботи з'єднань при розрахунку можна проаналізувати наступні відмінності між трьома моделями з'єднань (8.2 та EN 1993-1-8, 5.1.1):

- просте (розрізне), у якому можна припустити, що з'єднання не передає згинальні моменти;
- нерозрізне (жорстке), у якому можна припустити, що жорсткість і/або міцність з'єднання дає повну нерозривність елемента при розрахунку;

(3) A zinc coating of total mass 275 g/m² (including both sides) is sufficient for internal floors in a non-aggressive environment, but the specification may be varied depending on service conditions.

5 STRUCTURAL ANALYSIS

5.1 Structural modelling for analysis

5.1.1 Structural modelling and basic assumptions

(1)P The structural model and basic assumptions shall be chosen in accordance with EN 1990, 5.1.1 and shall reflect the anticipated behaviour of the cross-sections, members, joints and bearings.

(2) Section 5 is applicable to composite structures in which most of the structural members and joints are either composite or of structural steel. Where the structural behaviour is essentially that of a reinforced or pre-stressed concrete structure, with only a few composite members, global analysis should be generally in accordance with EN 1992-1-1.

(3) Analysis of composite slabs with profiled steel sheeting in buildings should be in accordance with Section 9.

5.1.2 Joint modeling

(1) The effects of the behavior of the joints on the distribution of internal forces and moments within a structure, and on the overall deformations of the structure, may generally be neglected, but where such effects are significant (such as in the case of semicontinuous joints) they should be taken into account, see Section 8 and EN 1993-1-8.

(2) To identify whether the effects of joint behavior on the analysis need be taken into account, a distinction may be made between three joint models as follows, see 8.2 and EN 1993-1-8, 5.1.1:

- simple, in which the joint may be assumed not to transmit bending moments;
- continuous, in which the stiffness and/or resistance of the joint allow full continuity of the members to be assumed in the analysis;

- напівжорстке, у якому характер роботи з'єднання необхідно враховувати у розрахунку.

(3) Для будівель вимоги для різних типів з'єднань наведено у розділі 8 та у EN 1993-1-8.

5.1.3 Взаємодія системи "основа-споруда"

(1)P Якщо деформаційні властивості опор є значними, то їх необхідно враховувати при розрахунку.

Примітка. У EN 1997 наведено вказівки для розрахунку взаємодії "основа-споруда"

5.2 Конструктивна стійкість

5.2.1 Впливи деформованої схеми конструкції

(1) Впливи дій можуть, зазвичай, визначатись з використанням:

- розрахунку першого порядку з використанням початкової геометрії конструкції,
- розрахунку другого порядку з урахуванням впливу деформації конструкції.

(2)P Впливи деформованої схеми (впливи другого порядку) повинні враховуватись, якщо вони суттєво збільшують впливи дій або значно міняють характер роботи конструкції.

(3) Розрахунок першого порядку застосовується, коли зростання відповідних внутрішніх сил або моментів, спричинене деформаціями, отриманими при розрахунку першого порядку, є меншим ніж 10 %. Можна припускати, що ця умова виконується, якщо задовольняється наступний критерій:

$$\alpha_{cr} \geq 10, \quad (5.1)$$

де α_{cr} – коефіцієнт, за якого розрахункове навантаження повинно зрости до величини, що спричинить пружну втрату стійкості.

(4)P При визначенні жорсткості конструкції необхідно вводити запас, що враховує утворення тріщин, повзучість бетону та характер роботи з'єднань.

5.2.2 Методи розрахунку для споруд

(1) Плоскі рами із колон та балок можна перевіряти на горизонтальний зсув за розрахунком першого порядку, якщо критерій (5.1) задовольняється для кожного поверху. Для таких конструкцій α_{cr} може визначатись за виразом,

- semi-continuous, in which the behavior of the joint needs to be taken into account in the analysis.

(3) For buildings, the requirements of the various types of joint are given in Section 8 and in EN 1993-1-8.

5.1.3 Ground-structure interaction

(1)P Account shall be taken of the deformation characteristics of the supports where significant.

Note: EN 1997 gives guidance for calculation of soil-structure interaction.

5.2 Structural stability

5.2.1 Effects of deformed geometry of the structure

(1) The action effects may generally be determined using either:

- first-order analysis, using the initial geometry of the structure
- second-order analysis, taking into account the influence of the deformation of the structure.

(2)P The effects of the deformed geometry (second-order effects) shall be considered if they increase the action effects significantly or modify significantly the structural behaviour.

(3) First-order analysis may be used if the increase of the relevant internal forces or moments caused by the deformations given by first-order analysis is less than 10 %. This condition may be assumed to be fulfilled if the following criterion is satisfied:

where: α_{cr} is the factor by which the design loading would have to be increased to cause elastic instability.

(4)P In determining the stiffness of the structure, appropriate allowances shall be made for cracking and creep of concrete and for the behaviour of the joints.

5.2.2 Methods of analysis for buildings

(1) Beam-and-column type plane frames may be checked for sway mode failure with first-order analysis if the criterion (5.1) is satisfied for each storey. In these structures α_{cr} may be calculated using the expression given in EN 1993-1-1,

наведеним у 1993-1-1, 5.2.1(4), якщо осьовий стиск у балках незначний і зроблено відповідні допуски на утворення тріщин у бетоні (див. 5.4.2.3), повзучість бетону (див. 5.4.2.2) та характер роботи з'єднань (див. 8.2 та EN 1993-1-8, 5.1).

(2) Впливи другого порядку можна врахувати опосередковано при застосуванні розрахунку першого порядку з відповідним коефіцієнтом збільшення.

(3) Якщо впливи другого порядку в окремих елементах та відповідні дефекти елементів повністю враховуються у загальному розрахунку споруди, то виконувати перевірку стійкості окремих елементів не обов'язково.

(4) Якщо впливи другого порядку в окремих елементах або відповідні дефекти окремих елементів (наприклад, згинальна і/або крутильно-поперечна втрата стійкості) повністю не враховуються у загальному розрахунку, то необхідно виконувати перевірку стійкості окремих елементів на впливи, що не враховані у загальному розрахунку.

(5) Якщо у загальному розрахунку не враховуються крутильно-поперечні впливи, то міцність комбінованої балки на крутильно-поперечну втрату стійкості можна перевіряти згідно з 6.4.

(6) Стійкість на поздовжній згин комбінованих колон та комбінованих стиснутих елементів можна перевіряти одним із наступних методів:

а) загальним розрахунком згідно з 5.2.2(3), перевіряючи міцність поперечного перерізу відповідно до 6.7.3.6 або 6.7.3.7;

б) розрахунком окремих елементів згідно з 6.7.3.4 з урахуванням крайніх моментів та сил із загального розрахунку споруди включно із загальними впливами другого порядку та відповідними загальними неточностями. Розрахунок елемента повинен враховувати впливи другого порядку в елементі і відповідні дефекти елемента (див. 5.3.2.3) з перевіркою міцності поперечного перерізу відповідно до 6.7.3.6 або 6.7.3.7;

с) для центрально стиснутих елементів при використанні кривих втрати стійкості для визначення впливів другого порядку в елементах та дефектах елементів (див. 6.7.3.5). Така перевірка повинна враховувати крайні моменти та сили із загального розрахунку споруди,

5.2.1(4), provided that the axial compression in the beams is not significant and appropriate allowances are made for cracking of concrete, see 5.4.2.3, creep of concrete, see 5.4.2.2 and for the behaviour of the joints, see 8.2 and EN 1993-1-8, 5.1.

(2) Second-order effects may be included indirectly by using a first-order analysis with appropriate amplification.

(3) If second-order effects in individual members and relevant member imperfections are fully accounted for in the global analysis of the structure, individual stability checks for the members are unnecessary.

(4) If second-order effects in individual members or certain member imperfections (e.g. for flexural and/or lateral-torsional buckling) are not fully accounted for in the global analysis, the stability of individual members should be checked for the effects not included in the global analysis.

(5) If the global analysis neglects lateral-torsional effects, the resistance of a composite beam to lateral-torsional buckling may be checked using 6.4.

(6) For composite columns and composite compression members, flexural stability may be checked using one of the following methods:

(a) by global analysis in accordance with 5.2.2(3), with the resistance of cross-sections being verified in accordance with 6.7.3.6 or 6.7.3.7, or

(b) by analysis of the individual member in accordance with 6.7.3.4, taking account of end moments and forces from global analysis of the structure including global second-order effects and global imperfections when relevant. The analysis of the member should account for second-order effects in the member and relevant member imperfections, see 5.3.2.3, with the resistance of cross-sections being verified in accordance with 6.7.3.6 or 6.7.3.7, or

(c) for members in axial compression, by the use of buckling curves to account for second-order effects in the member and member imperfections, see 6.7.3.5. This verification should take account of end forces from global analysis of the structure including global second-order effects and global

включно із загальними впливами другого порядку та відповідними загальними неточностями і повинна ґрунтуватись на довжині поздовжнього згину, яка дорівнює довжині системи.

(7) Для споруд, у яких колони виконані із конструкційних сталевих профілів, стійкість можна перевіряти для окремих елементів на основі приведеної довжини поздовжнього згину згідно з EN 1993-1-1, 5.2.2(8) і 6.3.

5.3 Неточності

5.3.1 Основи

(1)P У конструктивному розрахунку необхідно вводити відповідні допуски для врахування неточностей включно з початковими напруженнями та геометричними неточностями, такими як: відхилення від вертикалі, непрямолінійність, відхилення від площини, неприлягання та несприятливі невеликі ексцентриситети, наявні у з'єднаннях ненавантажених конструкцій.

(2)P Можлива форма неточностей повинна враховувати пружну форму втрати стійкості конструкції або елемента у площині поздовжнього згину, яка розглядається, при найбільш несприятливому напрямі та формі.

5.3.2 Неточності у спорудах

5.3.2.1 Загальні положення

(1) Необхідно використовувати еквівалентні геометричні неточності (див. 5.3.2.2 і 5.3.2.3), значення яких відображають впливи загальних та місцевих неточностей, за винятком випадків, коли місцеві впливи враховані у формулі для визначення міцності при розрахунку елемента (див. 5.3.2.3).

(2) В рамках загального розрахунку неточностями елемента у комбінованій конструкції можна знехтувати, якщо згідно з 5.2.1(2) можна застосувати розрахунок першого порядку. За необхідності застосувати розрахунок другого порядку (за деформованою схемою) неточностями елемента можна знехтувати в рамках загального розрахунку, якщо:

$$\bar{\lambda} \leq 0,5 \sqrt{N_{pl,Rk} / N_{Ed}} \quad (5.2)$$

де:

$\bar{\lambda}$ – визначається за 6.7.3.3 та обчислюється для елемента за умови шарнірного обпирання на його кінцях;

imperfections when relevant, and should be based on a buckling length equal to the system length.

(7) For structures in which the columns are structural steel, stability may also be verified by member checks based on buckling lengths, in accordance with EN 1993-1-1, 5.2.2(8) and 6.3.

5.3 Imperfections

5.3.1 Basis

(1)P Appropriate allowances shall be incorporated in the structural analysis to cover the effects of imperfections, including residual stresses and geometrical imperfections such as lack of verticality, lack of straightness, lack of flatness, lack of fit and the unavoidable minor eccentricities present in joints of the unloaded structure.

(2)P The assumed shape of imperfections shall take account of the elastic buckling mode of the structure or member in the plane of buckling considered, in the most unfavourable direction and form.

5.3.2 Imperfections in buildings

5.3.2.1 General

(1) Equivalent geometric imperfections, see 5.3.2.2 and 5.3.2.3, should be used, with values that reflect the possible effects of global imperfections and of local imperfections, unless the effects of local imperfections are included in the resistance formulae for member design, see 5.3.2.3.

(2) Within a global analysis, member imperfections in composite compression members may be neglected where, according to 5.2.1(2), first-order analysis may be used. Where second-order analysis should be used, member imperfections may be neglected within the global analysis if:

where:

$\bar{\lambda}$ is defined in 6.7.3.3 and calculated for the member considered as hinged at its ends;

$N_{pl,Rk}$ – визначається за 6.7.3.3;

N_{Ed} – розрахункове значення нормальної сили.

(3) Неточності елемента необхідно завжди враховувати при перевірці стійкості в межах довжини елемента згідно з 6.7.3.4.

(4) Неточності для сталевих стиснутих елементів повинні враховуватись згідно з EN 1993-1-1, 5.3.2 та 5.3.4.

5.3.2.2 Загальні неточності

(1) Впливи неточностей необхідно допускати згідно з EN 1993-1-1, 5.3.2.

5.3.2.3 Неточності елементів

(1) Розрахункові величини еквівалентного початкового згину від неточностей для комбінованих колон і комбінованих стиснутих елементів необхідно приймати з таблиці 6.5.

(2) Для комбінованих балок, не розкріплених з площини, впливи неточностей вводяться в формули для міцності на поздовжній згин за моментом, див. 6.4.

(3) Для сталевих елементів впливи неточностей вводяться в формули для міцності на поздовжній згин за моментом, див. 1993-1-1, 6.3.

5.4 Розрахунок за впливами

5.4.1 Методи загального розрахунку

5.4.1.1 Загальні положення

(1) Дії впливів можна визначати із застосуванням загального пружного розрахунку навіть у випадку, коли міцність перерізу ґрунтується на його пластичному або нелінійному опорі.

(2) Для граничних станів за експлуатаційною придатністю повинен застосовуватись загальний пружний розрахунок з відповідними коригуваннями, що враховують впливи нелінійності, такі як утворення тріщин у бетоні.

(3) Для перевірки граничного стану за втомою повинен застосовуватись загальний пружний розрахунок.

(4)P Впливи відставання зсуву у часі та місцева втрата стійкості повинні враховуватись, якщо вони суттєво впливають на загальний розрахунок.

(5) Впливи місцевої втрати стійкості сталевих елементів на вибір методу розрахунку можуть враховуватись шляхом класифікації поперечних перерізів, див. 5.5.

$N_{pl,Rk}$ is defined in 6.7.3.3;

N_{Ed} is the design value of the normal force.

(3) Member imperfections should always be considered when verifying stability within a member's length in accordance with 6.7.3.4.

(4) Imperfections within steel compression members should be considered in accordance with EN 1993-1-1, 5.3.2 and 5.3.4.

5.3.2.2 Global imperfections

(1) The effects of imperfections should be allowed for in accordance with EN 1993-1-1, 5.3.2.

5.3.2.3 Member imperfections

(1) Design values of equivalent initial bow imperfection for composite columns and composite compression members should be taken from Table 6.5.

(2) For laterally unrestrained composite beams the effects of imperfections are incorporated within the formulae given for buckling resistance moment, see 6.4.

(3) For steel members the effects of imperfections are incorporated within the formulae given for buckling resistance, see EN 1993-1-1, 6.3.

5.4 Calculation of action effects

5.4.1 Methods of global analysis

5.4.1.1 General

(1) Action effects may be calculated by elastic global analysis, even where the resistance of a crosssection is based on its plastic or non-linear resistance.

(2) Elastic global analysis should be used for serviceability limit states, with appropriate corrections for non-linear effects such as cracking of concrete.

(3) Elastic global analysis should be used for verifications of the limit state of fatigue.

(4)P The effects of shear lag and of local buckling shall be taken into account if these significantly influence the global analysis.

(5) The effects of local buckling of steel elements on the choice of method of analysis may be taken into account by classifying cross-sections, see 5.5.

(6) Впливами місцевої втрати стійкості сталевих елементів на жорсткість можна знехтувати для нормальних комбінованих перерізів. Для перерізів класу 4 див. EN 1993-1-5, 2.2.

(7) Необхідно враховувати впливи на загальний розрахунок ковзання у болтових отворах та подібних деформацій у з'єднувальних елементах.

(8) Якщо не застосовується нелінійний розрахунок, то впливами ковзання та роздільного визначення внутрішніх сил і моментів на сполученні сталі та бетону можна знехтувати, якщо зсувні з'єднання забезпечені згідно з 6.6.

5.4.1.2 Ефективна ширина полиць при зсуві

(1)P Необхідно робити допуск на гнучкість сталевих та бетонних полиць, викликаний зсувом у їх площині (відставання зсуву), або на основі більш детального розрахунку, або з використанням фактичної ширини полиці.

(2) Впливи відставання зсуву у сталевих плоских елементах повинні враховуватись згідно з EN 1993-1-1, 5.2.1(5).

(3) Приведена ширина бетонних полиць повинна визначатись згідно з нижченаведеними положеннями.

(4) При застосуванні пружного загального розрахунку можна приймати постійну приведену ширину в межах кожного прольоту. Ця величина може прийматись як значення $b_{eff,1}$ в середині прольоту при обпиранні на двох кінцях або як $b_{eff,2}$ при консольному обпиранні.

(5) У середині прольоту або на проміжній опорі загальна приведена ширина b_{eff} (рисунок 5.1), може визначатись як:

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei}, \quad (5.3)$$

де:

b_0 – відстані між центрами виступних зсувних з'єднань;

b_{ei} – величина фактичної ширини бетонної полиці по кожному сторону стінки, яка приймається як $L_e / 8$, але не більше ніж геометрична ширина b_i . Значення b_i повинно дорівнювати відстані від виступного зсувного з'єднання до середньої точки між прилеглими стінками, відкладеної посередині висоти бетонної полиці, за винятком відкритих (крайніх) граней де b_i – відстань до відкритої грані. Довжину L_e необ-

(6) The effects of local buckling of steel elements on stiffness may be ignored in normal composite sections. For cross-sections of Class 4, see EN 1993-1-5, 2.2.

(7) The effects on the global analysis of slip in bolt holes and similar deformations of connecting devices should be considered.

(8) Unless non-linear analysis is used, the effects of slip and separation on calculation of internal forces and moments may be neglected at interfaces between steel and concrete where shear connection is provided in accordance with 6.6.

5.4.1.2 Effective width of flanges for shear lag

(1)P Allowance shall be made for the flexibility of steel or concrete flanges affected by shear in their plane (shear lag) either by means of rigorous analysis, or by using an effective width of flange.

(2) The effects of shear lag in steel plate elements should be considered in accordance with EN 1993-1-1, 5.2.1(5).

(3) The effective width of concrete flanges should be determined in accordance with the following provisions.

(4) When elastic global analysis is used, a constant effective width may be assumed over the whole of each span. This value may be taken as the value $b_{eff,1}$ at mid-span for a span supported at both ends, or the value $b_{eff,2}$ at the support for a cantilever.

(5) At mid-span or an internal support, the total effective width b_{eff} , see Figure 5.1, may be determined as:

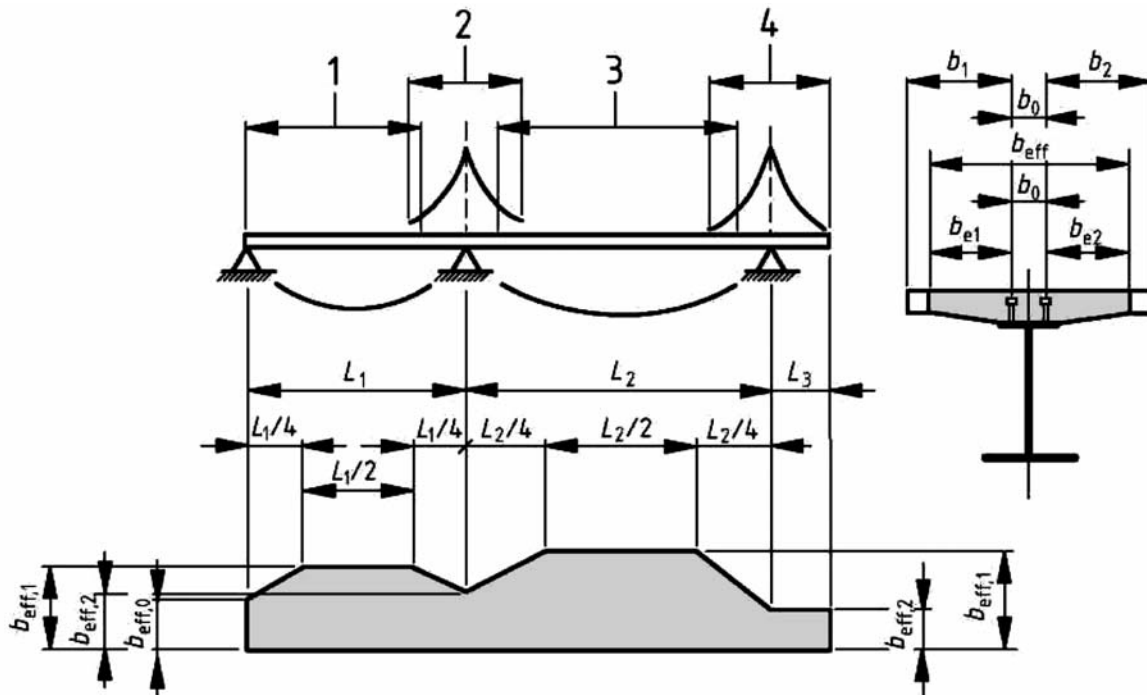
where:

b_0 is the distance between the centres of the outstand shear connectors;

b_{ei} is the value of the effective width of the concrete flange on each side of the web and taken as $L_e / 8$ but not greater than the geometric width b_i . The value b_i should be taken as the distance from the outstand shear connector to a point mid-way between adjacent webs, measured at mid-depth of the concrete flange, except that at a free edge b_i is the distance to the free edge. The length L_e should be taken as the approximate distance

хідно приймати як відповідну відстань між точками нульових моментів. Для типових нерозрізних комбінованих балок, розрахунок яких визначається згинальною епюрою моментів від різних навантажень та для консолей, L_e можна приймати, як показано на рисунку 5.1.

between points of zero bending moment. For typical continuous composite beams, where a moment envelope from various load arrangements governs the design, and for cantilevers, L_e may be assumed to be as shown in Figure 5.1.



Позначки:

- 1 – $L_e = 0,85 L_1$ для $b_{eff,1}$;
- 2 – $L_e = 0,25 (L_1 + L_2)$ для $b_{eff,2}$;
- 3 – $L_e = 0,70 L_2$ для $b_{eff,1}$;
- 4 – $L_e = 2 L_3$ для $b_{eff,2}$.

Key:

- 1 $L_e = 0,85 L_1$ for $b_{eff,1}$;
- 2 $L_e = 0,25 (L_1 + L_2)$ for $b_{eff,2}$;
- 3 $L_e = 0,70 L_2$ for $b_{eff,1}$;
- 4 $L_e = 2L_3$ for $b_{eff,2}$.

Рисунок 5.1 – Еквівалентні прольоти для фактичної ширини бетонної полиці
Figure 5.1 Equivalent spans, for effective width of concrete flange

(6) Фактичну ширину полиці на крайній опорі можна визначати як:

(6) The effective width at an end support may be determined as:

$$b_{eff} = b_0 + \sum \beta_i b_{ei}, \tag{5.4}$$

і при b_{ei}

with b_{ei}

$$\beta_i = (0,55 + 0,025 L_e / b_{ei}) \leq 1,0, \tag{5.5}$$

де:

where:

b_{ei} – фактична ширина полиці, див. (5) у середині крайнього прольоту;

b_{ei} is the effective width, see (5), of the end span at mid-span and

L_e – еквівалентний крайній проліт згідно з рисунком 5.1.

L_e is the equivalent span of the end span according to Figure 5.1.

(7) Розподіл фактичної ширини між опорами і середніми зонами прольотів можна приймати згідно з рисунком 5.1.

(7) The distribution of the effective width between supports and midspan regions may be assumed to be as shown in Figure 5.1.

(8) Якщо у будівлях на розподіл моментів впливає опір вузлів або їх жорсткість на кручення, то це необхідно враховувати при визначенні довжини L_e .

(9) Для розрахунку будівельних конструкцій b_0 можна приймати за нуль, а b_i визначати від центра стінки.

5.4.2 Лінійно-пружний розрахунок

5.4.2.1 Загальні положення

(1) Необхідно враховувати впливи тріщин у бетоні, повзучості та усадки бетону, послідовність зведення і попереднє напруження.

5.4.2.2 Усадка та повзучість

(1)P Необхідно враховувати впливи від усадки та повзучості бетону.

(2) За винятком елементів з обома комбінованими полицями впливи повзучості можна враховувати застосуванням співвідношення модулів для бетону. Відношення модулів залежить від типу навантаження (індекс L) і визначається як:

$$n_L = n_0 (1 + \psi_L \varphi_t), \quad (5.6)$$

де:

n_0 – відношення модулів E_a / E_{cm} для короткотривалого навантаження;

E_{cm} – січний модуль пружності бетону для короткотривалого навантаження згідно з EN 1992-1-1, таблиця 3.1 або таблиця 11.3.1;

φ_t – коефіцієнт повзучості (t, t_0) згідно з EN 1992-1-1, 3.1.4 або 11.3.3 у залежності від віку бетону в момент часу t , що розглядається, та віку t_0 на момент прикладання навантаження;

ψ_L – зростання повзучості залежно від типу навантаження, що приймається 1,1 для постійних навантажень, 0,55 – для основних та вторинних впливів усадки та 1,5 – для попереднього напруження прикладанням деформацій.

(3) При постійному навантаженні на комбіновані конструкції, які виконані у декілька стадій, для визначення коефіцієнта повзучості можна використовувати середнє значення t_0 . Цю умову також можна використати при попередньому напруженні шляхом прикладання деформацій, якщо вік бетону всіх стадій на момент попереднього напруження складає більше ніж 14 днів.

(8) Where in buildings the bending moment distribution is influenced by the resistance or the rotational stiffness of a joint, this should be considered in the determination of the length L_e .

(9) For analysis of building structures, b_0 may be taken as zero and b_i measured from the centre of the web.

5.4.2 Linear elastic analysis

5.4.2.1 General

(1) Allowance should be made for the effects of cracking of concrete, creep and shrinkage of concrete, sequence of construction and prestressing.

5.4.2.2 Creep and shrinkage

(1)P Appropriate allowance shall be made for the effects of creep and shrinkage of concrete.

(2) Except for members with both flanges composite, the effects of creep may be taken into account by using modular ratios n_L for the concrete. The modular ratios depending on the type of loading (subscript L) are given by:

where:

n_0 is the modular ratio E_a / E_{cm} for short-term loading;

E_{cm} is the secant modulus of elasticity of the concrete for short-term loading according to EN 1992-1-1, Table 3.1 or Table 11.3.1;

φ_t is the creep coefficient (t, t_0) according to EN 1992-1-1, 3.1.4 or 11.3.3, depending on the age t of concrete at the moment considered and the age t_0 at loading;

ψ_L is the creep multiplier depending on the type of loading, which be taken as 1,1 for permanent loads, 0,55 for primary and secondary effects of shrinkage and 1,5 for prestressing by imposed deformations.

(3) For permanent loads on composite structures cast in several stages one mean value t_0 may be used for the determination of the creep coefficient. This assumption may also be used for prestressing by imposed deformations, if the age of all of the concrete in the relevant spans at the time of pre-stressing is more than 14 days.

(4) Для усадки вік при навантаженні повинен прийматись, як правило, один день.

(5) При застосуванні збірних плит або якщо попереднє напруження бетону плит виконано до набуття роботоспроможності зсувними з'єднаннями, необхідно застосовувати коефіцієнт повзучості та величину усадки від часу, коли настає комбінована робота.

(6) Якщо розподіл згинальних моментів в момент t_0 суттєво змінюється внаслідок повзучості, наприклад, у нерозрізних балках змішаної конструкції з комбінованими та некомбінованими прольотами, необхідно враховувати впливи повзучості другого порядку, що залежать від часу, за винятком загального розрахунку за граничним станом для елементів з усіма перерізами класу 1 або 2. Для залежних від часу вторинних впливів відношення модулів можна визначати з коефіцієнтом повзучості ψ_L 0,55.

(7) Відповідним чином повинні враховуватись початкові та вторинні впливи, спричинені усадкою та повзучістю бетону полиці. Впливами усадки та повзучості можна знехтувати при перевірці граничних станів, окрім за втомою, для комбінованих елементів з усіма перерізами 1-го або 2-го класів, у яких не вимагається урахування втрати стійкості від поперечного кручення для II групи граничних станів, див. розділ 7.

(8) У зонах, де передбачається поява тріщин у бетоні плити, початковими впливами усадки можна знехтувати при розрахунку вторинних впливів.

(9) Для комбінованих колон і стиснутих елементів необхідно враховувати впливи повзучості згідно з 6.7.2(7).

(10) При комбінованій дії та двох полицях без тріщин (наприклад, у випадку попереднього напруження) впливи повзучості та усадки повинні визначатись більш точними методами.

(11) Для спрощення у конструкціях будівель, які задовольняють вираз (5.1) або 5.2.2(1), і які не передбачаються для складів або не напружуються прикладанням деформацій, впливи повзучості у комбінованих балках можуть враховуватись заміною площі бетону A_c на приведені еквівалентні площі сталі A_c / n для короткотривалих і довготривалих навантажень,

(4) For shrinkage, the age at loading should generally be assumed to be one day.

(5) Where prefabricated slabs are used or when pre-stressing of the concrete slab is carried out before the shear connection has become effective, the creep coefficient and the shrinkage values from the time when the composite action becomes effective should be used.

(6) Where the bending moment distribution at t_0 is significantly changed by creep, for example in continuous beams of mixed structures with both composite and non-composite spans, the time-dependent secondary effects due to creep should be considered, except in global analysis for the ultimate limit state for members where all cross-sections are in Class 1 or 2. For the time-dependent secondary effects the modular ratio may be determined with a creep multiplier ψ_L of 0,55.

(7) Appropriate account should be taken of the primary and secondary effects caused by shrinkage and creep of the concrete flange. The effects of creep and shrinkage of concrete may be neglected in analysis for verifications of ultimate limit states other than fatigue, for composite members with all cross-sections in Class 1 or 2 and in which no allowance for lateral-torsional buckling is necessary for serviceability limit states, see Section 7.

(8) In regions where the concrete slab is assumed to be cracked, the primary effects due to shrinkage may be neglected in the calculation of secondary effects.

(9) In composite columns and compression members, account should be taken of the effects of creep in accordance with 6.7.2(7).

(10) For double composite action with both flanges un-cracked (e.g. in case of pre-stressing) the effects of creep and shrinkage should be determined by more accurate methods.

(11) For simplification in structures for buildings that satisfy expression (5.1) or 5.2.2(1), are not mainly intended for storage and are not pre-stressed by controlled imposed deformations, the effects of creep in composite beams may be taken into account by replacing concrete areas A_c by effective equivalent steel areas A_c / n for both short-term and long-term loading, where n is the

де n – номінальне відношення модулів, що відповідає фактичному модулю пружності бетону $E_{c,eff}$, прийнятому як $E_{cm} / 2$.

5.4.2.3 Впливи тріщин бетону

(1)Р Необхідно враховувати впливи від утворення тріщин у бетоні.

(2) Для визначення впливів тріщин у бетоні полиць комбінованих балок можна застосовувати нижченаведені методи. Огинаюча крива внутрішніх сил і моментів для нормативних сполучень (EN 1990, 6.5.3) з урахуванням довготривалих дій повинна визначатись із використанням жорсткості $E_a I_1$ перерізів без тріщин. Такий підхід називається "розрахунок без тріщин". У зонах, де напруження розтягу у крайніх фібрах бетону, викликані загальними впливами, перевищують у два рази міцність f_{ctm} або f_{1ctm} , див EN 1992-1-1, таблиця 3.1 або таблиця 11.3.1, жорсткість повинні зменшуватись до $E_a I_2$, див 1.5.2.12. Такий розподіл жорсткостей може використовуватись для граничних станів I і II груп. Після цього повторним розрахунком визначається новий розподіл внутрішніх сил, моментів і деформацій, за необхідності. Такий підхід називається "розрахунок з тріщинами".

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

(4) Вплив тріщин у бетоні на згинальну жорсткість комбінованих колон і стиснутих елементів повинен визначатись згідно з 6.7.3.4.

(5) У будівлях внесок будь-яких оболонок у роботу балки може визначатись з використанням середньої жорсткості з тріщинами і без тріщин у оболонці. Стиснута зона бетону може визначатись при пластичному розподілі напружень.

nominal modular ratio corresponding to an effective modulus of elasticity for concrete $E_{c,eff}$ taken as $E_{cm} / 2$.

5.4.2.3 Effects of cracking of concrete

(1)P Appropriate allowance shall be made for the effects of cracking of concrete.

(2) The following method may be used for the determination of the effects of cracking in composite beams with concrete flanges. First the envelope of the internal forces and moments for the characteristic combinations, see EN 1990, 6.5.3, including long-term effects should be calculated using the flexural stiffness $E_a I_1$ of the un-cracked sections. This is defined as "un-cracked analysis". In regions where the extreme fibre tensile stress in the concrete due to the envelope of global effects exceeds twice the strength f_{ctm} or f_{1ctm} , see EN1992-1-1, Table 3.1 or Table 11.3.1, the stiffness should be reduced to $E_a I_2$, see 1.5.2.12. This distribution of stiffness may be used for ultimate limit states and for serviceability limit states. A new distribution of internal forces and moments, and deformation if appropriate, is then determined by reanalysis. This is defined as "cracked analysis".

(3) For continuous composite beams with the concrete flanges above the steel section and not prestressed, including beams in frames that resist horizontal forces by bracing, the following simplified method may be used. Where all the ratios of the length of adjacent continuous spans (shorter/longer) between supports are at least 0,6, the effect of cracking may be taken into account by using the flexural stiffness $E_a I_2$ over 15 % of the span on each side of each internal support, and as the un-cracked values $E_a I_1$ elsewhere.

(4) The effect of cracking of concrete on the flexural stiffness of composite columns and compression members should be determined in accordance with 6.7.3.4.

(5) In buildings, the contribution of any encasement to a beam may be determined by using the average of the cracked and un-cracked stiffness of the encasement. The area of concrete in compression may be determined from the plastic stress distribution.

5.4.2.4 Стадії та послідовність зведення

(1)P Необхідно виконувати відповідний аналіз для врахування впливів стадійності будівництва, враховуючи, за необхідності, окремо впливи дій, прикладених до сталевих профілів та до повністю або частково комбінованих елементів.

(2) Впливами послідовності будівництва можна знехтувати у розрахунках за граничними станами, окрім втоми, якщо всі поперечні перерізи комбінованих елементів класу 1 або 2, і для яких нема потреби враховувати можливість втрати стійкості від поперечного кручення.

5.4.2.5 Впливи температури

(1) Необхідно враховувати впливи температури згідно з EN 1991-1-5.

(2) Зазвичай, впливами температури можна знехтувати у розрахунках за граничними станами, окрім втоми, якщо всі поперечні перерізи комбінованих елементів класу 1 або 2, і для яких нема потреби враховувати можливість втрати стійкості від поперечного кручення.

5.4.2.6 Попереднє напруження шляхом контрольованого прикладання деформацій

(1)P Якщо застосовується попереднє напруження прикладанням деформацій (наприклад, домкратами на опорах), впливи можливих відхилень від передбачених значень деформацій і жорсткостей на внутрішні моменти і сили необхідно враховувати у розрахунку за граничними станами I і II груп.

(2) Якщо не застосовується більш точний метод визначення внутрішніх моментів і сил, то нормативні значення непрямих дій, спричинених прикладеними деформаціями, можуть визначатись із використанням нормативних або номінальних значень характеристик матеріалів та деформацій, якщо прикладені деформації контролюються.

5.4.3 Загальний нелінійний розрахунок

(1) Нелінійний розрахунок належить застосовувати згідно з EN 1992-1-1, 5.7 та EN 1993-1-1, 5.4.3.

(2)P Необхідно враховувати характер роботи зсувних з'єднань.

(3)P Впливи деформованої схеми конструкції необхідно враховувати відповідно до 5.2.

5.4.2.4 Stages and sequence of construction

(1)P Appropriate analysis shall be made to cover the effects of staged construction including where necessary separate effects of actions applied to structural steel and to wholly or partially composite members.

(2) The effects of sequence of construction may be neglected in analysis for ultimate limit states other than fatigue, for composite members where all cross-sections are in Class 1 or 2 and in which no allowance for lateral-torsional buckling is necessary.

5.4.2.5 Temperature effects

(1) Account should be taken of effects due to temperature in accordance with EN 1991-1-5.

(2) Temperature effects may normally be neglected in analysis for the ultimate limit states other than fatigue, for composite members where all cross-sections are in Class 1 or Class 2 and in which no allowance for lateral-torsional buckling is necessary.

5.4.2.6 Pre-stressing by controlled imposed deformations

(1)P Where pre-stressing by controlled imposed deformations (e.g. jacking of supports) is provided, the effects of possible deviations from the assumed values of imposed deformations and stiffness on the internal moments and forces shall be considered for analysis of ultimate and serviceability limit states.

(2) Unless a more accurate method is used to determine internal moments and forces, the characteristic values of indirect actions due to imposed deformations may be calculated with the characteristic or nominal values of properties of materials and of imposed deformation, if the imposed deformations are controlled.

5.4.3 Non-linear global analysis

(1) Non-linear analysis may be used in accordance with EN 1992-1-1, 5.7 and EN 1993-1-1, 5.4.3.

(2)P The behaviour of the shear connection shall be taken into account.

(3)P Effects of the deformed geometry of the structure should be taken into account in accordance with 5.2.

5.4.4 Лінійно-пружний розрахунок з обмеженим перерозподілом у спорудах

(1) Якщо забезпечені умови, за яких впливи другого порядку можна не враховувати, то для перевірки граничних станів, окрім за втомою, нерозрізних балок і рам можна застосовувати лінійно-пружний розрахунок з обмеженим перерозподілом.

(2) Розподіл згинальних моментів, отриманий при загальному лінійно-пружному розрахунку згідно з 5.4.2, можна перерозподіляти шляхом забезпечення рівноваги і з урахуванням впливів нелінійного характеру роботи матеріалів та всіх типів втрати стійкості.

(3) Згинальні моменти, визначені лінійно-пружним розрахунком, можуть перерозподілятися для:

- a) комбінованих балок з повним або частковим з'єднанням на зсув, як наведено у (4)...(7);
- b) сталевих елементів згідно з EN 1993-1-1, 5.4.1(4);
- c) для залізобетонних елементів, що переважно зазнають згину згідно з EN 1992-1-1, 5.5;
- d) балки з частково змонтованою опалубкою без бетону або комбінованої балки відповідно до (b) або (c), у залежності від того, який згинальний момент є більш обмежувальним.

(4) Для перевірки граничних станів, окрім за втомою, пружні згинальні моменти у комбінованих балках можна модифікувати згідно з (5)...(7) якщо:

- балка є нерозрізним комбінованим елементом або частиною рами, у якій горизонтальні зусилля сприймаються в'язями;
- балка з'єднана жорсткими і рівномірними вузлами або одним жорстким та іншим шарнірним вузлом;
- балка з частково змонтованою опалубкою і задано, що несуча здатність за кутом повороту є достатньою для прийнятого перерозподілу, або можна знехтувати внеском залізобетонної опалубки на стиск при визначенні несучої здатності за моментом перерізу, в якому згинальний момент зменшується;
- кожний проліт має рівномірну висоту;
- нема потреби враховувати втрату стійкості від поперечного кручення.

5.4.4 Linear elastic analysis with limited redistribution for buildings

(1) Provided that second-order effects need not be considered, linear elastic analysis with limited redistribution may be applied to continuous beams and frames for verification of limit states other than fatigue.

(2) The bending moment distribution given by a linear elastic global analysis according to 5.4.2 may be redistributed in a way that satisfies equilibrium and takes account of the effects of inelastic behaviour of materials, and all types of buckling.

(3) Bending moments from a linear elastic analysis may be redistributed:

- a) in composite beams with full or partial shear connection as given in (4)...(7);
- b) in steel members in accordance with EN 1993-1-1, 5.4.1(4);
- c) in concrete members subject mainly to flexure in accordance with EN 1992-1-1, 5.5;
- d) in partially-encased beams without a concrete or composite slab, in accordance with (b) or (c), whichever is the more restrictive.

(4) For ultimate limit state verifications other than for fatigue, the elastic bending moments in composite beams may be modified according to (5) – (7) where:

- the beam is a continuous composite member, or part of a frame that resists horizontal forces by bracing;
- the beam is connected by rigid and full-strength joints, or by one such joint and one nominally-pinned joint;
- for a partially-encased composite beam, either it is established that rotation capacity is sufficient for the degree of redistribution adopted, or the contribution of the reinforced concrete encasement in compression is neglected when calculating the resistance moment at sections where the bending moment is reduced;
- each span is of uniform depth and
- no allowance for lateral-torsional buckling is necessary.

(5) У випадках застосування (4), згинальні моменти у комбінованих балках, визначені загальним лінійно-пружним розрахунком, можна модифікувати:

- шляхом зменшення максимальних від'ємних моментів на величини, що не перевищують відсотків, наведених у таблиці 5.1, або
- для балок з усіма перерізами тільки класу 1 або 2 шляхом збільшення максимальних від'ємних моментів на величини, що не перевищують 10 % від пружного розрахунку без тріщин або 20 % від пружного розрахунку з тріщинами (5.4.2.3), якщо перевірка несучої здатності перерізу за поворотом допускає більші значення.

(6) Для класів конструкційної сталі вище ніж S355 перерозподіл застосовується тільки для балок з усіма перерізами класів 1 і 2. Перерозподіл шляхом зменшення максимальних від'ємних моментів не повинен перевищувати 30 % при розрахунку без тріщин і 15 % при розрахунку з тріщинами, якщо показано, що несуча здатність перерізу за поворотом допускає більші значення.

Таблиця 5.1 – Граничні значення перерозподілу від'ємних моментів у відсотках від початкових значень згинальних моментів, які зменшуються

Table 5.1 – Limits to redistribution of hogging moments, per cent of the initial value of the bending moment to be reduced

Клас поперечного перерізу у зоні від'ємного моменту Class of cross-section in hogging moment region	1	2	3	4
При розрахунку без тріщин For un-cracked analysis	40	30	20	10
При розрахунку з тріщинами For cracked analysis	25	15	10	0

(7) Для комбінованих перерізів класів 3 або 4 граничні значення у таблиці 5.1 вказані відносно згинальних моментів, які прикладаються при розрахунку комбінованого елемента.

5.4.5 Загальний пружно-пластичний розрахунок для споруд

(1) Загальний пружно-пластичний розрахунок може застосовуватись для перевірки граничних станів, окрім за втомою, якщо впливи другого порядку врахувати не обов'язково та за умови, що:

- всі елементи та вузли рами сталеві або комбіновані;

(5) Where (4) applies, the bending moments in composite beams determined by linear elastic global analysis may be modified:

- by reducing maximum hogging moments by amounts not exceeding the percentages given in Table 5.1, or
- in beams with all cross-sections in Classes 1 or 2 only, by increasing maximum hogging moments by amounts not exceeding 10 %, for un-cracked elastic analysis or 20 % for cracked elastic analysis, see 5.4.2.3, unless it is verified that the rotation capacity permits a higher value.

(6) For grades of structural steel higher than S355, redistribution should only be applied to beams with all cross-sections in Class 1 and Class 2. Redistribution by reduction of maximum hogging moments should not exceed 30 % for an un-cracked analysis and 15 % for a cracked analysis, unless it is demonstrated that the rotation capacity permits a higher value.

(7) For composite cross-sections in Class 3 or 4, the limits in Table 5.1 relate to bending moments assumed in design to be applied to the composite member. Moments applied to the steel member should not be redistributed.

5.4.5 Rigid plastic global analysis for buildings

(1) Rigid plastic global analysis may be used for ultimate limit state verifications other than fatigue, where second-order effects do not have to be considered and provided that:

- all the members and joints of the frame are steel or composite,

- матеріал сталі задовольняє EN 1993-1-1, 3.2.2;
- поперечні перерізи сталевих елементів задовольняють EN 1993-1-1, 5.6 та
- вузли здатні сприймати власні пластичні моменти при відповідній несучій здатності за поворотом.

(2) У балках і рамах будівель, зазвичай, нема необхідності враховувати впливи змінної пластичності.

(3)P При застосуванні пружно-пластичного розрахунку для кожного пластичного шарніра:

- a) поперечний переріз конструкційного сталевого профілю повинен бути симетричним відносно площини, паралельної площині стінки або стінок;
- b) вибір розмірів та закріплень сталевих компонент повинні виключати можливість втрати стійкості із площини;
- c) поперечні в'язі стиснутих полиць повинні забезпечуватись у всіх місцях, де можуть виникати пластичні шарніри при будь-якому випадку завантаження;
- d) несуча здатність за поворотом повинна бути достатньою при врахуванні будь-якого осьового стиску в елементі або вузлі для можливості розвитку необхідного пластичного шарніра, і
- e) якщо несуча здатність за поворотом не обчислюється, то всі елементи, що містять пластичні шарніри, повинні мати робочі поперечні перерізи класу 1 у місцях появи пластичних шарнірів.

(4) Для комбінованих балок будівель можна вважати, що несуча здатність за поворотом достатня, коли:

- a) клас конструкційної сталі не вище ніж S355;
- b) внеском будь-якої залізобетонної оболонки (опалубки) на стиск можна знехтувати при обчисленні розрахункових граничних моментів;
- c) всі робочі перерізи у місцях пластичних є класу 1, а всі інші робочі перерізи – класу 1 або 2;
- d) показано, що кожний вузол балки і колони має достатню міцність за поворотом перерізу, або сприймає розрахунковий момент, щонайменше у 1,2 раза більший від пластичного моменту прилеглої балки;

- the steel material satisfies EN 1993-1-1, 3.2.2,
- the cross-sections of steel members satisfy EN 1993-1-1, 5.6 and
- the joints are able to sustain their plastic resistance moments for a sufficient rotation capacity.

(2) In beams and frames for buildings, it is not normally necessary to consider the effects of alternating plasticity.

(3)P Where rigid-plastic global analysis is used, at each plastic hinge location:

- a) the cross-section of the structural steel section shall be symmetrical about a plane parallel to the plane of the web or webs,
- b) the proportions and restraints of steel components shall be such that lateral-torsional buckling does not occur,
- c) lateral restraint to the compression flange shall be provided at all hinge locations at which plastic rotation may occur under any load case,
- d) the rotation capacity shall be sufficient, when account is taken of any axial compression in the member or joint, to enable the required hinge rotation to develop and
- e) where rotation requirements are not calculated, all members containing plastic hinges shall have effective cross-sections of Class 1 at plastic hinge locations.

(4) For composite beams in buildings, the rotation capacity may be assumed to be sufficient where:

- a) the grade of structural steel does not exceed S355,
- b) the contribution of any reinforced concrete encasement in compression is neglected when calculating the design resistance moment,
- c) all effective cross-sections at plastic hinge locations are in Class 1; and all other effective cross-sections are in Class 1 or Class 2,
- d) each beam-to-column joint has been shown to have sufficient design rotation capacity, or to have a design resistance moment at least 1,2 times the design plastic resistance moment of the connected beam,

- e) прилеглі прольоти не відрізняються більше ніж на 50 % від найкоротшого прольоту;
 - f) крайні прольоти не перевищують прилеглих до них більше ніж на 115 %;
 - g) у будь-якому прольоті, де більше ніж половина загального розрахункового навантаження на цей проліот сконцентрована в межах довжини 1/5 прольоту та у місці розташування пластичного шарніру бетон балки стиснутий, не більше ніж 15 % загальної висоти елемента повинно бути стиснуто; ця умова не застосовується, якщо показано, що шарнір у цьому прольоті буде формуватись останнім;
 - h) стиснута сталева полиця у місці пластичного шарніру розкріплена з площини.
- (5) Якщо не підтверджено інше, то необхідно припускати, що комбіновані колони не сприймають повороту опорного перерізу.
- (6) Якщо поперечний переріз сталевго елемента змінний у поздовжньому напрямі, то можна застосовувати EN 1993-1-1, 5.6(3).
- (7) За необхідності розкріплення із площини за 3(c) і 4(h) елементи розкріплення повинні розміщуватись у межах зони обчислюваного шарніра елемента, що не перевищує половини висоти сталевго профілю.

5.5 Класифікація поперечних перерізів

5.5.1 Загальні положення

- (1)P Система кваліфікації, визначена у EN 1993-1-1, 5.5.2, застосовується і для поперечних перерізів комбінованих балок.
- (2) Комбінований переріз необхідно кваліфікувати за найбільш несприятливим класом для стиснутих сталевих елементів. Зазвичай, клас комбінованого перерізу залежить від напрямку згинального моменту у цьому перерізі.
- (3) Для стиснутого сталевго елемента, прикріпленого до залізобетонного елемента, можна призначати більш сприятливий клас за умови забезпечення якості виконання.
- (4) Для класифікації слід використовувати пластичний розподіл напружень, за винятком межі між класами 3 і 4, застосовувати пружний розподіл з урахуванням послідовності зведення та впливи повзучості і усадки. Для кваліфікації слід застосовувати розрахункові значення міцності матеріалів. Бетон при розтягу

- e) adjacent spans do not differ in length by more than 50 % of the shorter span,
 - f) end spans do not exceed 115 % of the length of the adjacent span,
 - g) in any span in which more than half of the total design load for that span is concentrated within a length of one-fifth of the span, then at any hinge location where the concrete slab is in compression, not more than 15 % of the overall depth of the member should be in compression; this does not apply where it can be shown that the hinge will be the last to form in that span and
 - h) the steel compression flange at a plastic hinge location is laterally restrained.
- (5) Unless verified otherwise, it should be assumed that composite columns do not have rotation capacity.
- (6) Where the cross-section of a steel member varies along its length, EN 1993-1-1, 5.6(3) is applicable.
- (7) Where restraint is required by (3)(c) or 4(h), it should be located within a distance along the member from the calculated hinge location that does not exceed half the depth of the steel section.

5.5 Classification of cross-sections

5.5.1 General

- (1)P The classification system defined in EN 1993-1-1, 5.5.2 applies to cross-sections of composite beams.
- (2) A composite section should be classified according to the least favourable class of its steel elements in compression. The class of a composite section normally depends on the direction of the bending moment at that section.
- (3) A steel compression element restrained by attaching it to a reinforced concrete element may be placed in a more favourable class, provided that the resulting improvement in performance has been established.
- (4) For classification, the plastic stress distribution should be used except at the boundary between Classes 3 and 4, where the elastic stress distribution should be used taking into account sequence of construction and the effects of creep and shrinkage. For classification, design values of strengths of materials should be used. Concrete

не враховується. Розподіл напружень необхідно визначати для площі перерізу бруто сталеві стінки та приведених полиць.

(5) Для поперечних перерізів класів 1 і 2 з розтягнутими стрижнями використана в межах приведеної ширини арматура повинна мати в'язкість класу В або С (див. EN 1992-1-1, таблиця С.1). Додатково для перерізу, де граничний момент визначено згідно з 6.2.1.2, 6.2.1.3 або 6.2.1.4, необхідно, щоб мінімальна площа арматури A_s в межах приведеної ширини бетонної полиці задовольняла наступну вимогу:

$$A_s \geq \rho_s A_c \quad (5.7)$$

при

with

$$\rho_s = \delta \frac{f_y}{235} \frac{f_{cm}}{f_{sk}} \sqrt{k_c}, \quad (5.8)$$

де:

A_c – приведена площа бетонної полиці;

f_y – номінальне значення границі текучості конструкційної сталі, Н/мм²;

f_{sk} – нормативне значення границі текучості арматури;

f_{ctm} – середня міцність бетону на розтяг (EN 1992-1-1, таблиця 3.1 або 11.3.1);

k_c – коефіцієнт, наведений у 7.4.2;

δ – дорівнює 1,0 для перерізів класу 2 та 1,1 для перерізів класу 1, у яких необхідне утворення пластичних шарнірів.

(6) Зварні сітки не включаються у приведений переріз, за винятком, коли показано, що вони мають відповідну в'язкість (пластичність) після замоноличування у бетон для запобігання крихкому руйнуванню.

(7) У загальному розрахунку для стадій будівництва необхідно враховувати клас сталевих профілів на кожній стадії.

5.5.2 Класифікація комбінованих перерізів без бетонної оболонки

(1) Сталеву стиснуту полицю, розкріплену від втрати стійкості шляхом належного з'єднання зсувними в'язями з бетонною полицею, можна віднести до класу 1, якщо крок зсувних з'єднань відповідає 6.6.5.5.

in tension should be neglected. The distribution of the stresses should be determined for the gross cross-section of the steel web and the effective flanges.

(5) For cross-sections in Class 1 and 2 with bars in tension, reinforcement used within the effective width should have a ductility Class B or C, see EN 1992-1-1, Table C.1. Additionally for a section whose resistance moment is determined by 6.2.1.2, 6.2.1.3 or 6.2.1.4, a minimum area of reinforcement A_s within the effective width of the concrete flange should be provided to satisfy the following condition:

$$A_s \geq \rho_s A_c \quad (5.7)$$

with

$$\rho_s = \delta \frac{f_y}{235} \frac{f_{cm}}{f_{sk}} \sqrt{k_c}, \quad (5.8)$$

where:

A_c is the effective area of the concrete flange;

f_y is the nominal value of the yield strength of the structural steel in N/mm²;

f_{sk} is the characteristic yield strength of the reinforcement;

f_{ctm} is the mean tensile strength of the concrete, see EN1992-1-1, Table 3.1 or 11.3.1;

k_c is a coefficient given in 7.4.2;

δ is equal to 1,0 for Class 2 cross-sections, and equal to 1,1 for Class 1 cross-sections at which plastic hinge rotation is required.

(6) Welded mesh should not be included in the effective section unless it has been shown to have sufficient ductility, when built into a concrete slab, to ensure that it will not fracture.

(7) In global analysis for stages in construction, account should be taken of the class of the steel section at the stage considered.

5.5.2 Classification of composite sections without concrete encasement

(1) A steel compression flange that is restrained from buckling by effective attachment to a concrete flange by shear connectors may be assumed to be in Class 1 if the spacing of connectors is in accordance with 6.6.5.5.

(2) Класифікацію решти стиснутих сталевих полиць та стінок у комбінованих балках без бетонної оболонки необхідно здійснювати згідно з 1993-1-1, таблиця 5.2. Для елемента, що не відповідає умовам для класу 3, необхідно приймати клас 4.

(3) Поперечні перерізи зі стінками класу 3 та полицями класів 1 або 2 можна приймати як приведені перерізи класу 2 з приведеною стінкою згідно з EN 1993-1-1, 6.2.2.4.

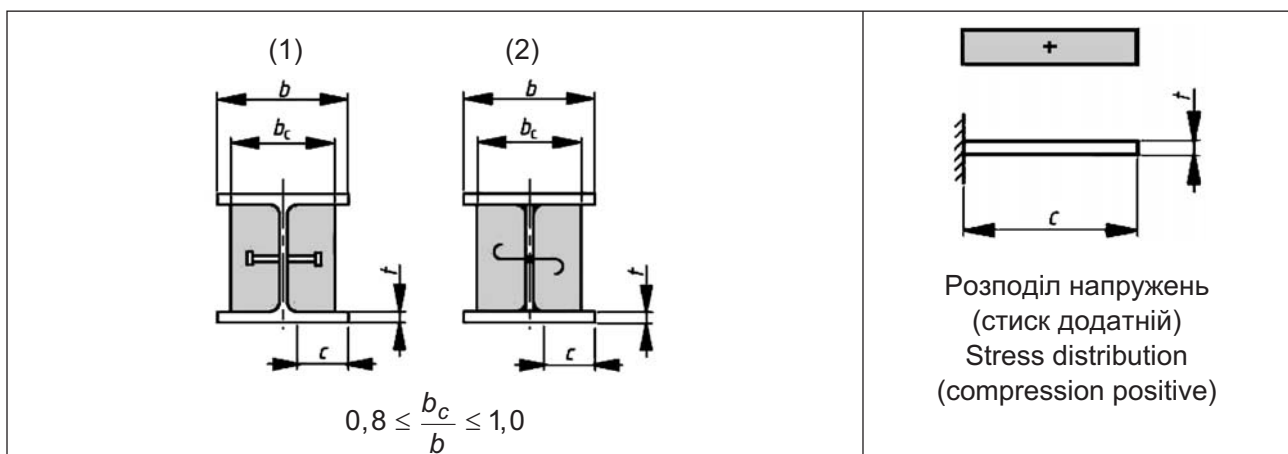
5.5.3 Класифікація комбінованих перерізів з бетонною оболонкою у спорудах

(1) Виступні сталеві полиці комбінованого перерізу з бетонною оболонкою відповідно до (2) можна класифікувати згідно з таблицею 5.2.

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

- а) бетонна оболонка стінки армувана поздовжніми арматурними стрижнями та хомутами і/або зварними сітками;
- б) виконується умова стосовно відношення b_c / b , наведеного у таблиці 5.2;
- в) бетон між полицями прикріплений до стінки згідно з рисунком 6.10 приварюванням хомутив до стінки або за допомогою стрижнів не менше ніж $\varnothing 6$ мм, встановлених через отвори, і/або привареними окремими хомутами більше ніж $\varnothing 10$ мм:

Таблиця 5.2 – Класифікація стиснутих сталевих полиць для частково омонолічених перерізів
Table 5.2 – Classification of steel flanges in compression for partially-encased sections



(2) The classification of other steel flanges and webs in compression in composite beams without concrete encasement should be in accordance with EN 1993-1-1, Table 5.2. An element that fails to satisfy the limits for Class 3 should be taken as Class 4.

(3) Cross-sections with webs in Class 3 and flanges in Classes 1 or 2 may be treated as an effective cross-section in Class 2 with an effective web in accordance with EN1993-1-1, 6.2.2.4.

5.5.3 Classification of composite sections for buildings with concrete encasement

(1) A steel outstand flange of a composite section with concrete encasement in accordance with (2) below may be classified in accordance with Table 5.2.

(2) For a web of a concrete encased section, the concrete that encases it should be reinforced, mechanically connected to the steel section, and capable of preventing buckling of the web and of any part of the compression flange towards the web. It may be assumed that the above requirements are satisfied if:

- a) the concrete that encases a web is reinforced by longitudinal bars and stirrups, and/or welded mesh,
- b) the requirements for the ratio b_c / b given in Table 5.2 are fulfilled,
- c) the concrete between the flanges is fixed to the web in accordance with Figure 6.10 by welding the stirrups to the web or by means of bars of at least 6 mm diameter through holes and/or studs with a diameter greater than 10 mm welded to the web and

Кінець таблиці 5.2

Клас Class	Тип Type	Границі Limit
1	(1) прокатна або (2) зварена (1) rolled or (2) welded	$c / t \leq 9\varepsilon$
2		$c / t \leq 14\varepsilon$
3		$c / t \leq 20\varepsilon$

d) поздовжній крок окремих хомутив з кожної сторони стінки або встановлених через отвори стрижнів не перевищує 400 мм. Відстань між внутрішньою гранню кожної полиці і найближчим рядом кріплень до стінки не перевищує 200 мм. Для сталевих перерізів з максимальною висотою не менше ніж 400 мм і двома або більше рядами кріплень хомути і/або стрижні через отвори можна застосовувати у шаховому порядку.

(3) Сталеву стінку класу 3 з бетонною оболонкою відповідно до вищезазначеного у (2) можна виражати через приведену стінку того ж перерізу класу 2.

6 ГРАНИЧНІ СТАНИ

6.1 Балки

6.1.1 Балки для споруд

(1)Р Визначення комбінованих балок наведено у 1.5.2. Характерні типи перерізів показано на рисунку 6.1 для суцільної або комбінованої плити. Частково омонолічені балки – це балки, у яких сталевий профіль омонолічено залізобетоном і забезпечено зсувні в'язи між бетоном та сталевими компонентами.

d) the longitudinal spacing of the studs on each side of the web or of the bars through holes is not greater than 400 mm. The distance between the inner face of each flange and the nearest row of fixings to the web is not greater than 200 mm. For steel sections with a maximum depth of not less than 400 mm and two or more rows of fixings, a staggered arrangement of the studs and/or bars through holes may be used.

(3) A steel web in Class 3 encased in concrete in accordance with (2) above may be represented by an effective web of the same cross-section in Class 2.

6 ULTIMATE LIMIT STATES

6.1 Beams

6.1.1 Beams for buildings

(1)P Composite beams are defined in 1.5.2. Typical types of cross-section are shown in Figure 6.1 with either a solid slab or a composite slab. Partially-encased beams are those in which the web of the steel section is encased by reinforced concrete and shear connection is provided between the concrete and the steel components.

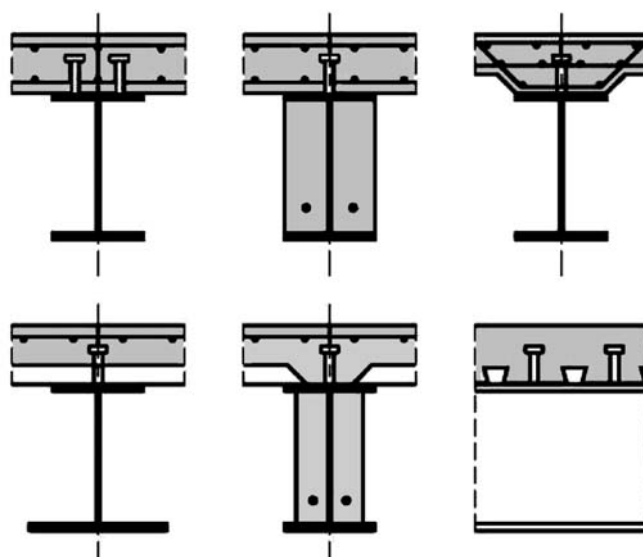


Рисунок 6.1 – Типові поперечні перерізи комбінованих балок
Figure 6.1 – Typical cross-sections of composite beams

(2) Розрахунковий опір комбінованого поперечного перерізу при згині або/і вертикальному зсуві визначається згідно з 6.2 для комбінованих балок зі сталевими профілями і за 6.3 – для частково омонолічених комбінованих балок.

(3)Р Комбіновані балки необхідно перевіряти на:

- міцність критичного поперечного перерізу (6.2 і 6.3);
- втрату стійкості від поперечного кручення (6.4);
- втрату стійкості від зсуву (6.2.2.3) і поперечні зусилля у стінках (6.5);
- міцність за поздовжнім зсувом (6.6).

(4)Р Критичні поперечні перерізи включають:

- перерізи з максимальним згинальним моментом;
- опорні;
- перерізи із зосередженими навантаженнями або реакціями;
- місця різкої зміни поперечних перерізів, окрім змін, пов'язаних із утворенням тріщин у бетоні.

(5) Поперечні перерізи із різкою зміною необхідно розглядати як критичні, якщо відношення більшого до меншого моменту перевищує 1,2.

(6) Для перевірки міцності на поздовжній зсув критична довжина визначається як відстань між двома критичними перерізами. При такій перевірці до критичних перерізів також відносять:

- вільні кінці консолей;
- для елементів із змінним перерізом слід дотримуватись умови, що відношення між найбільшим та найменшим пластичними моментами (при згині у тому ж напрямі) для будь-якої пари прилеглих перерізів не перевищує 1,5.

(7)Р Поняття "повне з'єднання на зсув" та "часткове з'єднання на зсув" можна застосовувати тільки для балок, у яких застосовується теорія пластичності при визначенні міцності критичних перерізів на згин.

Прольоти балки або консоль мають повне з'єднання на зсув, якщо збільшення кількості зсувних з'єднань не підвищує розрахункової несучої здатності елемента на згин. У іншому разі з'єднання на зсув є частковим.

Примітка. Обмеження для застосування часткового з'єднання на зсув наведені у 6.6.1.2.

(2) Design resistances of composite cross-sections in bending or/and vertical shear should be determined in accordance with 6.2 for composite beams with steel sections and 6.3 for partially encased composite beams.

(3)P Composite beams shall be checked for:

- resistance of critical cross-sections (6.2 and 6.3);
- resistance to lateral-torsional buckling (6.4);
- resistance to shear buckling (6.2.2.3) and transverse forces on webs (6.5);
- resistance to longitudinal shear (6.6).

(4)P Critical cross-sections include:

- sections of maximum bending moment;
- supports;
- sections subjected to concentrated loads or reactions;
- places where a sudden change of cross-section occurs, other than a change due to cracking of concrete.

(5) A cross-section with a sudden change should be considered as a critical cross-section when the ratio of the greater to the lesser resistance moment is greater than 1,2.

(6) For checking resistance to longitudinal shear, a critical length consists of a length of the interface between two critical cross-sections. For this purpose critical cross-sections also include:

- free ends of cantilevers;
- in tapering members, sections so chosen that the ratio of the greater to the lesser plastic resistance moments (under flexural bending of the same direction) for any pair of adjacent cross-sections does not exceed 1,5.

(7)P The concepts "full shear connection" and "partial shear connection" are applicable only to beams in which plastic theory is used for calculating bending resistances of critical cross-sections.

A span of a beam, or a cantilever, has full shear connection when increase in the number of shear connectors would not increase the design bending resistance of the member. Otherwise, the shear connection is partial.

Note: Limits to the use of partial shear connection are given in 6.6.1.2.

6.1.2 Приведена ширина для перевірки поперечних перерізів

(1) Приведену ширину бетонної полиці для перевірки поперечного перерізу необхідно визначати згідно з 5.4.1.2 з урахуванням розподілу приведеної ширини у зонах між опорами і серединою прольоту.

(2) У якості спрощення для будівель можна приймати постійну приведену ширину полиці у зонах кожного прольоту із прогином при згині. Це значення можна приймати як величину $b_{eff,1}$ у середині прольоту. Така ж умова стосується зон із вигином при згині по обидві сторони проміжної опори. Це значення можна приймати як величину $b_{eff,2}$ біля відповідної опори.

6.2 Міцність поперечних перерізів балок

6.2.1 Міцність на згин

6.2.1.1 Загальні положення

(1)Р Розрахункову міцність на згин необхідно визначати за допомогою пружно-пластичної теорії тільки у випадках приведених комбінованих перерізів класів 1 або 2 і якщо не застосовується попереднє напруження пучками.

(2) Пружний розрахунок і нелінійна теорія може застосовуватись для визначення міцності на згин поперечних перерізів будь-якого класу.

(3) Для пружного розрахунку і нелінійної теорії можна припускати, що комбінований поперечний переріз залишається плоским, якщо зсувні з'єднання та поперечне армування запроектовано згідно з 6.6, з урахуванням відповідного розподілу розрахункових зусиль поздовжнього зсуву.

(4) Міцністю бетону на розтяг нехтують.

(5) Якщо сталевий профіль комбінованого елемента вигинається у плані, то необхідно враховувати впливи кривизни.

6.2.1.2 Несуча здатність комбінованого поперечного перерізу за пластичним моментом $M_{pl,Rd}$

(1) При визначенні $M_{pl,Rd}$ приймаються наступні умови:

а) між конструкційною сталлю, арматурою та бетоном є повна взаємодія;

б) напруження у приведеній площі конструкційного сталевого елемента досягає розрахункового опору текучості f_{yd} при розтягу або стиску;

6.1.2 Effective width for verification of cross-sections

(1) The effective width of the concrete flange for verification of cross-sections should be determined in accordance with 5.4.1.2 taking into account the distribution of effective width between supports and mid-span regions.

(2) As a simplification for buildings, a constant effective width may be assumed over the whole region in sagging bending of each span. This value may be taken as the value $b_{eff,1}$ at mid-span. The same assumption applies over the whole region in hogging bending on both sides of an intermediate support. This value may be taken as the value $b_{eff,2}$ at the relevant support.

6.2 Resistances of cross-sections of beams

6.2.1 Bending resistance

6.2.1.1 General

(1)P The design bending resistance shall be determined by rigid-plastic theory only where the effective composite cross-section is in Class 1 or Class 2 and where pre-stressing by tendons is not used.

(2) Elastic analysis and non-linear theory for bending resistance may be applied to cross-sections of any class.

(3) For elastic analysis and non-linear theory it may be assumed that the composite cross-section remains plane if the shear connection and the transverse reinforcement are designed in accordance with 6.6, considering appropriate distributions of design longitudinal shear force.

(4)P The tensile strength of concrete shall be neglected.

(5) Where the steel section of a composite member is curved in plan, the effects of curvature should be taken into account.

6.2.1.2 Plastic resistance moment $M_{pl,Rd}$ of a composite cross-section

(1) The following assumptions should be made in the calculation of $M_{pl,Rd}$:

a) there is full interaction between structural steel, reinforcement, and concrete;

b) the effective area of the structural steel member is stressed to its design yield strength f_{yd} in tension or compression;

с) напруження у приведених площах поздовжньої арматури при розтягу і стиску досягають розрахункового опору текучості f_{sd} . Відповідно арматурою при стиску у бетоні плити можна знехтувати;

д) напруження у приведеній площі бетону при стиску, що досягають $0,85 f_{cd}$, є постійними по всій висоті між пластичною нейтральною віссю і найбільш стиснутою фіброю бетону, де f_{cd} – розрахункова циліндрична міцність бетону.

Характерні розподіли пластичних напружень показані на рисунку 6.2.

с) the effective areas of longitudinal reinforcement in tension and in compression are stressed to their design yield strength f_{sd} in tension or compression. Alternatively, reinforcement in compression in a concrete slab may be neglected;

д) the effective area of concrete in compression resists a stress of $0,85 f_{cd}$, constant over the whole depth between the plastic neutral axis and the most compressed fibre of the concrete, where f_{cd} is the design cylinder compressive strength of concrete.

Typical plastic stress distributions are shown in Figure 6.2.

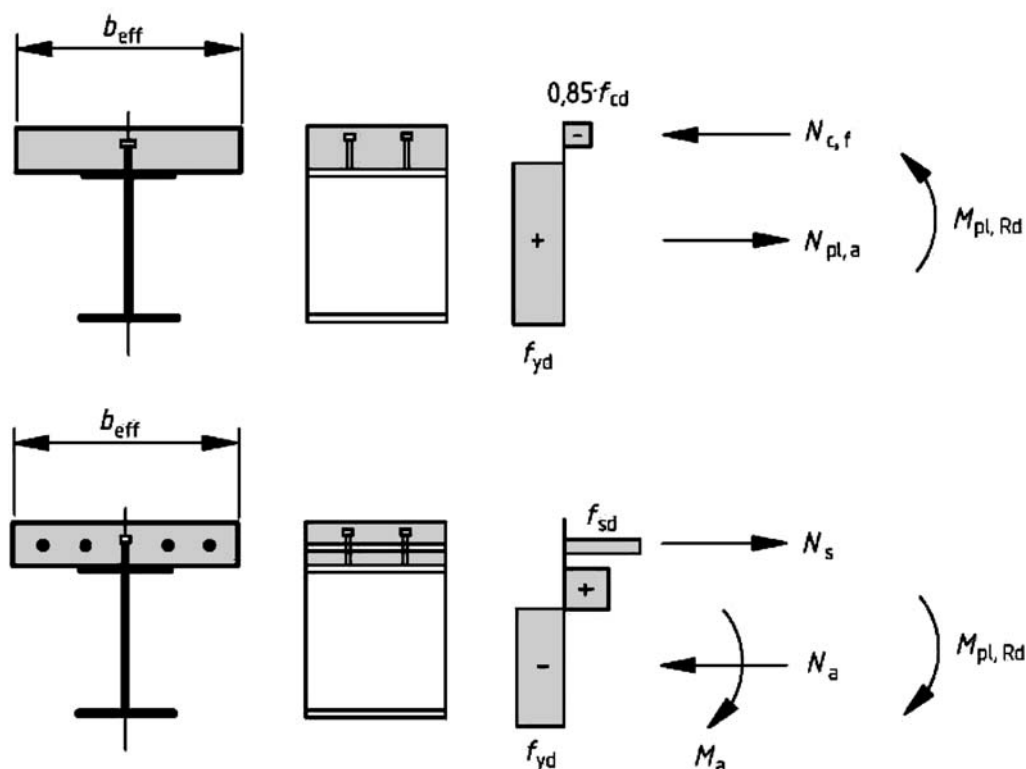


Рисунок 6.2 – Приклади розподілу пластичних напружень у комбінованих балках із суцільними плитами та повним з'єднанням на зсув при згині з прогином і вигином

Figure 6.2 – Examples of plastic stress distributions for a composite beam with a solid slab and full shear connection in sagging and hogging bending

(2) Для поперечних перерізів з конструкційної сталі класів S420 або S460, якщо відстань x_{pl} між пластичною нейтральною віссю та крайньою стиснутою фіброю бетонної плити перевищує 15 % загальної висоти h елемента, то граничний розрахунковий момент M_{Rd} слід приймати як $\beta M_{pl,Rd}$, де β – знижувальний коефіцієнт, показаний на рисунку 6.3. Для значень x_{pl} / h вище ніж 0,4 міцність на згин необхідно визначати за 6.2.1.4 або 6.2.1.5.

(2) For composite cross-sections with structural steel grade S420 or S460, where the distance x_{pl} between the plastic neutral axis and the extreme fibre of the concrete slab in compression exceeds 15 % of the overall depth h of the member, the design resistance moment M_{Rd} should be taken as $\beta M_{pl,Rd}$ where β is the reduction factor given in Figure 6.3. For values of x_{pl} / h greater than 0,4 the resistance to bending should be determined from 6.2.1.4 or 6.2.1.5.

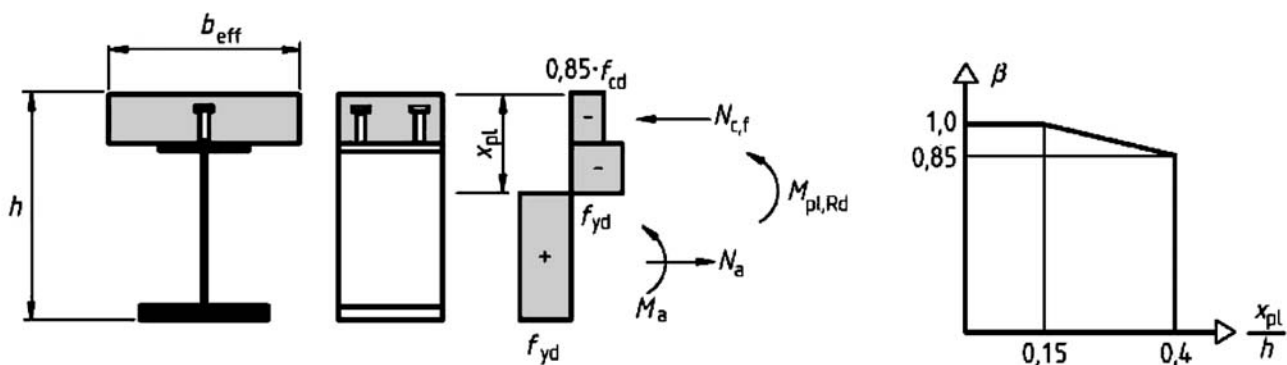


Рисунок 6.3 – Знижувальний коефіцієнт β для $M_{pl,Rd}$

Figure 6.3 – Reduction factor β for $M_{pl,Rd}$

(3) Якщо застосовується теорія пластичності при розтягнутій арматурі, то ця арматура повинна відповідати 5.5.1(5).

(4) При розрахунку елементів будівель стиснуті профнастили не враховуються.

(5) Для будівель вважається, що будь-які розтягнуті профнастили, які включені у приведений переріз, досягають напружень розрахункової границі текучості $f_{yp,d}$.

6.2.1.3 Несуча здатність поперечного перерізу з частковим зсувним з'єднанням за пластичним моментом

(1) У зонах прогину від згину у комбінованих балках будівель може застосовуватись часткове з'єднання на зсув згідно з 6.6.1 і 6.6.2.

(2) Якщо не визначено інше, несуча здатність за пластичним моментом при прогині повинна визначатись згідно з 6.2.1.2 із забезпеченням необхідного з'єднання на зсув для досягнення текучості в розтягнутій арматурі.

(3) Якщо застосовуються пластичні зсувні з'єднання, граничний момент M_{Rd} у критичному перерізі балки можна визначати за пружно-пластичною теорією згідно з 6.2.1.2, за винятком випадків, коли необхідно використовувати зменшене значення стискальної сили у бетонній полиці N_c замість сили N_{cf} , наведеної у 6.2.1.2(1)d). Відношення $\eta = N_c / N_{cf}$ – це ступінь з'єднання на зсув. Положення пластичної нейтральної осі у плиті повинно визначатись за новою силою N_c (рисунок 6.4). У перерізі сталевого профілю є друга пластична нейтральна вісь, яку треба використовувати для класифікації стінки.

(3) Where plastic theory is used and reinforcement is in tension, that reinforcement should be in accordance with 5.5.1(5).

(4)P For buildings, profiled steel sheeting in compression shall be neglected.

(5) For buildings, any profiled steel sheeting in tension included within the effective section should be assumed to be stressed to its design yield strength $f_{yp,d}$.

6.2.1.3 Plastic resistance moment of sections with partial shear connection in buildings

(1) In regions of sagging bending, partial shear connection in accordance with 6.6.1 and 6.6.2.2 may be used in composite beams for buildings.

(2) Unless otherwise verified, the plastic resistance moment in hogging bending should be determined in accordance with 6.2.1.2 and appropriate shear connection should be provided to ensure yielding of reinforcement in tension.

(3) Where ductile shear connectors are used, the resistance moment of the critical cross-section of the beam M_{Rd} may be calculated by means of rigid plastic theory in accordance with 6.2.1.2, except that a reduced value of the compressive force in the concrete flange N_c should be used in place of the force N_{cf} given by 6.2.1.2(1)(d). The ratio $\eta = N_c / N_{cf}$ is the degree of shear connection. The location of the plastic neutral axis in the slab should be determined by the new force N_c , see Figure 6.4. There is a second plastic neutral axis within the steel section, which should be used for the classification of the web.

$$M_{Rd} = M_{pl,a,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd}) \frac{N_c}{N_{cf}}. \quad (6.1)$$

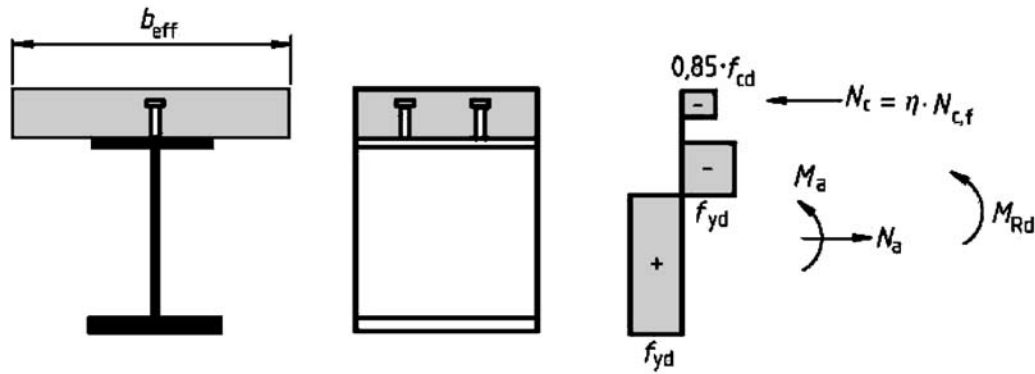


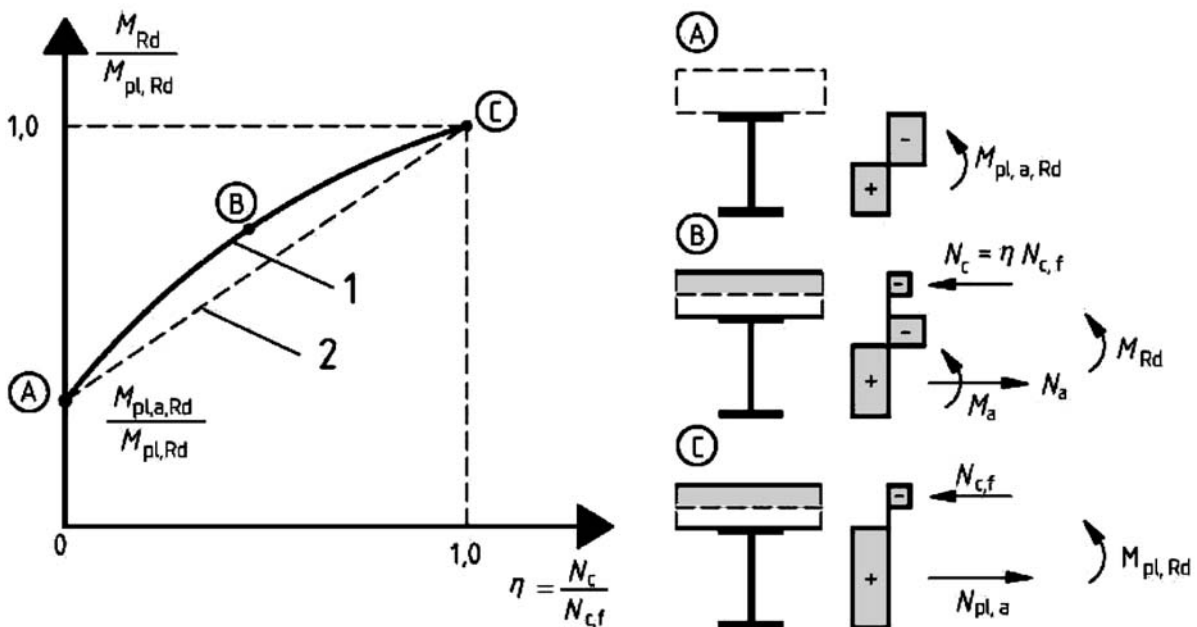
Рисунок 6.4 – Розподіл пластичних напружень при прогині з частковим з’єднанням на зсув
Figure 6.4 – Plastic stress distribution under sagging bending for partial shear connection

(4) Залежність M_{Rd} і N_c у (3) якісно показує випукла крива ABC на рисунку 6.5, де $M_{pl,a,Rd}$ і $M_{pl,Rd}$ – відповідно граничні пластичні опори при прогині окремо конструкційного сталевго профілю та комбінованого перерізу з повним з’єднанням на зсув.

(4) The relation between M_{Rd} and N_c in (3) is qualitatively given by the convex curve ABC in Figure 6.5 where $M_{pl,a,Rd}$ and $M_{pl,Rd}$ are the design plastic resistances to sagging bending of the structural steel section alone, and of the composite section with full shear connection, respectively.

(5) Для наведеного у (3) методу величину M_{Rd} можна визначити консервативно, застосовуючи пряму лінію AC на рисунку 6.5:

(5) For the method given in (3), a conservative value of M_{Rd} may be determined by the straight line AC in Figure 6.5:



Позначки:
 1 – теорія пластичності;
 2 – спрощений метод

Key:
 1 – plastic theory;
 2 – simplified method

Рисунок 6.5 – Зв’язок між M_{Rd} і N_c (для пластичних зсувних з’єднань)
Figure 6.5 – Relation between M_{Rd} and N_c (for ductile shear connectors)

6.2.1.4 Нелінійний опір згину

(1)P При визначенні міцності комбінованого перерізу на згин з використанням нелінійної теорії необхідно враховувати залежності напруження-деформації для матеріалів.

(2) Припускається, що комбіновані поперечні перерізи залишаються плоскими і деформації у защемленій арматурі, як при розтягу так і стиску, однакові з середніми деформаціями оточуючого її бетону.

(3) Напруження у бетоні при стисканні необхідно отримувати за кривою напруження-деформації, наведеною в EN 1992-1-1, 3.1.7.

(4) Напруження в арматурі необхідно отримувати за білінійною діаграмою, наведеною в EN 1992-1-1, 3.2.7.

(5) Напруження у конструкційній сталі при стиску або розтягу необхідно отримувати за білінійною діаграмою, наведеною в EN 1993-1-1, 5.4.3(4), і при врахуванні впливів методу будівництва (наприклад, з підпорками або без підпирання).

(6) Для комбінованих перерізів класів 1 і 2 із стиснутою бетонною полицею нелінійна міцність на згин M_{Rd} може визначатись як функція зусиль стиску у бетоні N_c з використанням спрощених виразів (6.2) і (6.3), як показано на рисунку 6.6:

при $N_c \leq N_{c,el}$

$$M_{Rd} = M_{el,Ed} + (M_{el,Rd} - M_{a,Ed}) \frac{N_c}{N_{c,el}} ; \quad (6.2)$$

при $N_{c,el} \leq N_c \leq N_{c,f}$

$$M_{Rd} = M_{el,Ed} + (M_{pl,Rd} - M_{el,Rd}) \frac{N_c - N_{c,el}}{N_{cf} - N_{c,el}} , \quad (6.3)$$

приймаючи:

with:

$$M_{el,Ed} = M_{a,Ed} + k M_{c,Ed} , \quad (6.4)$$

де:

$M_{a,Ed}$ – розрахунковий згинальний момент, прикладений до перерізу конструкційного сталевого профілю до набуття комбінованого характеру роботи;

$M_{c,Ed}$ – частина розрахункового згинального моменту, прикладена до комбінованого перерізу;

6.2.1.4 Non-linear resistance to bending

(1)P Where the bending resistance of a composite cross-section is determined by non-linear theory, the stress-strain relationships of the materials shall be taken into account.

(2) It should be assumed that the composite cross-section remains plane and that the strain in bonded reinforcement, whether in tension or compression, is the same as the mean strain in the surrounding concrete.

(3) The stresses in the concrete in compression should be derived from the stress-strain curves given in EN 1992-1-1, 3.1.7.

(4) The stresses in the reinforcement should be derived from the bi-linear diagrams given in EN 1992-1-1, 3.2.7.

(5) The stresses in structural steel in compression or tension should be derived from the bi-linear diagram given in EN 1993-1-1, 5.4.3(4) and should take account of the effects of the method of construction (e.g. propped or un-propped).

(6) For Class 1 and Class 2 composite cross-sections with the concrete flange in compression, the non-linear resistance to bending M_{Rd} may be determined as a function of the compressive force in the concrete N_c using the simplified expressions (6.2) and (6.3), as shown in Figure 6.6:

for $N_c \leq N_{c,el}$

for $N_{c,el} \leq N_c \leq N_{c,f}$

where:

$M_{a,Ed}$ is the design bending moment applied to the structural steel section before composite behaviour;

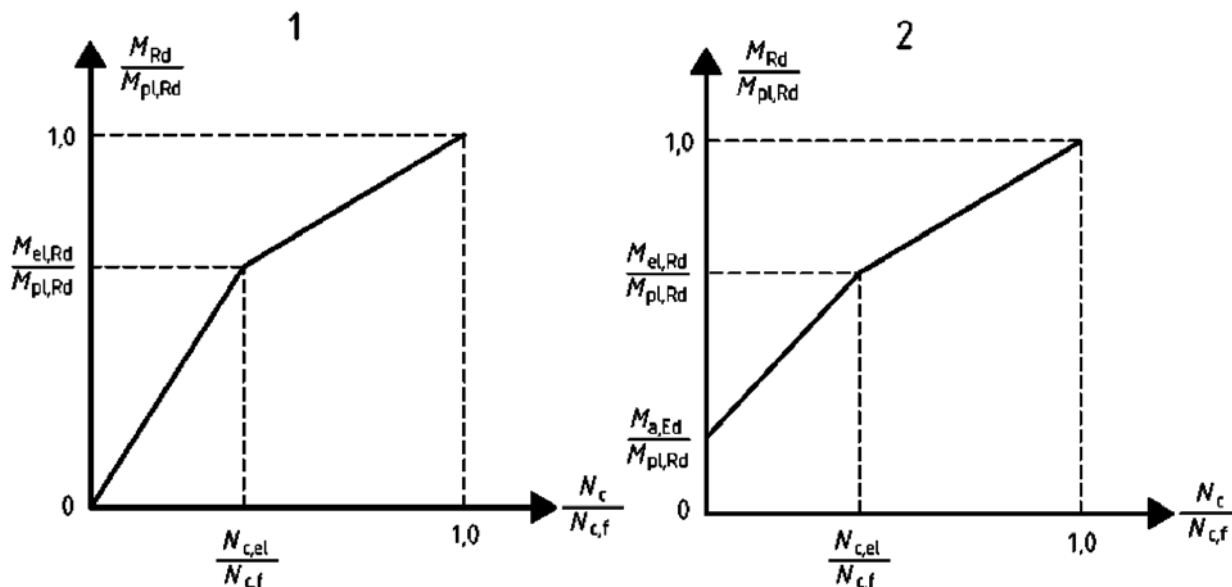
$M_{c,Ed}$ is the part of the design bending moment applied to the composite section;

k – найменший коефіцієнт, за якого досягається граничне напруження за 6.2.1.5(2); якщо тимчасове підпирання не використовується при будівництві, то необхідно враховувати послідовність зведення;

$N_{c,el}$ – зусилля стиску у бетонній полиці, яке відповідає $M_{el,Rd}$.

k is the lowest factor such that a stress limit in 6.2.1.5(2) is reached; where un-propped construction is used, the sequence of construction should be taken into account;

$N_{c,el}$ is the compressive force in the concrete flange corresponding to moment $M_{el,Rd}$.



Позначки:

- 1 – з підпиранням при зведенні;
- 2 – без підпирання

Key:

- 1 – propped construction;
- 2 – unpropped construction

Рисунок 6.6 – Спрощена залежність між M_{Rd} і N_c для перерізів із стиснутою бетонною плитою
Figure 6.6 – Simplified relationship between M_{Rd} and N_c for sections with the concrete slab in compression

Якщо для поперечних перерізів застосовується 6.2.1.2 (2), то у формулі (6.3) та на рисунку 6.6 замість $M_{pl,Rd}$ необхідно використовувати $\beta M_{pl,Rd}$.

(7) Для будівель $M_{el,Rd}$ можна визначати спрощено із застосуванням 5.4.2.2(11).

6.2.1.5 Пружний опір згину

(1) Визначення напружень повинно виконуватись за теорією пружності, застосовуючи приведену ширину бетонної полиці згідно з 6.1.2. Для поперечних перерізів класу 4 приведений переріз конструктивного сталевого профілю необхідно визначати згідно з EN 1993-1-5, 4.3.

(2) При обчисленні пружного опору згину на основі приведеного поперечного перерізу необхідно приймати наступні граничні напруження:

- f_{cd} у бетоні при стиску;

For cross sections where 6.2.1.2 (2) applies, in expression (6.3) and in Figure 6.6 instead of $M_{pl,Rd}$ the reduced value $\beta M_{pl,Rd}$ should be used.

(7) For buildings, the determination of $M_{el,Rd}$ may be simplified using 5.4.2.2(11).

6.2.1.5 Elastic resistance to bending

(1) Stresses should be calculated by elastic theory, using an effective width of the concrete flange in accordance with 6.1.2. For cross-sections in Class 4, the effective structural steel section should be determined in accordance with EN 1993-1-5, 4.3.

(2) In the calculation of the elastic resistance to bending based on the effective cross-section, the limiting stresses should be taken as:

- f_{cd} in concrete in compression;

- f_{yd} у конструкційній сталі при розтягу або стиску;
- f_{sd} в арматурі при розтягу або стиску.
Як альтернатива арматурою у стиснутому бетоні плити можна знехтувати.

(3)Р Напруження, що виникають окремо у сталевому каркасі, повинні додаватись до напружень внаслідок дій на комбінований елемент.

(4) Якщо не використовується більш точний метод, то вплив повзучості необхідно враховувати шляхом застосування відношення модулів згідно з 5.4.2.2.

(5) Для перерізів із розтягнутим бетоном або за умови виникнення тріщин напруженнями від впливів початкової усадки (ізостатичної) можна знехтувати.

6.2.2 Опір вертикальному зсуву

6.2.2.1 Сфера

(1) Положення 6.2.2 застосовується для комбінованих балок із прокатними або зварними сталевими профілями зі стінкою, яка може мати елементи жорсткості.

6.2.2.2 Пластичний опір вертикальному зсуву

(1) Опір вертикальному зсуву $V_{pl,Rd}$ повинен прийматись як опір конструктивного сталевого профілю $V_{pl,a,Rd}$, якщо не була визначена величина внеску залізобетонної частини балки.

(2) Розрахунковий пластичний опір зсуву $V_{pl,a,Rd}$ конструкційного сталевого профілю повинен визначатись згідно з EN 1993-1-1, 6.2.6.

6.2.2.3 Опір поздовжньому згину при зсуві

(1) Опір поздовжньому згину при зсуві $V_{b,Rd}$ незамоноліченої сталеві стінки повинен визначатись згідно з EN 1993-1-5, 5.

(2) Внесок бетонної плити не враховується, окрім випадків, коли застосовується більш точний метод ніж у EN 1993-1-5, 5, і з'єднання на зсув розраховано на сприйняття відповідної вертикальної сили.

6.2.2.4 Згин і вертикальний зсув

(1) Якщо вертикальне зусилля зсуву V_{Ed} перевищує половину опору зсуву V_{Rd} , вираженого через $V_{pl,Rd}$ у 6.2.2.2 або $V_{b,Rd}$ у 6.2.2.3, залежно що менше, то необхідно враховувати його вплив на опір за моментом.

- f_{yd} in structural steel in tension or compression;
- f_{sd} in reinforcement in tension or compression.
Alternatively, reinforcement in compression in a concrete slab may be neglected.

(3)P Stresses due to actions on the structural steelwork alone shall be added to stresses due to actions on the composite member.

(4) Unless a more precise method is used, the effect of creep should be taken into account by use of a modular ratio according to 5.4.2.2.

(5) In cross-sections with concrete in tension and assumed to be cracked, the stresses due to primary (isostatic) effects of shrinkage may be neglected.

6.2.2 Resistance to vertical shear

6.2.2.1 Scope

(1) Clause 6.2.2 applies to composite beams with a rolled or welded structural steel section with a solid web, which may be stiffened.

6.2.2.2 Plastic resistance to vertical shear

(1) The resistance to vertical shear $V_{pl,Rd}$ should be taken as the resistance of the structural steel section $V_{pl,a,Rd}$ unless the value for a contribution from the reinforced concrete part of the beam has been established.

(2) The design plastic shear resistance $V_{pl,a,Rd}$ of the structural steel section should be determined in accordance with EN 1993-1-1, 6.2.6.

6.2.2.3 Shear buckling resistance

(1) The shear buckling resistance $V_{b,Rd}$ of an uncased steel web should be determined in accordance with EN 1993-1-5, 5.

(2) No account should be taken of a contribution from the concrete slab, unless a more precise method than the one of EN 1993-1-5, 5 is used and unless the shear connection is designed for the relevant vertical force.

6.2.2.4 Bending and vertical shear

(1) Where the vertical shear force V_{Ed} exceeds half the shear resistance V_{Rd} given by $V_{pl,Rd}$ in 6.2.2.2 or $V_{b,Rd}$ in 6.2.2.3, whichever is the smaller, allowance should be made for its effect on the resistance moment.

(2) Для поперечних перерізів класів 1 або 2 вплив вертикального зсуву на опір згину можна враховувати шляхом зниження розрахункового опору сталі $(1-\rho)f_{yd}$ у зоні зсуву, як показано на рисунку 6.7, де:

$$\rho = \left(2V_{Ed}/V_{pl,Rd} - 1\right)^2 \quad (6.5)$$

а V_{Rd} – відповідний опір вертикальному зсуву, визначений згідно з 6.2.2.2 або 6.2.2.3.

(2) For cross-sections in Class 1 or 2, the influence of the vertical shear on the resistance to bending may be taken into account by a reduced design steel strength $(1-\rho)f_{yd}$ in the shear area as shown in Figure 6.7 where:

and V_{Rd} is the appropriate resistance to vertical shear, determined in accordance with 6.2.2.2 or 6.2.2.3.

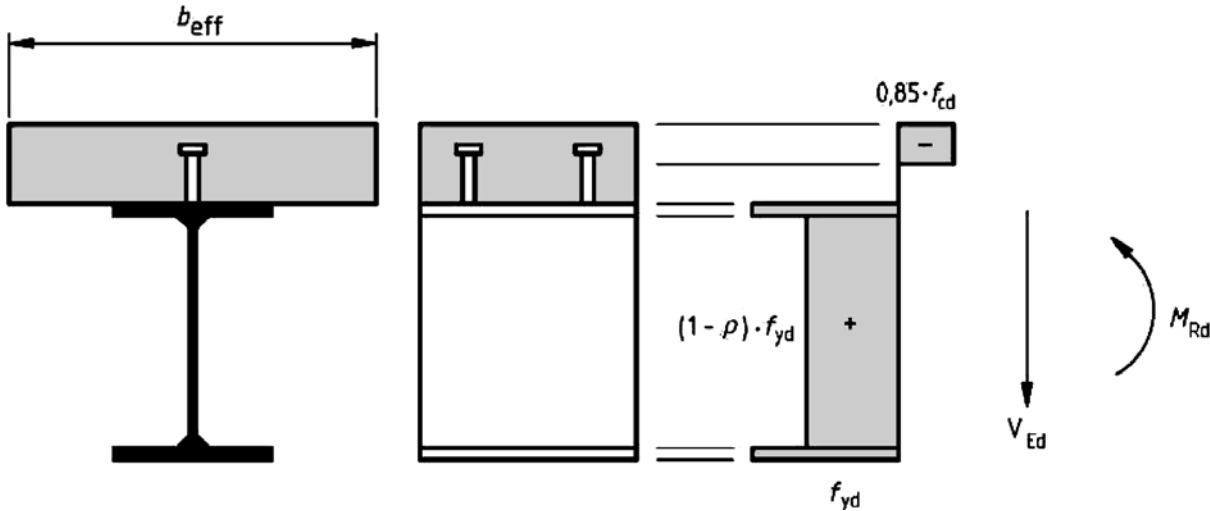


Рисунок 6.7 – Пластичний розподіл напружень, модифікований впливом вертикального зсуву
Figure 6.7 – Plastic stress distribution modified by the effect of vertical shear

(3) Для поперечних перерізів класів 3 і 4 застосовується EN 1993-1-5, 7.1 із використанням визначених напружень для комбінованого перерізу.

(3) For cross-sections in Class 3 and 4, EN 1993-1-5, 7.1 is applicable using the calculated stresses of the composite section.

6.3 Опір поперечних перерізів балок споруд при частковому замоноличуванні

6.3 Resistance of cross-sections of beams for buildings with partial encasement

6.3.1 Сфера

6.3.1 Scope

(1) Визначення частково омоноличених балок надано у 6.1.1(1). Залізобетонна або комбінована плита може формувати частину приведенного перерізу комбінованої балки при забезпеченні з'єднання сталевого профілю зсувними з'єднаннями згідно з 6.6. Типові поперечні перерізи показано на рисунку 6.8.

(1) Partially-encased beams are defined in 6.1.1(1). A concrete or composite slab can also form part of the effective section of the composite beam, provided that it is attached to the steel section by a shear connection in accordance with 6.6. Typical cross-sections are shown in Figure 6.8.

(2) Положення 6.3 застосовується для частково омоноличених перерізів класів 1 або 2 при забезпеченні умови, що d / t_w більше ніж 124ϵ .

(2) Clause 6.3 is applicable to partially encased sections in Class 1 or Class 2, provided that d / t_w is not greater than 124ϵ .

(3) Ці положення застосовуються для всього EN 1994-1-1, якщо інше не вказано у 6.3.

(3) The provisions elsewhere in EN 1994-1-1 are applicable, unless different rules are given in 6.3.

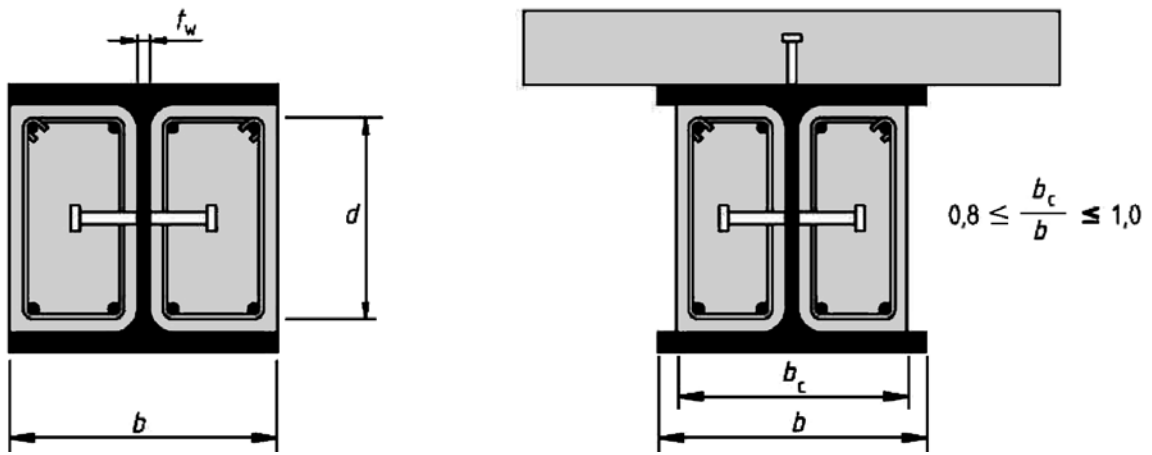


Рисунок 6.8 – Характерні поперечні перерізи частково омоноличених балок
 Figure 6.8 – Typical cross-sections of partially-encased beams

6.3.2 Опір на згин

- (1) Необхідно забезпечити повне з'єднання на зсув між конструкційним сталевим профілем і стінкою заповнення згідно з 6.6.
- (2) Розрахунковий опір за моментом можна визначати із застосуванням теорії пластичності. Стиснутою арматурою у бетоні заповнення можна знехтувати. Деякі приклади характерного розподілу пластичних напружень показано на рисунку 6.9.

6.3.2 Bending resistance

- (1) Full shear connection should be provided between the structural steel section and the web encasement in accordance with 6.6.
- (2) The design resistance moment may be determined by plastic theory. Reinforcement in compression in the concrete encasement may be neglected. Some examples of typical plastic stress distributions are shown in Figure 6.9.

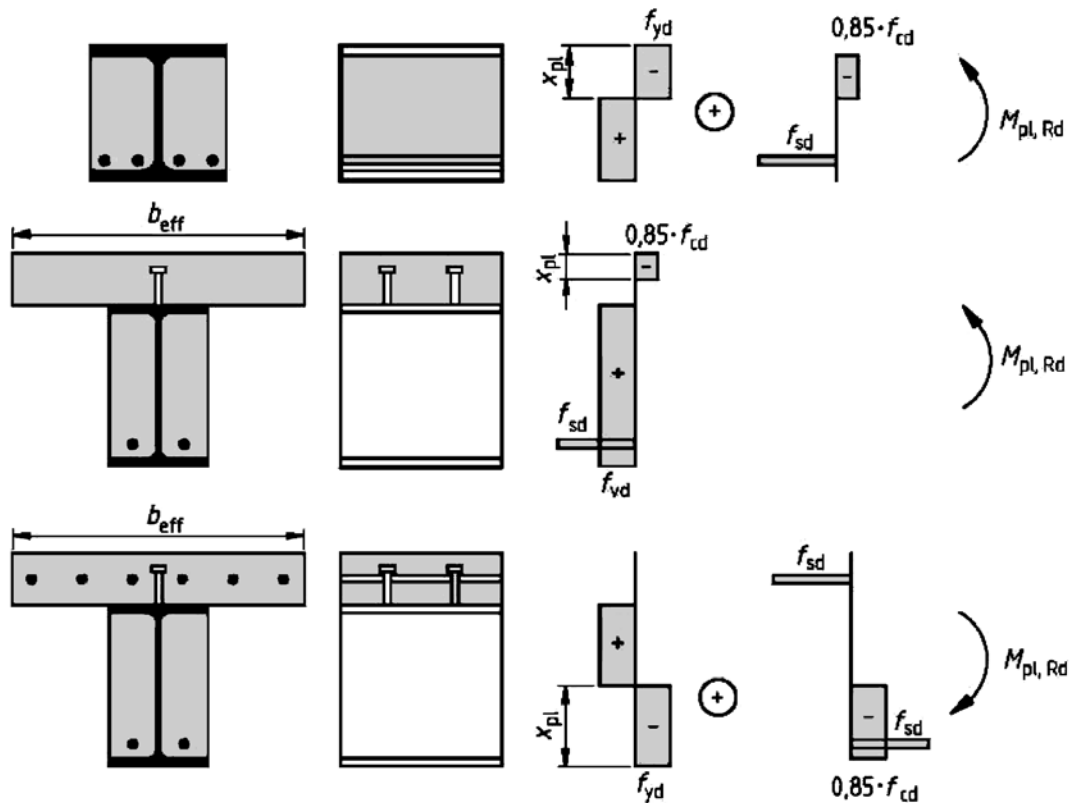


Рисунок 6.9 – Приклади розподілу напружень для приведених перерізів
 Figure 6.9 – Examples of plastic stress distributions for effective sections

(3) Часткове з'єднання на зсув може застосовуватись при зусиллі стиску у залізобетонній або комбінованій плиті, що є частиною приведеного перерізу.

(4) При застосуванні часткового з'єднання на зсув із пластичними елементами пластичний опір балки за моментом необхідно визначати згідно з 6.3.2(2) і 6.2.1.2(1), за винятком випадків, коли необхідно використовувати зменшене значення зусиль стиску у залізобетонній або комбінованій плиті N_c , як у 6.2.1.3(3), (4) і (5).

6.3.3 Опір вертикальному зсуву

(1) Визначення розрахункового опору на зсув $V_{pl,a,Rd}$ конструкційного сталевго профілю повинно здійснюватись за теорією пластичності згідно з 6.2.2.2(2).

(2) Внесок стінок залізобетону у міцність на зсув можна враховувати при визначенні розрахункового опору поперечних перерізів на зсув, якщо хомути застосовуються згідно з рисунком 6.10. Між залізобетоном та конструкційним сталевим профілем повинно забезпечуватись необхідне з'єднання на зсув. Якщо поперечні хомути залізобетонного наповнення відкриті, то вони повинні приварюватись до стінки рівномірним швом.

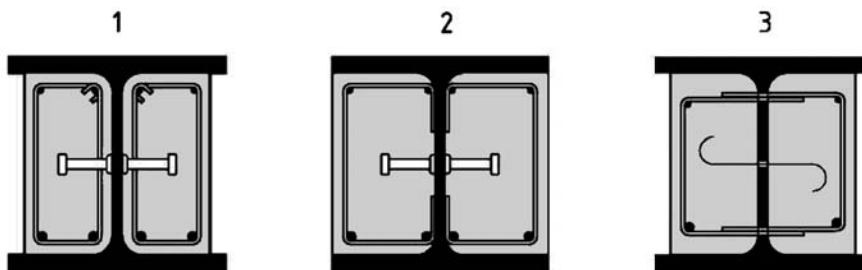
(3) Partial shear connection may be used for the compressive force in any concrete or composite slab forming part of the effective section.

(4) Where partial shear connection is used with ductile connectors, the plastic resistance moment of the beam should be calculated in accordance with 6.3.2(2) and 6.2.1.2(1), except that a reduced value of the compressive force in the concrete or composite slab N_c should be used as in 6.2.1.3(3), (4) and (5).

6.3.3 Resistance to vertical shear

(1) The design shear resistance of the structural steel section $V_{pl,a,Rd}$ should be determined by plastic theory in accordance with 6.2.2.2(2).

(2) The contribution of the web encasement to shear may be taken into account for the determination of the design shear resistance of the cross-section if stirrups are used in accordance with Figure 6.10. Appropriate shear connection should be provided between the encasement and the structural steel section. If the stirrups of the encasement are open, they should be attached to the web by full strength welds. Otherwise the contribution of the shear reinforcement should be neglected.



Позначки:

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

Key:

- 1 – closed stirrups;
- 2 – open stirrups welded to the web;
- 3 – stirrups through the web

Рисунок 6.10 – Улаштування хомутів

Figure 6.10 – Arrangement of stirrups

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

(3) Unless a more accurate analysis is used, the distribution of the total vertical shear V_{Ed} into the parts $V_{a,Ed}$ and $V_{c,Ed}$, acting on the steel section and the reinforced concrete web encasement respectively, may be assumed to be in the same ratio as the contributions of the steel section and the reinforced web encasement to the bending resistance $M_{pl,Rd}$.

(4) Опір вертикальному зсуву стінки заповнення повинен визначатись з урахуванням утворення тріщин у бетоні згідно з EN 1992-1-1, 6.2 та відповідними нормативними вимогами за цим стандартом.

6.3.4 Згин і вертикальний зсув

(1) Якщо розрахункове зусилля зсуву $V_{a,Ed}$ перевищує половину розрахункового пластичного опору $V_{pl,a,Rd}$ конструкційного сталевого профілю на вертикальний зсув, то необхідно враховувати його вплив на опір за моментом.

(2) Вплив вертикального зсуву на опір за моментом можна виразити як і в 6.2.2.4(2) при нижченаведених змінах. Для обчислення зменшеної міцності конструкційного сталевого профілю у зоні зсуву відношення $V_{Ed} / V_{pl,Rd}$ у виразі (6.5) замінюється на $V_{a,Ed} / V_{pl,a,Rd}$. Після цього необхідно визначити зменшений розрахунковий пластичний момент M_{Rd} згідно з 6.3.2.

6.4 Втрати стійкості комбінованих балок при крученні із площини

6.4.1 Загальні положення

(1) Можна вважати, що у з'єднаних з бетоном сталевих полицях або комбінованих плитах із зсувним з'єднанням згідно з 6.6 поперечна стійкість забезпечується за умови запобігання можливості втрати бетонною плитою поперечної стійкості.

(2) Всі інші стиснуті сталеві полиці повинні перевірятись на поперечну стійкість.

(3) Для сталевих профілів можуть застосовуватись методи, наведені у EN 1993-1-1, 6.3.2(1) – 6.3.2(3) та більш загальний у 6.3.4 на основі зусиль у поперечному перерізі комбінованого перерізу з урахуванням впливів від послідовності зведення згідно з 5.4.2.4. Закріплення у рівні з'єднань на зсув бетонної плити можна враховувати як поперечні і пружно-крутні в'язі.

(4) Для комбінованих балок будівель з поперечними перерізами класів 1, 2 або 3 та рівномірним перерізом сталевого профілю можна застосовувати метод, наведений у 6.4.2.

(4) The resistance to vertical shear for the web encasement should take account of cracking of concrete and should be verified in accordance with EN 1992-1-1, 6.2 and the other relevant design requirements of that Standard.

6.3.4 Bending and vertical shear

(1) Where the design vertical shear force $V_{a,Ed}$ exceeds half the design plastic resistance $V_{pl,a,Rd}$ of the structural steel section to vertical shear, allowance should be made for its effect on the resistance moment.

(2) The influence of the vertical shear on the resistance to bending may be expressed as in 6.2.2.4(2) with the following modification. In expression (6.5), the ratio $V_{Ed} / V_{pl,Rd}$ is replaced by $V_{a,Ed} / V_{pl,a,Rd}$ to calculate the reduced design steel strength in the shear area of the structural steel section. Then, the design reduced plastic resistance moment M_{Rd} should be calculated in accordance with 6.3.2.

6.4 Lateral-torsional buckling of composite beams

6.4.1 General

(1) A steel flange that is attached to a concrete or composite slab by shear connection in accordance with 6.6 may be assumed to be laterally stable, provided that lateral instability of the concrete slab is prevented.

(2) All other steel flanges in compression should be checked for lateral stability.

(3) The methods in EN 1993-1-1, 6.3.2(1) – 6.3.2(3) and, more generally, 6.3.4 are applicable to the steel section on the basis of the cross-sectional forces on the composite section, taking into account effects of sequence of construction in accordance with 5.4.2.4. The lateral and elastic torsional restraint at the level of the shear connection to the concrete slab may be taken into account.

(4) For composite beams in buildings with cross-sections in Class 1, 2 or 3 and of uniform structural steel section, the method given in 6.4.2 may be used.

6.4.2 Перевірка стійкості на поперечне кручення нерозрізних комбінованих балок з перерізами класів 1, 2 і 3 у будівлях

(1) Момент внутрішньої пари для перевірки стійкості нерозрізних комбінованих балок, нерозкріплених із площини (або комбінованих по всій довжині ригелів рам), з поперечними перерізами класів 1,2 або 3 та рівномірним перерізом сталевого профілю необхідно визначити як:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} M_{Rd} , \quad (6.6)$$

де:

χ_{LT} – коефіцієнт зниження поздовжнього згину від поперечного кручення у залежності від відносної гнучкості λ_{LT} ;

M_{Rd} – розрахунковий момент при згині з провисанням (додатній) на відповідній проміжній опорі (або у вузлі колона-ригель).

Значення коефіцієнта зниження χ_{LT} можна приймати згідно з EN 1993-1-1, 6.3.2(2) або 6.3.2(3).

(2) Для перерізів класів 1 або 2 M_{Rd} необхідно визначити згідно з 6.2.1.2 для балок, у яких опір згину визначається на основі теорії пластичності, або 6.2.1.4 для балок, у яких опір згину визначається на основі теорії нелінійності, або 6.3.2 частково замоноличених балок при визначенні f_{yd} з використанням коефіцієнта γ_{M1} , наведеного у EN 1993-1-1, 6.1(1).

(3) Для перерізів класу 3 M_{Rd} необхідно визначити згідно за виразом (6.4), але з визначенням розрахункового згинального моменту, що викликає або напруження розтягу f_{sd} в арматурі, або напруження стиску f_{yd} у крайній нижній фібрі сталевого профілю в залежності, яке менше; f_{yd} необхідно визначити з використанням коефіцієнта γ_{M1} , наведеного у EN 1993-1-1, 6.1(1).

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{Rk}}{M_{cr}}} , \quad (6.7)$$

де:

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

6.4.2 Verification of lateral-torsional buckling of continuous composite beams with crosssections in Class 1, 2 and 3 for buildings

(1) The design buckling resistance moment of a laterally unrestrained continuous composite beam (or a beam within a frame that is composite throughout its length) with Class 1, 2 or 3 cross-sections and with a uniform structural steel section should be taken as:

where:

χ_{LT} is the reduction factor for lateral-torsional buckling depending on the relative slenderness λ_{LT} ;

M_{Rd} is the design resistance moment under hogging bending at the relevant internal support (or beam-to-column joint).

Values of the reduction factor χ_{LT} may be obtained from EN 1993-1-1, 6.3.2(2) or 6.3.2(3).

(2) For cross-sections in Class 1 or 2, M_{Rd} should be determined according to 6.2.1.2 for a beam whose bending resistance is based on plastic theory, or 6.2.1.4 for a beam whose bending resistance is based on non-linear theory, or 6.3.2 for a partially-encased beam, with f_{yd} determined using the partial factor γ_{M1} given by EN 1993-1-1, 6.1(1).

(3) For cross-sections in Class 3, M_{Rd} should be determined using expression (6.4), but as the design hogging bending moment that causes either a tensile stress f_{sd} in the reinforcement or a compression stress f_{yd} in the extreme bottom fibre of the steel section, whichever is the smaller; f_{yd} should be determined using the partial factor γ_{M1} given by EN 1993-1-1, 6.1(1).

(4) The relative slenderness $\bar{\lambda}_{LT}$ may be calculated by:

where:

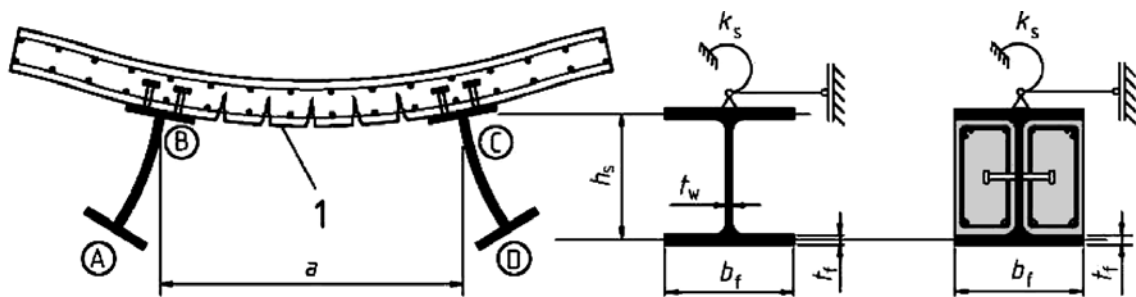
M_{Rk} is the resistance moment of the composite section using the characteristic material properties;

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

(5) Якщо плита також з'єднана з одним або декількома опорними сталевими елементами, приблизно паралельними комбінованій балці, що розглядається, і дотримуються умови 6.4.3(c), (e) і (f), то визначення пружного критичного моменту M_{cr} може ґрунтуватись на моделі "нерозрізної оберненої U-подібної рами". Як показано на рисунку 6.11, цей метод враховує поперечне переміщення нижньої полиці, спричинене згином сталеві полиці, та поворот верхньої полиці, яка сприймає згин плити.

M_{cr} is the elastic critical moment for lateral-torsional buckling determined at the internal support of the relevant span where the hogging bending moment is greatest.

(5) Where the same slab is also attached to one or more supporting steel members approximately parallel to the composite beam considered and the conditions 6.4.3(c), (e) and (f) are satisfied, the calculation of the elastic critical moment M_{cr} may be based on the "continuous inverted U-frame" model. As shown in Figure 6.11, this model takes into account the lateral displacement of the bottom flange causing bending of the steel web, and the rotation of the top flange that is resisted by bending of the slab.



Позначки:
1 – тріщини

Key:
1 – cracks

Рисунок 6.11 – Обернена U-подібна рама ABCD, що сприймає позовжній згин при поперечному крученні

Figure 6.11 – Inverted-U frame ABCD resisting lateral-torsional buckling

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

(6) At the level of the top steel flange, a rotational stiffness k_s per unit length of steel beam may be adopted to represent the U-frame model by a beam alone:

$$k_s = \frac{k_1 k_2}{k_1 + k_2}, \quad (6.8)$$

де:

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

where:

k_1 is the flexural stiffness of the cracked concrete or composite slab in the direction transverse to the steel beam, which may be taken as:

$$k_1 = \alpha (EI)_2 / a, \quad (6.8)$$

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

where $\alpha = 2$ for k_1 for an edge beam, with or without a cantilever, and $\alpha = 3$ for an inner beam. For inner beams in a floor with four or more similar beams, $\alpha = 4$ may be used;

α – крок паралельних балок;

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

k_2 – згинальна жорсткість сталевої стінки, що приймається як:

$$k_2 = \frac{E_a t_w^3}{4(1 - \nu_a^2) h_s}, \quad (6.10)$$

для неомоноліченої сталевої балки,

де: ν_a – коефіцієнт Пуассона конструкційної сталі, а h_s і t_w – визначаються за рисунком 6.11.

(7) Для сталевих балок з частковим омоноличуванням згідно з 5.5.3.(2) згинальна жорсткість може враховувати бетон і визначатись як:

$$k_2 = \frac{E_a t_w b_c^2}{16 h_s (1 + 4 n t_w / b_c)}, \quad (6.11)$$

де:

n – відношення модулів для довготривалих впливів згідно з 5.4.2.2;

b_c – ширина бетонного заповнення (рисунок 6.8).

(8) При визначенні M_{cr} у моделі U-подібної рами можна враховувати сприятливий вплив крутної жорсткості Сен-Венена $G_a I_{at}$ сталевого профілю.

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

6.4.3 Спрощена перевірка для споруд без прямого розрахунку

(1) Нерозрізні балки (або ригелі каркаса, комбіновані по всій довжині) з перерізами

α is the spacing between the parallel beams;

$(EI)_2$ is the "cracked" flexural stiffness per unit width of the concrete or composite slab, taken as the lower of the value at mid-span, for sagging bending, and the value at the supporting steel section, for hogging bending;

k_2 is the flexural stiffness of the steel web, to be taken as:

for an uncased steel beam,

where: ν_a is Poisson's ratio for structural steel and h_s and t_w are defined in Figure 6.11.

(7) For a steel beam with partial encasement in accordance with 5.5.3(2), the flexural stiffness k_2 may take account of the encasement and be calculated by:

where:

n is the modular ratio for long-term effects according to 5.4.2.2, and

b_c is the width of the concrete encasement, see Figure 6.8.

(8) In the U-frame model, the favourable effect of the St. Venant torsional stiffness $G_a I_{at}$ of the steel section may be taken into account for the calculation of M_{cr} .

(9) For a partially-encased steel beam with encasement reinforced either with open stirrups attached to the web or with closed stirrups, the torsional stiffness of the encasement may be added to the value $G_a I_{at}$ for the steel section. This additional torsional stiffness should be taken as $G_c I_{ct} / 10$, where G_c is the shear modulus for concrete, which may be taken as $0,3 E_a / n$ (where n is the modular ratio for long-term effects), and I_{ct} is the St. Venant torsion constant of the encasement, assuming it to be un-cracked and of breadth equal to the overall width of the encasement.

6.4.3 Simplified verification for buildings without direct calculation

(1) A continuous beam (or a beam within a frame that is composite throughout its length) with

класів 1, 2 або 3 можна проектувати без додаткових поперечних в'язей при виконанні наступних умов:

- a) прилеглі прольоти не повинні відрізнятись по довжині більше ніж на 20 % від найменшого прольоту. Виліт консолі не повинен перевищувати прилеглий проліт більше ніж на 15 %;
- b) навантаження у кожному прольоті рівномірно розподілене, а розрахункове постійне навантаження перевищує 40 % загального розрахункового навантаження;
- c) верхня полиця сталевго елемента з'єднана з залізобетоном або комбінованою плитою зсувними в'язями згідно з 6.6;
- d) та сама плита з'єднана з іншим опорним елементом, приблизно паралельним комбінованій балці, що розглядається, для утворення оберненої U-подібної рами, як показано на рисунку 6.11;
- e) якщо плита комбінована, то розглядається її проліт між двома опорними елементами оберненої U-подібної рами;
- f) на кожній опорі сталевго елемента його нижня полиця розкріплена у поперечному напрямі, а у стінки забезпечена місцева стійкість. В інших місцях стінка може не мати ребра жорсткості для місцевої стійкості;
- g) якщо сталевий елемент є IPE – профілем або HE – профілем, які частково не є омоноліченими, його висота h не перевищує граничних значень, наведених у таблиці 6.1.

Таблиця 6.1 – Максимальна висота h , мм, неомонолічених сталевих елементів, для яких можна застосовувати положення 6.4.3

Table 6.1 – Maximum depth h (mm) of uncased steel member for which clause 6.4.3 is applicable

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

h) якщо сталевий елемент частково омонолічений бетоном згідно з 5.5.3(2), його висота не перевищує межі, наведені у таблиці 6.1 більше ніж на 200 мм для класів сталі до S355 і на 150 мм для класів S420 і S460.

Примітка. Положення для інших сталевих профілів можуть наводитись у національному додатку.

Class 1, 2 or 3 cross-sections may be designed without additional lateral bracing when the following conditions are satisfied:

- a) Adjacent spans do not differ in length by more than 20 % of the shorter span. Where there is a cantilever, its length does not exceed 15 % of that of the adjacent span.
- b) The loading on each span is uniformly distributed, and the design permanent load exceeds 40 % of the total design load.
- c) The top flange of the steel member is attached to a reinforced concrete or composite slab by shear connectors in accordance with 6.6.
- d) The same slab is also attached to another supporting member approximately parallel to the composite beam considered, to form an inverted-U frame as illustrated in Figure 6.11.
- e) If the slab is composite, it spans between the two supporting members of the inverted-U frame considered.
- f) At each support of the steel member, its bottom flange is laterally restrained and its web is stiffened. Elsewhere, the web may be un-stiffened.
- g) If the steel member is an IPE section or an HE section that is not partially encased, its depth h does not exceed the limit given in Table 6.1.

h) If the steel member is partially encased in concrete according to 5.5.3(2), its depth h does not exceed the limit given in Table 6.1 by more than 200 mm for steel grades up to S355 and by 150 mm for grades S420 and S460.

Note: Provisions for other types of steel section may be given in the National Annex.

6.5 Поперечні сили на стінку

6.5.1 Загальні положення

(1) Наведені в EN 1993-1-5 правила визначення розрахункового опору стінок з ребрами жорсткості або без ребер на поперечні сили, прикладені через полицю, застосовуються для некомбінованих сталевих полиць компонованої балки і для прилеглої частини стінки.

(2) Якщо поперечна сила діє у поєднанні із згином та поздовжньою силою, то перевірку міцності необхідно виконувати згідно з EN 1993-1-5, 7.2.

(3) У будівлях, на проміжних опорах балок, запроектованих із приведеною стінкою класу 2 відповідно до 5.5.2(3), повинні забезпечуватись поперечні ребра жорсткості, за винятком випадків, коли показано, що стінка без ребер має необхідну стійкість на випучування та стійкість на поздовжній згин.

6.5.2 Втрата стійкості стінок спричинена полицями

(1) EN 1993-1-5, 8 можна застосовувати за умови, що площа A_{fc} дорівнюватиме площі некомбінованої сталеві полиці або приведена площа комбінованої сталеві полиці враховує відношення модулів для короткотривалого навантаження, залежно від того, яка з величин менша.

6.6 Зсувні з'єднання

6.6.1 Загальні положення

6.6.1.1 Основи проектування

(1) Положення 6.6 застосовується для комбінованих балок і, у разі придатності, для інших типів комбінованих елементів.

(2)Р Зсувні з'єднання та поперечна арматура повинні встановлюватись для передачі поздовжніх зусиль зсуву між бетоном і конструкційним сталевим профілем, при цьому природне зчеплення між двома матеріалами не враховується.

(3)Р Зсувні з'єднання повинні мати достатню деформативність, щоб задовольняти умови стосовно непружного перерозподілу при розрахунку.

(4)Р Пластичними вважаються з'єднання, які мають необхідну деформативність для забезпечення виконання умов щодо ідеалізованого пластичного характеру роботи зсувних з'єднань у конструкції, що розглядається.

6.5 Transverse forces on webs

6.5.1 General

(1) The rules given in EN 1993-1-5, 6 to determine the design resistance of an unstiffened or stiffened web to transverse forces applied through a flange are applicable to the non-composite steel flange of a composite beam, and to the adjacent part of the web.

(2) If the transverse force acts in combination with bending and axial force, the resistance should be verified according to EN 1993-1-5, 7.2.

(3) For buildings, at an internal support of a beam designed using an effective web in Class 2 in accordance with 5.5.2(3), transverse stiffening should be provided unless it has been verified that the un-stiffened web has sufficient resistance to crippling and buckling.

6.5.2 Flange induced buckling of webs

(1) EN 1993-1-5, 8 is applicable provided that area A_{fc} is taken equal to the area of the non-composite steel flange or the transformed area of the composite steel flange taking into account the modular ratio for shortterm loading, whichever is the smaller.

6.6 Shear connection

6.6.1 General

6.6.1.1 Basis of design

(1) Clause 6.6 is applicable to composite beams and, as appropriate, to other types of composite member.

(2)P Shear connection and transverse reinforcement shall be provided to transmit the longitudinal shear force between the concrete and the structural steel element, ignoring the effect of natural bond between the two.

(3)P Shear connectors shall have sufficient deformation capacity to justify any inelastic redistribution of shear assumed in design.

(4)P Ductile connectors are those with sufficient deformation capacity to justify the assumption of ideal plastic behaviour of the shear connection in the structure considered.

(5) З'єднувальний елемент можна вважати пластичним, якщо нормативна несуча здатність ковзанню δ_{uk} становить щонайменше 6 мм.

Примітка. Оцінка δ_{uk} наведена у додатку В.

(6)P Якщо в одному прольоті балки застосовуються два або більше різних типів зсувних з'єднань, то необхідно враховувати наявні відмінності у їх характеристиках ковзання при навантаженні.

(7)P Зсувні з'єднання повинні бути достатніми для запобігання відшаруванню бетонного елемента від сталевго профілю, за винятком випадків, коли запобігання відшаруванню забезпечується іншими засобами.

(8) Для запобігання розшаруванню плити зсувні з'єднання повинні розраховуватись на сприйняття номінального граничного зусилля розтягу, перпендикулярного до площини сталевго полиці, яке менше на 0,1 від розрахункового граничного опору на зсув з'єднань. За необхідності, вони можуть забезпечуватись анкерними пристроями.

(9) Зсувні з'єднання у формі хомутив з головками згідно з 6.6.5.7 можна вважати такими, що забезпечують необхідний опір відриву за умови, що вони не зазнають прямої дії розтягу.

(10)P Необхідно запобігати поздовжньому руйнуванню від зсуву і ковзання бетонної плити внаслідок зосереджених сил, прикладених від з'єднань.

(11) Якщо конструювання зсувного з'єднання відповідає положенням 6.6.5 і поперечне армування виконано згідно з 6.6.6, то можна вважати, що забезпечується відповідність 6.6.1.1(10).

(12) Якщо для передачі зсуву між сталевим елементом і бетонним елементом використовується інший метод з'єднання, відмінний від зсувних з'єднань, включених у 6.6, то характер роботи, прийнятий у розрахунку, повинен ґрунтуватись на випробуваннях і супроводі концептуальною моделлю. Розрахунок комбінованого елемента повинен підтверджуватись розрахунком подібного елемента із застосуванням зсувних з'єднань, включених у 6.6, у тій мірі, наскільки це практично можливо.

(5) A connector may be taken as ductile if the characteristic slip capacity δ_{uk} is at least 6 mm.

Note: An evaluation of δ_{uk} is given in Annex B.

(6)P Where two or more different types of shear connection are used within the same span of a beam, account shall be taken of any significant difference in their loadslip properties.

(7)P Shear connectors shall be capable of preventing separation of the concrete element from the steel element, except where separation is prevented by other means.

(8) To prevent separation of the slab, shear connectors should be designed to resist a nominal ultimate tensile force, perpendicular to the plane of the steel flange, of at least 0,1 times the design ultimate shear resistance of the connectors. If necessary they should be supplemented by anchoring devices.

(9) Headed stud shear connectors in accordance with 6.6.5.7 may be assumed to provide sufficient resistance to uplift, unless the shear connection is subjected to direct tension.

(10)P Longitudinal shear failure and splitting of the concrete slab due to concentrated forces applied by the connectors shall be prevented.

(11) If the detailing of the shear connection is in accordance with the appropriate provisions of 6.6.5 and the transverse reinforcement is in accordance with 6.6.6, compliance with 6.6.1.1(10) may be assumed.

(12) Where a method of interconnection, other than the shear connectors included in 6.6, is used to transfer shear between a steel element and a concrete element, the behaviour assumed in design should be based on tests and supported by a conceptual model. The design of the composite member should conform to the design of a similar member employing shear connectors included in 6.6, in so far as practicable.

(13) Для будівель кількість з'єднань повинна дорівнювати щонайменше розрахунковому зусиллю зсуву для граничного стану, яке визначається згідно з 6.6.2, поділеному на розрахунковий опір одного з'єднання P_{Rd} . Для стрижневих зсувних з'єднань розрахунковий опір повинен визначатись згідно з 6.6.3 або 6.6.4, що більше відповідає.

(14)P Якщо всі поперечні перерізи класу 1 або 2, для балок будівель можна застосовувати часткове з'єднання на зсув. Кількість з'єднань повинна в цьому випадку визначатись застосуванням теорії часткового з'єднання на зсув з урахуванням деформаційної здатності зсувних з'єднань.

6.6.1.2 Обмеження для застосування часткового з'єднання на зсув у балках споруд

(1) Поперечні стрижні з головками загальною довжиною після приварювання не менше ніж 4 діаметри, а діаметром стрижня не менше ніж 16 мм і не більше ніж 25 мм, можуть вважатись пластичними у нижченаведених межах для ступеня з'єднання на зсув, який визначається коефіцієнтом $\eta = n / n_f$:

– для сталевих профілів з рівними полицями:

$$L_e \leq 25; \quad \eta \geq 1 - \left(\frac{355}{f_y} \right) (0,75 - 0,03L_e), \quad \eta \geq 0,4, \quad (6.12)$$

$$L_e > 25; \quad \eta \geq 1, \quad (6.13)$$

– для сталевих профілів з площею нижньої полиці в три рази більшою ніж площа верхньої полиці:

$$L_e \leq 20; \quad \eta \geq 1 - \left(\frac{355}{f_y} \right) (0,30 - 0,015L_e), \quad \eta \geq 0,4, \quad (6.14)$$

$$L_e > 20; \quad \eta \geq 1, \quad (6.15)$$

де:

L_e – відстань між точками нульових згинальних моментів у метрах при додатному прогині; для типових нерозрізних балок L_e можна приймати, як показано на рисунку 5.1;

n_f – кількість з'єднань для повного з'єднання на зсув, визначена для даної довжини балки згідно з 6.6.1.1(13) і 6.6.2.2(2);

n – фактична кількість з'єднань на зсув, передбачена для тієї ж довжини.

(13) For buildings, the number of connectors should be at least equal to the total design shear force for the ultimate limit state, determined according to 6.6.2, divided by the design resistance of a single connector P_{Rd} . For stud connectors the design resistance should be determined according to 6.6.3 or 6.6.4, as appropriate.

(14)P If all cross-sections are in Class 1 or Class 2, in buildings partial shear connection may be used for beams. The number of connectors shall then be determined by a partial connection theory taking into account the deformation capacity of the shear connectors.

6.6.1.2 Limitation on the use of partial shear connection in beams for buildings

(1) Headed studs with an overall length after welding not less than 4 times the diameter, and with a shank of nominal diameter not less than 16 mm and not greater than 25 mm, may be considered as ductile within the following limits for the degree of shear connection, which is defined by the ratio $\eta = n / n_f$:

For steel sections with equal flanges:

For steel sections having a bottom flange with an area equal to three times the area of the top flange:

where:

L_e is the distance in sagging bending between points of zero bending moment in metres; for typical continuous beams, L_e may be assumed to be as shown in Figure 5.1;

n_f is the number of connectors for full shear connection determined for that length of beam in accordance with 6.6.1.1(13) and 6.6.2.2(2);

n is the number of shear connectors provided within that same length.

(2) Для сталевих профілів, у яких площа верхньої полиці перевищує площу нижньої менше ніж у три рази, граничне η можна визначити з виразів (6.12) – (6.15) лінійною інтерполяцією.

(3) З'єднувальні поперечні стрижні з головками можуть вважатись пластичними у ширшому діапазоні прольоту ніж вказано вище у (1), якщо:

а) стрижні мають загальну довжину після приварювання не менше ніж 76 мм, а діаметр тіла не менше ніж 19 мм;

б) сталевий переріз виконаний із прокатного або зварного двотавра або швелера з рівними полицями:

в) бетонна плита є комбінованою з профнастилів, перпендикулярних до балки, а ребра бетону нерозрізні по довжині;

г) у кожному ребрі профілю є один поперечний стрижень, розташований у центрі ребра, або перемінно на лівій і правій стороні лотка вдовж прольоту;

д) у профнастилі з $b_0 / h_p \geq 2$ і $h_p \leq 60$ мм позначення див. на рисунку 6.13;

е) зусилля N_c визначаються згідно із спрощеним методом, наведеним на рисунку 6.5.

За дотримання цих умов коефіцієнт η повинен задовольняти:

$$L_e \leq 25; \quad \eta \geq 1 - \left(\frac{355}{f_y} \right) (1,0 - 0,04L_e), \quad \eta \geq 0,4, \quad (6.16)$$

$$L_e > 25; \quad \eta \geq 1, \quad (6.17)$$

Примітка. Вимоги 6.6.1.2 отримані при рівномірному кроці зсувних з'єднань.

6.6.1.3 Крок зсувних з'єднань у балках споруд

(1)Р Зсувні з'єднання повинні розташовуватись вздовж балки, щоб передавати поздовжній зсув і запобігати розшаруванню бетону та сталевій балки, враховуючи відповідний розподіл розрахункових поздовжніх зусиль зсуву.

(2) у консолях та зонах від'ємних моментів нерозрізних балок розтягнута арматура повинна обриватись відповідно до кроку зсувних з'єднань та відповідним чином заанкеруватись.

(3) Пластичні з'єднання можуть розташовуватись рівномірно по довжині між прилеглими критичними перерізами, як визначено у 6.1.1 за умови, що:

(2) For steel sections having a bottom flange with an area exceeding the area of the top flange but less than three times that area, the limit for η may be determined from expressions (6.12) – (6.15) by linear interpolation.

(3) Headed stud connectors may be considered as ductile over a wider range of spans than given in (1) above where:

(a) the studs have an overall length after welding not less than 76 mm, and a shank of nominal diameter of 19 mm;

(b) the steel section is a rolled or welded I or H with equal flanges;

(c) the concrete slab is composite with profiled steel sheeting that spans perpendicular to the beam and the concrete ribs are continuous across it;

(d) there is one stud per rib of sheeting, placed either centrally within the rib or alternately on the left side and on the right side of the trough throughout the length of the span;

(e) for the sheeting $b_0 / h_p \geq 2$ and $h_p \leq 60$ mm, where the notation is as in Figure 6.13 and

(f) the force N_c is calculated in accordance with the simplified method given in Figure 6.5.

Where these conditions are satisfied, the ratio η should satisfy:

Note: The requirements in 6.6.1.2 are derived for uniform spacing of shear connectors.

6.6.1.3 Spacing of shear connectors in beams for buildings

(1)P The shear connectors shall be spaced along the beam so as to transmit longitudinal shear and to prevent separation between the concrete and the steel beam, considering an appropriate distribution of design longitudinal shear force.

(2) In cantilevers and hogging moment regions of continuous beams, tension reinforcement should be curtailed to suit the spacing of the shear connectors and should be adequately anchored.

(3) Ductile connectors may be spaced uniformly over a length between adjacent critical cross-sections as defined in 6.1.1 provided that:

- всі критичні перерізи у прольоті, що розглядається, є класу 1 або 2;
- η задовольняє обмеження, наведені у 6.6.1.2;
- пластичний момент внутрішньої пари комбінованого перерізу не перевищує більше ніж у 2,5 раза пластичний момент сталевого профілю.

(4) Якщо пластичний момент внутрішньої пари комбінованого перерізу перевищує більше ніж у 2,5 раза пластичний момент сталевого елемента, необхідно виконувати додаткову перевірку достатності зсувного з'єднання у проміжних точках приблизно посередині між прилеглими критичними перерізами.

(5) Необхідна кількість зсувних з'єднань може розподілятися між точкою максимального додатного моменту і прилеглою опорою або точкою максимального від'ємного моменту відповідно до поздовжнього зсуву, визначеного за пружною теорією при навантаженні, що розглядається. У разі виконання цих вимог жодні додаткові перевірки достатності зсувних з'єднань не вимагаються.

6.6.2 Поздовжнє зусилля зсуву у балках споруд

6.6.2.1 Балки, у яких нелінійна або пружна теорія використовується для визначення міцності одного або більше перерізів

(1) Якщо для поперечних перерізів застосовується нелінійна або пружна теорія, то зусилля поздовжнього зсуву повинні визначатись у спосіб, що узгоджується з 6.2.1.4 або 6.2.1.5 відповідно.

6.6.2.2 Балки, у яких для визначення міцності перерізів використовується пластична теорія

(1)P Загальний розрахунковий зсув повинен визначатись у спосіб, що узгоджується з розрахунковим значенням внутрішньої пари, з урахуванням різниці у номінальних зусиллях у бетони або конструкційній сталі на критичній довжині.

(2) Для повного з'єднання на зсув необхідно посилатись відповідно на 6.2.1.2 або 6.3.2.

(3) При частковому з'єднанні на зсув необхідно посилатись відповідно на 6.2.1.3 або 6.3.2.

- all critical sections in the span considered are in Class 1 or Class 2,
- η satisfies the limit given by 6.6.1.2 and

– the plastic resistance moment of the composite section does not exceed 2,5 times the plastic resistance moment of the steel member alone.

(4) If the plastic resistance moment exceeds 2,5 times the plastic resistance moment of the steel member alone, additional checks on the adequacy of the shear connection should be made at intermediate points approximately midway between adjacent critical cross-sections.

(5) The required number of shear connectors may be distributed between a point of maximum sagging bending moment and an adjacent support or point of maximum hogging moment, in accordance with the longitudinal shear calculated by elastic theory for the loading considered. Where this is done, no additional checks on the adequacy of the shear connection are required.

6.6.2 Longitudinal shear force in beams for buildings

6.6.2.1 Beams in which non-linear or elastic theory is used for resistances of one or more crosssections

(1) If non-linear or elastic theory is applied to cross-sections, the longitudinal shear force should be determined in a manner consistent with 6.2.1.4 or 6.2.1.5 respectively.

6.6.2.2 Beams in which plastic theory is used for resistance of cross sections

(1)P The total design longitudinal shear shall be determined in a manner consistent with the design bending resistance, taking account of the difference in the normal force in concrete or structural steel over a critical length.

(2) For full shear connection, reference should be made to 6.2.1.2, or 6.3.2, as appropriate.

(3) For partial shear connection, reference should be made to 6.2.1.3 or 6.3.2, as appropriate.

6.6.3 Стрижневі поперечні з'єднання з головками у суцільних плитах і бетонному заповненні

6.6.3.1 Розрахунковий опір

(1) Розрахунковий опір поперечних стрижнів з головками при автоматичному зварюванні згідно з EN 14555 повинен визначатись за виразом:

$$P_{Rd} = \frac{0,8f_u \pi d^2 / 4}{\gamma_V}, \quad (6.18)$$

або

or:

$$P_{Rd} = \frac{0,29\alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_m}}{\gamma_V}, \quad (6.19)$$

залежно від того, яке значення менше, при

whichever is smaller, with:

$$\alpha = 0,2 \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \text{ при (for) } 3 \leq h_{sc} / d \leq 4, \quad (6.20)$$

$$\alpha = 1 \text{ при (for) } h_{sc} / d > 4, \quad (6.21)$$

де:

γ_V – коефіцієнт безпеки;

d – діаметр тіла стрижня, $16 \text{ мм} \leq d \leq 25 \text{ мм}$;

f_u – вибрана необмежувана міцність на розтяг матеріалу поперечного стрижня, але не більше ніж 500 Н/мм^2 ;

f_{ck} – нормативна циліндрична міцність на стиск бетону у віці, що відповідає моменту часу, який розглядається, густиною не менше ніж 1750 кг/м^3 ;

h_{sc} – загальна номінальна висота поперечного стрижня.

Примітка. Значення γ_V може надаватись у національному додатку. Рекомендується величина $\gamma_V = 1,25$.

6.6.3.2 Вплив розтягу на розрахунковий опір зрізу

(1) Якщо поперечні стрижні з головками на додаток до зсуву зазнають прямої дії зусиль розтягу, то необхідно обчислювати розрахункове зусилля розтягу F_{ten} на поперечний стрижень.

(2) Зусиллям розтягу можна знехтувати, якщо $F_{ten} \leq 0,1P_{Rd}$, де P_{Rd} – розрахунковий опір зрізу, визначений згідно з 6.6.3.1.

(3) Якщо $F_{ten} > 0,1P_{Rd}$, то з'єднання не входить у сферу застосування EN 1994.

6.6.3 Headed stud connectors in solid slabs and concrete encasement

6.6.3.1 Design resistance

(1) The design shear resistance of a headed stud automatically welded in accordance with EN 14555 should be determined from:

$$P_{Rd} = \frac{0,8f_u \pi d^2 / 4}{\gamma_V}, \quad (6.18)$$

or:

$$P_{Rd} = \frac{0,29\alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_m}}{\gamma_V}, \quad (6.19)$$

whichever is smaller, with:

$$\alpha = 0,2 \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \text{ при (for) } 3 \leq h_{sc} / d \leq 4, \quad (6.20)$$

$$\alpha = 1 \text{ при (for) } h_{sc} / d > 4, \quad (6.21)$$

where:

γ_V is the partial factor;

d is the diameter of the shank of the stud, $16 \text{ mm} \leq d \leq 25 \text{ mm}$;

f_u is the specified ultimate tensile strength of the material of the stud but not greater than 500 N/mm^2 ;

f_{ck} is the characteristic cylinder compressive strength of the concrete at the age considered, of density not less than 1750 kg/m^3 ;

h_{sc} is the overall nominal height of the stud.

Note: The value for γ_V may be given in the National Annex. The recommended value for γ_V is 1,25.

6.6.3.2 Influence of tension on shear resistance

(1) Where headed stud connectors are subjected to direct tensile force in addition to shear, the design tensile force per stud F_{ten} should be calculated.

(2) If $F_{ten} \leq 0,1P_{Rd}$, where P_{Rd} is the design shear resistance defined in 6.6.3.1, the tensile force may be neglected.

(3) If $F_{ten} > 0,1P_{Rd}$, the connection is not within the scope of EN 1994.

6.6.4 Розрахунковий опір поперечних стрижнів з головками, що застосовуються з профільованим настилом у спорудах

6.6.4.1 Профнастили з ребрами, паралельними опорним балкам

(1) Поперечні стрижні розташовані в межах зони бетону, що має форму вута (рисунок 6.12). Якщо профіль нерозрізний поперек балки, то ширина b_0 дорівнює ширині пазу, як показано на рисунку 9.2. Якщо настил розрізний, то b_0 визначається способом, який показано на рисунку 6.12. Висоту пазу слід приймати як h_p – загальна висота настилу мінус виступи.

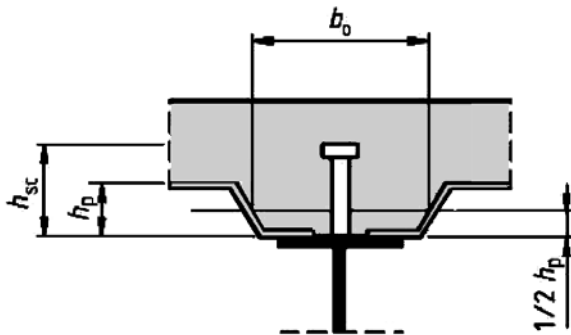


Рисунок 6.12 – Балка з профільованим настилом, паралельним балці
Figure 6.12 – Beam with profiled steel sheeting parallel to the beam

(2) Розрахунковий опір зсуву необхідно приймати як опір у суцільній плиті, див. 6.6.3.1, помножений на понижувальний коефіцієнт k_l , що визначається за наступним виразом:

$$k_l = 0,6 \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} \right) \leq 1,0, \quad (6.22)$$

де h_{sc} – загальна висота стрижня, але не більше ніж $h_p + 75$ мм.

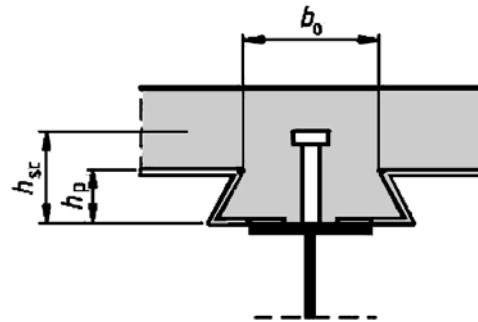
(3) Якщо настил розрізний поперек балки і не заанкерований до балки належним чином, то сторона пазу і її армування повинні задовольняти 6.6.5.4.

Примітка. Способи досягнення необхідного анкерування можуть надаватись у національному додатку.

6.6.4 Design resistance of headed studs used with profiled steel sheeting in buildings

6.6.4.1 Sheetting with ribs parallel to the supporting beams

(1) The studs are located within a region of concrete that has the shape of a haunch, see Figure 6.12. Where the sheeting is continuous across the beam, the width of the haunch b_0 is equal to the width of the trough as given in Figure 9.2. Where the sheeting is not continuous, b_0 is defined in a similar way as given in Figure 6.12. The depth of the haunch should be taken as h_p , the overall depth of the sheeting excluding embossments.



(2) The design shear resistance should be taken as the resistance in a solid slab, see 6.6.3.1, multiplied by the reduction factor k_l given by the following expression:

where: h_{sc} is the overall height of the stud, but not greater than $h_p + 75$ mm.

(3) Where the sheeting is not continuous across the beam, and is not appropriately anchored to the beam, that side of the haunch and its reinforcement should satisfy 6.6.5.4.

Note: Means to achieve appropriate anchorage may be given in the National Annex.

6.6.4.2 Профнастили з ребрами, перпендикулярними до опорних балок

(1) При забезпеченні виконання умов, наведених у (2) і (3), розрахунковий опір зсуву повинен прийматись як опір у суцільній плиті, обчислений, як наведено у 6.6.3.1 (за винятком умови, що f_u повинна становити не більше ніж 450 N/mm^2), помножений на понижувальний коефіцієнт k_t , що визначається за наступним виразом:

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{n_r}} \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right), \quad (6.23)$$

де n_r – кількість поперечних стрижнів у одному ребрі на перерізі балки, що не перевищує 2 за розрахунком, а інші символи показані на рисунку 6.13.

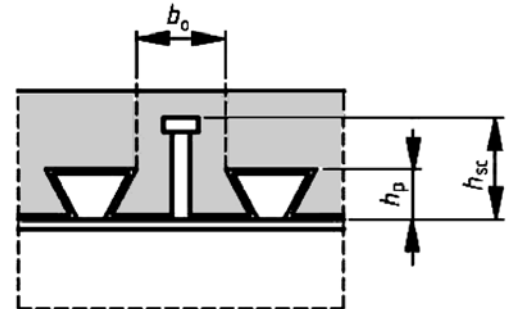
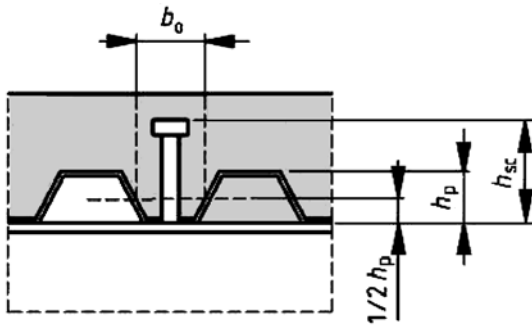


Рисунок 6.13 – Балка з профільованим сталевим настилом поперек балки
Figure 6.13 – Beam with profiled steel sheeting transverse to the beam

6.6.4.2 Sheetting with ribs transverse to the supporting beams

(1) Provided that the conditions given in (2) and (3) are satisfied, the design shear resistance should be taken as the resistance in a solid slab, calculated as given by 6.6.3.1 (except that f_u should not be taken as greater than 450 N/mm^2) multiplied by the reduction factor k_t given by:

where: n_r is the number of stud connectors in one rib at a beam intersection, not to exceed 2 in computations, and other symbols are as defined in Figure 6.13.

(2) Коефіцієнт k_t не повинен прийматись більшим ніж відповідне значення $k_{t,max}$, наведене у таблиці 6.2.

(2) The factor k_t should not be taken greater than the appropriate value $k_{t,max}$ given in Table 6.2.

Таблиця 6.2 – Верхні межі $k_{t,max}$ для коефіцієнта зниження k_t

Table 6.2 – Upper limits $k_{t,max}$ for the reduction factor k_t

Кількість стрижневих поперечних з'єднань на ребро Number of stud connectors per rib	Товщина t листа, мм Thickness t of sheet (mm)	Стрижні діаметром не більше ніж 20 мм, зварювані через сталевий профнастил Studs not exceeding 20 mm in diameter and welded through profiled steel sheeting	Профнастил з отворами та поперечними стрижнями діаметром 19 мм або 22 мм Profiled sheeting with holes and studs 19 mm or 22 mm in diameter
$n_r = 1$	$\leq 1,0$	0,85	0,75
	$> 1,0$	1,0	0,75
$n_r = 2$	$\leq 1,0$	0,85	0,6
	$> 1,0$	0,8	0,6

- (3) Значення k_t , наведені у (1) і (2), можуть застосовуватись при забезпеченні умов, що:
- поперечні стрижні розміщені у ребрах висотою h_p , не більшою ніж 85 мм, і шириною b_0 не меншою ніж h_p ;
 - при зварюванні через настил діаметр стрижнів не перевищує 20 мм;
 - при влаштуванні отворів у профнастилі діаметр стрижнів не перевищує 22 мм.

6.6.4.3 Двовісне навантаження зсувних з'єднань

(1) Якщо зсувні з'єднання встановлюються для забезпечення спільної роботи балки і комбінованої плити, то сполучення сил, які діють на стрижень, повинно задовольняти наступну умову:

$$\frac{F_l^2}{P_{l,Rd}^2} + \frac{F_t^2}{P_{t,Rd}^2} \leq 1, \quad (6.24)$$

де:

F_l – розрахункова поздовжня сила, спричинена комбінованою дією у балці;

F_t – розрахункова поперечна сила, спричинена комбінованою дією у плиті (розділ 9);

$P_{l,Rd}$ і $P_{t,Rd}$ – відповідно розрахункові опори на зсув стрижня.

6.6.5 Конструювання зсувних з'єднань та вплив виконання

6.6.5.1 Опір відриву (розшаруванню)

(1) Площина з'єднувального елемента, який сприймає зусилля відриву (наприклад, нижня сторона головки стрижня), повинна виступати не менше ніж на 30 мм у чистоті над нижньою арматурою (рисунок 6.14).

6.6.5.2 Захисний шар та бетонування у спорудах

(1)P Конструювання зсувних з'єднань, які сприймають зусилля зсуву, повинно забезпечувати можливість належним чином ущільнювати бетон навколо основи з'єднання.

(2) Якщо зверху з'єднання вимагається захисний шар, то він повинен бути:

- a) не менше ніж 20 мм або
- b) згідно з рекомендаціями EN 1992-1-1, таблиця 4.4 для сталеві арматури менше ніж 5 мм, у залежності, яка із величин більша.

(3) The values for k_t given by (1) and (2) are applicable provided that:

- the studs are placed in ribs with a height h_p not greater than 85 mm and a width b_0 not less than h_p and
- for through deck welding, the diameter of the studs is not greater than 20 mm, or
- for holes provided in the sheeting, the diameter of the studs is not greater than 22 mm.

6.6.4.3 Biaxial loading of shear connectors

(1) Where the shear connectors are provided to produce composite action both for the beam and for the composite slab, the combination of forces acting on the stud should satisfy the following:

where:

F_l is the design longitudinal force caused by composite action in the beam;

F_t is the design transverse force caused by composite action in the slab, see Section 9;

$P_{l,Rd}$ and $P_{t,Rd}$ are the corresponding design shear resistances of the stud.

6.6.5 Detailing of the shear connection and influence of execution

6.6.5.1 Resistance to separation

(1) The surface of a connector that resists separation forces (for example, the underside of the head of a stud) should extend not less than 30 mm clear above the bottom reinforcement, see Figure 6.14.

6.6.5.2 Cover and concreting for buildings

(1)P The detailing of shear connectors shall be such that concrete can be adequately compacted around the base of the connector.

(2) If cover over the connector is required, the nominal cover should be:

- a) not less than 20 mm, or
- b) as recommended by EN 1992-1-1, Table 4.4 for reinforcing steel, less 5 mm, whichever is the greater.

(3) Якщо захисний шар не вимагається, то верх з'єднання може збігатися з поверхнею бетону плити.

(4) Ступінь та послідовність бетонування повинні бути такими, щоб дозріваючий бетон не пошкоджувався внаслідок обмеженої комбінованої роботи, що відбувається при деформації сталевих балок при послідовному виконанні бетонування. Де тільки можливо, деформації до зсувних з'єднань не повинні прикладатись до набуття бетоном циліндричної міцності щонайменше 20 Н/мм².

6.6.5.3 Місцеве армування у плитах

(1) У місцях прилягання зсувного з'єднання до поздовжньої грані бетонної плити поперечна арматура, що встановлюється згідно з 6.6.6, повинна повністю заанкеруватись між гранню плити та прилеглим рядом з'єднань.

(2) Для запобігання поздовжньому розтріскуванню бетону полиць, спричиненому зсувними з'єднаннями, коли відстань від грані бетонної полиці до осі найближчого ряду зсувних з'єднань становить менше ніж 300 мм, необхідно застосовувати наступні додаткові рекомендації:

а) поперечна арматура повинна доповнюватись U-подібними стрижнями, що встановлюються навколо зсувних з'єднань;

б) якщо для зсувних з'єднань використовуються стрижні з головками, то відстань від грані бетонної полиці до осі найближчого стрижня повинна бути не менше ніж $6d$, де d – номінальний діаметр стрижня, а U-подібні стрижні повинні мати діаметр не менше ніж $0,5d$;

с) U-подібні стрижні повинні розташовуватись якомога нижче до мінімально можливого захисного шару.

(3)P На кінці консолі необхідно забезпечувати відповідне армування для передачі зусиль від зсувних з'єднань на поздовжню арматуру.

6.6.5.4 Інші види вутів, окрім сформованих сталевими профнастилами

(1) Якщо влаштовуються вуги між сталевим профілем і нижньою поверхнею бетону плити, сторони вутів повинні пролягати за межами лінії, проведеної під кутом 45° від зовнішньої грані стрижня (рисунок 6.14).

(3) If cover is not required the top of the connector may be flush with the upper surface of the concrete slab.

(4) In execution, the rate and sequence of concreting should be required to be such that partly matured concrete is not damaged as a result of limited composite action occurring from deformation of the steel beams under subsequent concreting operations. Wherever possible, deformation should not be imposed on a shear connection until the concrete has reached a cylinder strength of at least 20 N/mm².

6.6.5.3 Local reinforcement in the slab

(1) Where the shear connection is adjacent to a longitudinal edge of a concrete slab, transverse reinforcement provided in accordance with 6.6.6 should be fully anchored in the concrete between the edge of the slab and the adjacent row of connectors.

(2) To prevent longitudinal splitting of the concrete flange caused by the shear connectors, the following additional recommendations should be applied where the distance from the edge of the concrete flange to the centreline of the nearest row of shear connectors is less than 300 mm:

a) transverse reinforcement should be supplied by U-bars passing around the shear connectors,

b) where headed studs are used as shear connectors, the distance from the edge of the concrete flange to the centre of the nearest stud should not be less than $6d$, where d is the nominal diameter of the stud, and the U-bars should be not less than $0,5d$ in diameter and

c) the U-bars should be placed as low as possible while still providing sufficient bottom cover.

(3)P At the end of a composite cantilever, sufficient local reinforcement shall be provided to transfer forces from the shear connectors to the longitudinal reinforcement.

6.6.5.4 Haunches other than formed by profiled steel sheeting

(1) Where a concrete haunch is used between the steel section and the soffit of the concrete slab, the sides of the haunch should lie outside a line drawn at 45° from the outside edge of the connector, see Figure 6.14.

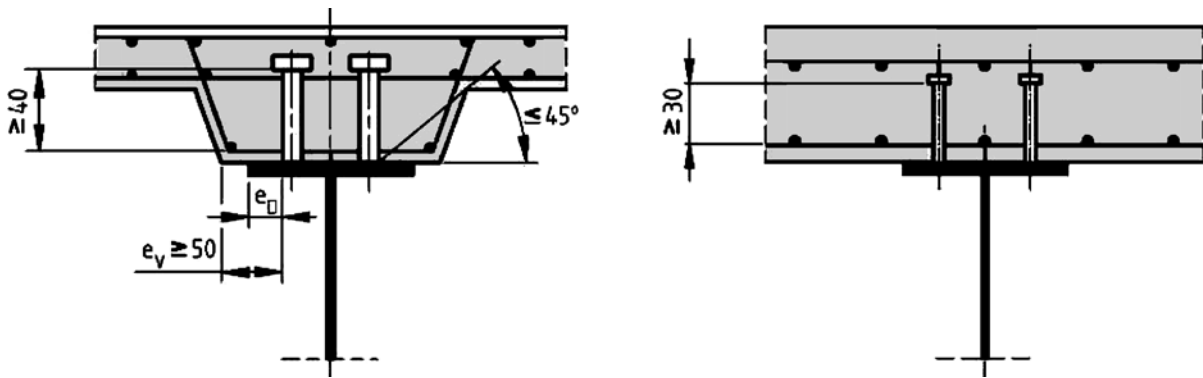


Рисунок 6.14 – Конструювання
Figure 6.14 – Detailing

(2) Мінімальний захисний шар бетону від бокової грані вута до стрижня повинен бути не менше ніж 50 мм.

(3) Необхідні поперечні стрижні відповідно до вимог 6.6.6 повинні встановлюватись у вутах нижче не менше ніж 40 мм від поверхні з'єднань, що сприймають зусилля відриву.

6.6.5.5 Крок зсувних стрижнів

(1)P Якщо у розрахунку припускається, що стійкість сталевого або залізобетонного елемента забезпечується з'єднанням між ними, то крок зсувних з'єднань повинен бути достатньо точним, щоб ця умова виконувалась.

(2) Якщо вважається, що стиснута сталева полиця внаслідок створення в'язей зсувними з'єднаннями стає класу 1 або 2 замість нижчого класу, то відстань між центрами зсувних з'єднань у напрямі дії стиску не повинна перевищувати наступних значень:

- якщо плита має контакт по всій довжині (наприклад, суцільна плита): $22t_f \sqrt{235 / f_y}$;
- якщо плита має контакт не по всій довжині (наприклад, плита з ребрами поперек балки): $15t_f \sqrt{235 / f_y}$,

де:

t_f – товщина полиці;

f_y – номінальний опір текучості полиці, Н/мм².

Окрім того, відстань у чистоті між гранню стиснутої полиці до найближчої лінії зсувних з'єднань не повинна перевищувати $9t_f \sqrt{235 / f_y}$.

(3) У будівлях максимальна відстань у поздовжньому напрямку зсувних з'єднань не повинна перевищувати більше ніж у 6 разів загальну товщину плити, або 800 мм.

(2) The nominal concrete cover from the side of the haunch to the connector should be not less than 50 mm.

(3) Transverse reinforcing bars sufficient to satisfy the requirements of 6.6.6 should be provided in the haunch at not less than 40 mm clear below the surface of the connector that resists uplift.

6.6.5.5 Spacing of connectors

(1)P Where it is assumed in design that the stability of either the steel or the concrete member is ensured by the connection between the two, the spacing of the shear connectors shall be sufficiently close for this assumption to be valid.

(2) Where a steel compression flange that would otherwise be in a lower class is assumed to be in Class 1 or Class 2 because of restraint from shear connectors, the centre-to-centre spacing of the shear connectors in the direction of compression should be not greater than the following limits:

- where the slab is in contact over the full length (e.g. solid slab): $22t_f \sqrt{235 / f_y}$;
- where the slab is not in contact over the full length (e.g. slab with ribs transverse to the beam): $15t_f \sqrt{235 / f_y}$,

where:

t_f is the thickness of the flange;

f_y is the nominal yield strength of the flange in N/mm².

In addition, the clear distance from the edge of a compression flange to the nearest line of shear connectors should be not greater than $9t_f \sqrt{235 / f_y}$.

(3) In buildings, the maximum longitudinal centre-to-centre spacing of shear connectors should be not greater than 6 times the total slab thickness nor 800 mm.

6.6.5.6 Розміри сталевієї полиці

(1)Р Товщина сталевієї пластини або полиці, до якої приварений з'єднувальний стрижень, повинна бути достатньою для належного зварювання і відповідним чином передавати навантаження від стрижня на пластину без локального руйнування та надмірних деформацій.

(2) У будівлях відстань e_D між гранню стрижня і гранню полиці балки, до якої він приварюється (рисунок 6.14), повинна бути не менше ніж 20 мм.

6.6.5.7 З'єднувальні стрижні з головками

(1) Загальна висота стрижня повинна бути не менше ніж $3d$, де d – діаметр тіла стрижня.

(2) Головка повинна бути діаметром не менше ніж $1,5d$ і мати висоту не менше ніж $0,4d$.

(3) Для елементів, що зазнають розтягу і при навантаженні втомі, діаметр стрижня, який приварюється, не повинен перевищувати більше ніж у 1,5 раза товщину полиці, за винятком випадків, коли є дані випробувань для визначення опору втомі стрижня, як зсувного з'єднання. Ця умова застосовується також для стрижнів, розташованих безпосередньо над стінкою.

(4) Крок стрижнів у напрямі зусилля зсуву повинен становити не менше ніж $5d$, а у поперечному напрямі до зусилля зсуву – не менше ніж $2,5d$ у суцільних плитах та $4d$ в інших випадках.

(5) За винятком випадків, коли стрижні розташовані безпосередньо над стінкою, діаметр стрижня не повинен перевищувати у 2,5 раза товщину тієї частини, до якої він приварюється, окрім випадків, коли наявні дані випробувань для визначення опору стрижня як зсувного з'єднання.

6.6.5.8 Застосування з'єднувальних стрижнів з головками із сталевими профнастилами у будівлях

(1) Номінальна висота стрижня повинна збільшуватись не менше ніж на $2d$ вище верху сталевого настилу, де d – діаметр ствола стрижня.

(2) Мінімальна ширина пазів, що заповнюються бетоном, повинна становити не менше ніж 50 мм.

(3) Якщо стрижні неможливо встановити по центру паза настилу, то їх слід розташовувати поперемінно з двох сторін паза по довжині прольоту.

6.6.5.6 Dimensions of the steel flange

(1)P The thickness of the steel plate or flange to which a connector is welded shall be sufficient to allow proper welding and proper transfer of load from the connector to the plate without local failure or excessive deformation.

(2) In buildings, the distance e_D between the edge of a connector and the edge of the flange of the beam to which it is welded, see Figure 6.14, should be not less than 20 mm.

6.6.5.7 Headed stud connectors

(1) The overall height of a stud should be not less than $3d$, where d is the diameter of the shank.

(2) The head should have a diameter of not less than $1,5d$ and a depth of not less than $0,4d$.

(3) For elements in tension and subjected to fatigue loading, the diameter of a welded stud should not exceed 1,5 times the thickness of the flange to which it is welded, unless test information is provided to establish the fatigue resistance of the stud as a shear connector. This applies also to studs directly over a web.

(4) The spacing of studs in the direction of the shear force should be not less than $5d$; the spacing in the direction transverse to the shear force should be not less than $2,5d$ in solid slabs and $4d$ in other cases.

(5) Except when the studs are located directly over the web, the diameter of a welded stud should be not greater than 2,5 times the thickness of that part to which it is welded, unless test information is provided to establish the resistance of the stud as a shear connector.

6.6.5.8 Headed studs used with profiled steel sheeting in buildings

(1) The nominal height of a connector should extend not less than $2d$ above the top of the steel deck, where d is the diameter of the shank.

(2) The minimum width of the troughs that are to be filled with concrete should be not less than 50 mm.

(3) Where the sheeting is such that studs cannot be placed centrally within a trough, they should be placed alternately on the two sides of the trough, throughout the length of the span.

6.6.6 Поздовжній зсув у залізобетонних плитах

6.6.6.1 Загальні положення

(1)Р Поперечна арматура у плитах повинна розраховуватись за граничним станом так, щоб у період дозрівання бетону запобігати можливості руйнування від поздовжнього зсуву або поздовжнього розколювання.

(2)Р Розрахункові напруження поздовжнього зсуву у будь-яких потенціальних площинах руйнування від поздовжнього зсуву в межах плити v_{Ed} не повинні перевищувати розрахункового опору поздовжньому зсуву у площині, що розглядається.

(3) Довжина площини зсуву b-b, що показана на рисунку 6.15, повинна прийматись $2h_{sc}$ плюс діаметр головки при одному ряді стрижневих зсувних з'єднань або $(2h_{sc} + s_t)$ плюс діаметр головки при парному розташуванні стрижневих зсувних з'єднань, де h_{sc} – висота стрижня, а s_t – поперечний крок між центрами стрижнів.

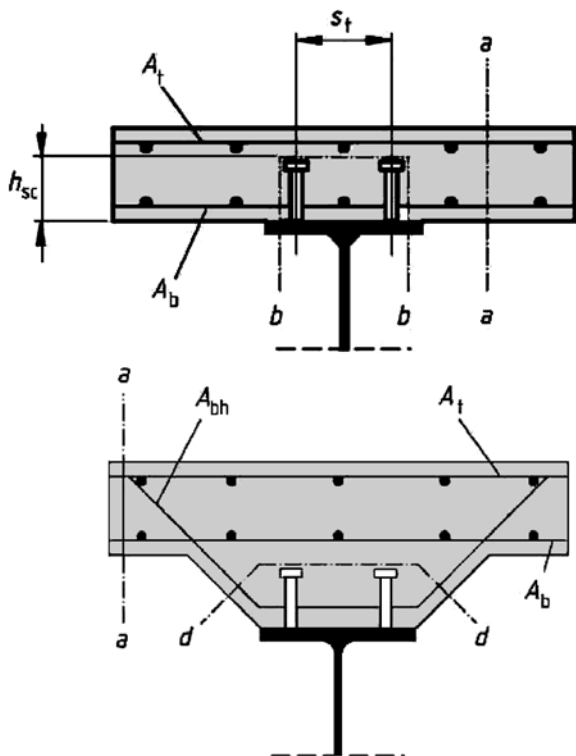


Рисунок 6.15 – Типові потенціальні поверхні руйнування від зсуву

Figure 6.15 – Typical potential surfaces of shear failure

(4) Розрахунковий поздовжній зсув на одиницю довжини балки у площині зсуву необхідно визначати за 6.6.2 і розглядати спільно з розрахунком і конструюванням зсувних з'єднань.

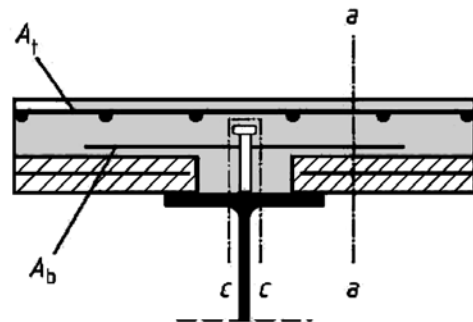
6.6.6 Longitudinal shear in concrete slabs

6.6.6.1 General

(1)P Transverse reinforcement in the slab shall be designed for the ultimate limit state so that premature longitudinal shear failure or longitudinal splitting shall be prevented.

(2)P The design longitudinal shear stress for any potential surface of longitudinal shear failure within the slab v_{Ed} shall not exceed the design longitudinal shear strength of the shear surface considered.

(3) The length of the shear surface b-b shown in Figure 6.15 should be taken as equal to $2h_{sc}$ plus the head diameter for a single row of stud shear connectors or staggered stud connectors, or as equal to $(2h_{sc} + s_t)$ plus the head diameter for stud shear connectors arranged in pairs, where h_{sc} is the height of the studs and s_t is the transverse spacing centre-to-centre of the studs.



Тип Type	A_{sf} / s_f
a-a	$A_b + A_t$
b-b	$2A_b$
c-c	$2A_b$
d-d	$2A_b$

(4) The design longitudinal shear per unit length of beam on a shear surface should be determined in accordance with 6.6.2 and be consistent with the design and spacing of the shear connectors.

Можна враховувати зміну поздовжнього зсуву в межах ширини бетонної полиці.

(5) Для кожного типу розглянутої площини зсуву розрахункові напруження поздовжнього зсуву v_{Ed} повинні визначатись за розрахунковим поздовжнім зсувом на одиницю довжини балки з урахуванням кількості площин зсуву і довжини площини зсуву.

6.6.6.2 Розрахунковий опір поздовжньому зсуву

(1) Розрахункова міцність на зсув бетонної полиці (площина зсуву a-a, що показана на рисунку 6.15) повинна визначатись згідно з EN 1992-1-1, 6.2.4.

(2) За відсутності більш точних обчислень розрахункова міцність на зсув у будь-якій площині потенціального руйнування від зсуву полиці або вута може визначатись за EN 1992-1-1, 6.3.4(4). Для площини зсуву, що охоплює стрижні (наприклад, площина зсуву b-b на рисунку 6.15), величину h_f необхідно приймати такою, що дорівнює площині зсуву.

(3) Робоча поперечна арматура на одиницю довжини A_{sf} / s_f у EN 1992-1-1 повинна прийматись, як показано на рисунку 6.15, де A_b , A_t і A_{bh} – площі арматури на одиницю довжини балки, яка заанкерована згідно з EN 1992-1-1, 8.4 для поздовжньої арматури.

(4) У разі застосування комбінації збірних і монолітних елементів опір поздовжньому зсуву повинен визначатись згідно з EN 1992-1-1, 6.2.5.

6.6.6.3 Мінімальна поперечна арматура

(1) Мінімальна площа арматури повинна визначатись згідно з EN 1992-1-1, 9.2.2(5) із застосуванням виразів, що відповідають поперечній арматурі.

6.6.6.4 Поздовжній зсув і поперечна арматура у балках споруд

(1) Якщо використовуються сталеві профільовані настили і площина зсуву проходить по висоті плити (наприклад, площина зсуву a-a на рисунку 6.16), за розмір h_f повинна прийматись товщина бетону вище настилу.

(2) Якщо сталевий профнастил встановлюється поперек балки, а розрахунковий опір стрижня визначається з використанням коефіцієнта зниження k_t згідно з 6.6.4.2, то площину зсуву типу b-b на рисунку 6.16 можна не розглядати.

Account may be taken of the variation of longitudinal shear across the width of the concrete flange.

(5) For each type of shear surface considered, the design longitudinal shear stress v_{Ed} should be determined from the design longitudinal shear per unit length of beam, taking account of the number of shear planes and the length of the shear surface.

6.6.6.2 Design resistance to longitudinal shear

(1) The design shear strength of the concrete flange (shear planes a-a illustrated in Figure 6.15) should be determined in accordance with EN 1992-1-1, 6.2.4.

(2) In the absence of a more accurate calculation the design shear strength of any surface of potential shear failure in the flange or a haunch may be determined from EN 1992-1-1, 6.2.4(4). For a shear surface passing around the shear connectors (e.g. shear surface b-b in Figure 6.15), the dimension h_f should be taken as the length of the shear surface.

(3) The effective transverse reinforcement per unit length, A_{sf} / s_f in EN 1992-1-1, should be as shown in Figure 6.15, in which A_b , A_t and A_{bh} are areas of reinforcement per unit length of beam anchored in accordance with EN 1992-1-1, 8.4 for longitudinal reinforcement.

(4) Where a combination of precast elements and in situ concrete is used, the resistance to longitudinal shear should be determined in accordance with EN 1992-1-1, 6.2.5.

6.6.6.3 Minimum transverse reinforcement

(1) The minimum area of reinforcement should be determined in accordance with EN 1992-1-1, 9.2.2(5) using definitions appropriate to transverse reinforcement.

6.6.6.4 Longitudinal shear and transverse reinforcement in beams for buildings

(1) Where profiled steel sheeting is used and the shear surface passes through the depth of the slab (e.g. shear surface a-a in Figure 6.16), the dimension h_f should be taken as the thickness of the concrete above the sheeting.

(2) Where profiled steel sheeting is used transverse to the beam and the design resistances of the studs are determined using the appropriate reduction factor k_t as given in 6.6.4.2, it is not necessary to consider shear surfaces of type b-b in Figure 6.16.

(3) Для поверхні типу с-с на рисунку 6.16 висота настилу не включається у h_f , за винятком випадків, коли така можливість підтверджена випробуваннями.

(3) Unless verified by tests, for surfaces of type c-c in Figure 6.16 the depth of the sheeting should not be included in h_f .

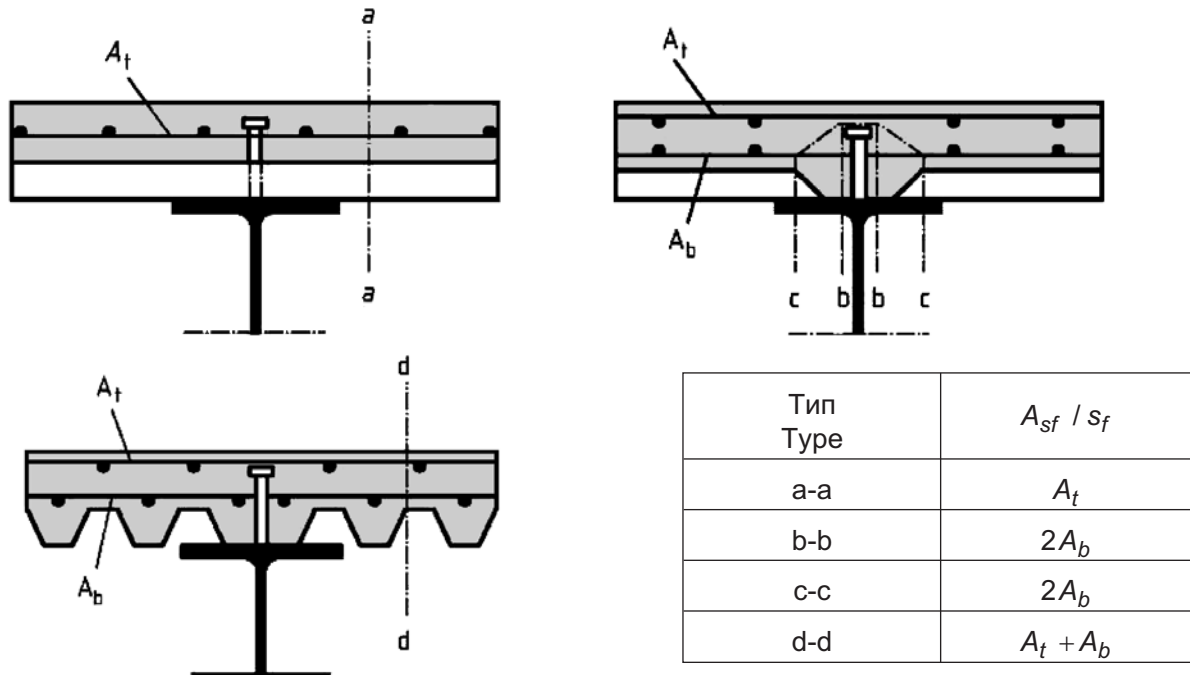


Рисунок 6.16 – Типові потенціальні поверхні руйнування від зсуву при застосуванні сталевго профнастилу

Figure 6.16 – Typical potential surfaces of shear failure where profiled steel sheeting is used

(4) Якщо профнастил із механічним або зчепленням на терті та ребрами поперек балки є нерозрізним на верхній полиці сталевго балки, то можна враховувати їх внесок у поперечне армування на площині зсуву типу а-а шляхом заміни виразу (6.21) у EN 1992-1-1, 6.2.4(4) на:

(4) Where profiled steel sheeting with mechanical or frictional interlock and with ribs transverse to the beam is continuous across the top flange of the steel beam, its contribution to the transverse reinforcement for a shear surface of type a-a may be allowed for by replacing expression (6.21) in EN 1992-1-1, 6.2.4(4) by:

$$(A_{sf} f_{yd} / s_f) + A_{pe} f_{yp,d} > v_{Ed} h_f / \cot \theta, \quad (6.25)$$

де:

A_{pe} – приведена площа перерізу сталевго профнастилу на одиницю довжини балки, див. 9.7.2(3); для настилів з отворами необхідно використовувати площу нетто;

where:

A_{pe} is the effective cross-sectional area of the profiled steel sheeting per unit length of the beam, see 9.7.2(3); for sheeting with holes, the net area should be used;

$f_{yp,d}$ – розрахунковий опір текучості.

$f_{yp,d}$ is its design yield strength.

(5) Якщо сталевий профнастил з ребрами поперек балки є нерозрізним у межах верху полиці сталевго балки, а стрижні зсувних з'єднань приварені до балки безпосередньо через сталевий профнастил, величину $A_{pe} f_{yp,d}$ у виразі (6.25) необхідно замінити на:

(5) Where the profiled steel sheeting with ribs transverse to the beam is discontinuous across the top flange of the steel beam, and stud shear connectors are welded to the steel beam directly through the profiled steel sheets, the term $A_{pe} f_{yp,d}$ in expression (6.25) should be replaced by:

$$P_{pb,Rd/s}, \text{ але (but) } \leq A_{pe} f_{yp,d}, \quad (6.26)$$

де:

$P_{pb,Rd}$ – розрахунковий опір стрижня з головою, привареного через настил згідно з 9.7.4;

s – поздовжній крок між центрами стрижнів, які діють як анкери у настилах.

(6) Для сталевих профнастилів вимоги стосовно мінімального армування пов'язані з площею бетону вище настилу.

6.7 Комбіновані колони та комбіновані стиснуті елементи

6.7.1 Загальні положення

(1)Р Це положення застосовується для проектування комбінованих колон і комбінованих стиснутих елементів з перерізами із монолітного бетону, частково забетонованих перерізів та заповнених бетоном квадратних і круглих труб (рисунки 6.17).

where:

$P_{pb,Rd}$ is the design bearing resistance of a headed stud welded through the sheet according to 9.7.4;

s is the longitudinal spacing centre-to-centre of the studs effective in anchoring the sheeting.

(6) With profiled steel sheeting, the requirement for minimum reinforcement relates to the area of concrete above the sheeting.

6.7 Composite columns and composite compression members

6.7.1 General

(1)P Clause 6.7 applies for the design of composite columns and composite compression members with concrete encased sections, partially encased sections and concrete filled rectangular and circular tubes, see Figure 6.17

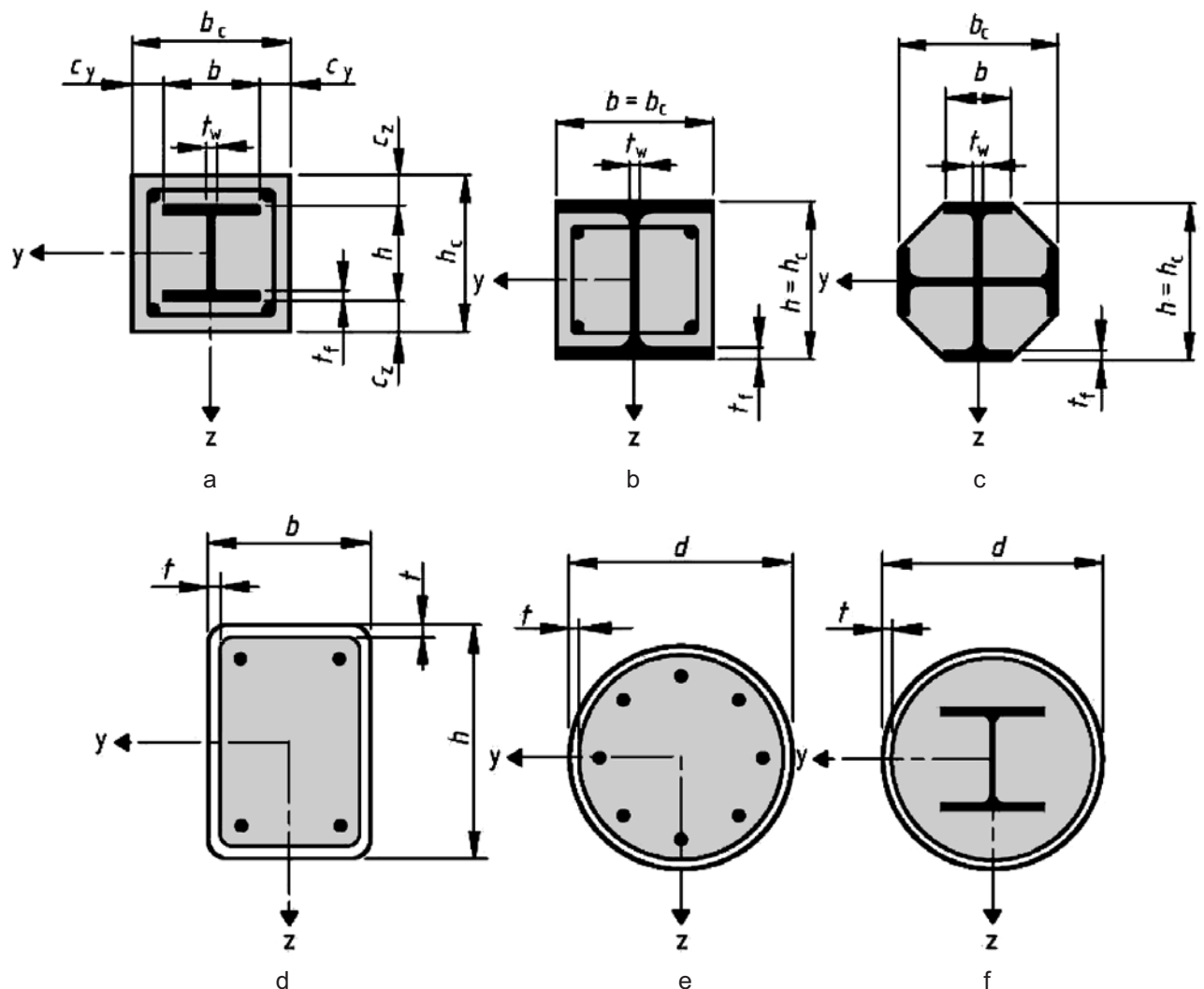


Рисунок 6.17 – Типові перерізи комбінованих колон і позначки
Figure 6.17 – Typical cross-sections of composite columns and notation

(2)Р Це положення застосовується для колон і комбінованих стиснутих елементів зі сталі класів S235...S460 та звичайного бетону класів C20/25...C50/60.

(3) Це положення застосовується для окремих колон і комбінованих стиснутих елементів у каркасних конструкціях, інші елементи яких є або комбінованими, або сталевими.

(4) Коефіцієнт внеску сталі повинен задовольняти наступну умову:

$$0,2 \leq \delta \leq 0,9, \quad (6,27)$$

де: δ – визначається у 6.7.3.3(1).

(5) Комбіновані колони або стиснуті елементи будь-якого поперечного перерізу повинні перевірятись на:

- міцність елемента згідно з 6.7.2 або 6.7.3;
- місцеву втрату стійкості згідно з (8) і (9) нижче;
- прикладання навантажень згідно з 6.7.4.2;
- міцність на зсув між сталевими та бетонними складовими згідно з 6.7.4.3.

(6) Надаються два методи розрахунку:

- загальний метод у 6.7.2 для елементів із несиметричними і нерівномірними поперечними перерізами по довжині колони;
- спрощений метод у 6.7.3 для елементів з подвійно симетричними і рівномірними поперечними перерізами по довжині колони.

(7) Для комбінованих стиснутих елементів, на які діють згинальні моменти і нормальні зусилля, спричинені незалежними діями, коефіцієнт безпеки γ_F для цих зовнішніх сил, який приводить до збільшення опору, повинен знижуватись на 20 %.

(8)Р Вплив можливої локальної втрати стійкості сталевого профілю на опір повинен враховуватись у розрахунку.

(9) Впливами можливої локальної втрати стійкості можна знехтувати для сталевого профілю, повністю заповненого бетоном згідно з 6.7.5.1(2), а для інших типів поперечних перерізів – при забезпеченні умови, що максимальні значення в таблиці 6.3 не перевищуються.

(2)P This clause applies to columns and compression members with steel grades S235 to S460 and normal weight concrete of strength classes C20/25 to C50/60.

(3) This clause applies to isolated columns and columns and composite compression members in framed structures where the other structural members are either composite or steel members.

(4) The steel contribution ratio δ should fulfil the following condition:

where: δ is defined in 6.7.3.3(1).

(5) Composite columns or compression members of any cross-section should be checked for:

- resistance of the member in accordance with 6.7.2 or 6.7.3,
- resistance to local buckling in accordance with (8) and (9) below,
- introduction of loads in accordance with 6.7.4.2 and
- resistance to shear between steel and concrete elements in accordance with 6.7.4.3.

(6) Two methods of design are given:

- a general method in 6.7.2 whose scope includes members with non-symmetrical or non-uniform cross-sections over the column length and
- a simplified method in 6.7.3 for members of doubly symmetrical and uniform cross section over the member length.

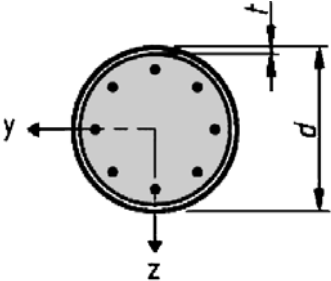
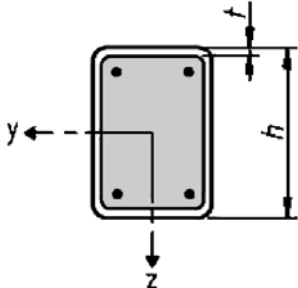
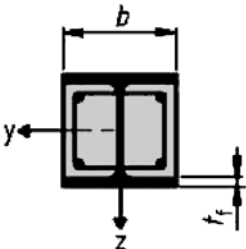
(7) For composite compression members subjected to bending moments and normal forces resulting from independent actions, the partial factor γ_F for those internal forces that lead to an increase of resistance should be reduced by 20 %.

(8)P The influence of local buckling of the steel section on the resistance shall be considered in design.

(9) The effects of local buckling may be neglected for a steel section fully encased in accordance with 6.7.5.1(2), and for other types of cross-section provided the maximum values of Table 6.3 are not exceeded.

Таблиця 6.3 – Максимальні значення $d / t, h / t$ і b / t_f при $f_y, \text{Н/мм}^2$

Table 6.3 – Maximum values $d / t, h / t$ and b / t_f with f_y in N/mm^2

Поперечний переріз Cross-section		$\max(d / t), \max(h / t)$ і (and) $\max(b / t)$
Кругла труба Circular hollow steel sections		$\max(d / t) = 90 \cdot \frac{235}{f_y}$
Прямокутна труба Rectangular hollow steel sections		$\max(h / t) = 52 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
Двотавр з частковим бетонуванням перерізу Partially encased I-sections		$\max(b / t_f) = 44 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

6.7.2 Загальний метод розрахунку

(1)Р Розрахунок стійкості конструкції повинен враховувати впливи другого порядку, включно з початковими напруженнями, геометричними неточностями, місцевою втратою стійкості, тріщинами у бетоні, повзучістю і усадкою бетону і текучістю конструкційної сталі та арматури. Розрахунок повинен гарантувати, що втрата стійкості не буде мати місце при найбільш несприятливому сполученні дій у граничному стані, не буде перевищена міцність окремого поперечного перерізу при дії згину, поздовжньої сили і зсуву.

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

(3)Р Внутрішні зусилля повинні визначатись із застосуванням пружно-пластичного підходу.

6.7.2 General method of design

(1)P Design for structural stability shall take account of second-order effects including residual stresses, geometrical imperfections, local instability, cracking of concrete, creep and shrinkage of concrete and yielding of structural steel and of reinforcement. The design shall ensure that instability does not occur for the most unfavourable combination of actions at the ultimate limit state and that the resistance of individual cross-sections subjected to bending, longitudinal force and shear is not exceeded.

(2)P Second-order effects shall be considered in any direction in which failure might occur, if they affect the structural stability significantly.

(3)P Internal forces shall be determined by elasto-plastic analysis.

(4) Припускається, що перерізи залишаються плоскими. Можна припускати повну спільну роботу до руйнування бетонних і сталевих складових елемента.

(5)Р Міцністю бетону на розтяг слід нехтувати. Вплив підвищення жорсткості бетону між тріщинами при розтягу на згинальну жорсткість можна враховувати.

(6)Р Впливи усадки і повзучості необхідно враховувати, якщо вони можуть суттєво знизити стійкість конструкції.

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

(8) При пружно-пластичному розрахунку необхідно використовувати наступні залежності "напруження-деформації":

- для бетону при стисканні, як показано у EN 1992-1-1, 3.1.5;
- арматурної сталі, як надано у EN 1992-1-1, 3.2.7;
- для конструкційної сталі (профілю), як надано у EN 1993-1-1, 5.4.3(4).

(9) Для спрощення замість впливу початкових напружень і геометричних неточностей можуть використовуватись еквівалентні вигини від неточностей (неточності елемента) згідно з таблицею 6.5.

6.7.3 Спрощений метод розрахунку

6.7.3.1 Загальні положення і сфера дії

(1) Сфера цього спрощеного методу обмежується елементами з симетричними у двох напрямках і рівномірними поперечними перерізами по довжині, з прокатними, холодноформованими або зварними сталевими профілями. Спрощений метод не застосовується, якщо конструкційний сталевий компонент складається з двох або більше не з'єднаних між собою профілів. Відносна гнучкість $\bar{\lambda}$, що визначається за 6.7.3.3, повинна задовольняти наступну умову:

(4) Plane sections may be assumed to remain plane. Full composite action up to failure may be assumed between the steel and concrete components of the member.

(5)P The tensile strength of concrete shall be neglected. The influence of tension stiffening of concrete between cracks on the flexural stiffness may be taken into account.

(6)P Shrinkage and creep effects shall be considered if they are likely to reduce the structural stability significantly.

(7) For simplification, creep and shrinkage effects may be ignored if the increase in the first-order bending moments due to creep deformations and longitudinal force resulting from permanent loads is not greater than 10 %.

(8) The following stress-strain relationships should be used in the non-linear analysis:

- for concrete in compression as given in EN 1992-1-1, 3.1.5;
- for reinforcing steel as given in EN 1992-1-1, 3.2.7;
- for structural steel as given in EN 1993-1-1, 5.4.3(4).

(9) For simplification, instead of the effect of residual stresses and geometrical imperfections, equivalent initial bow imperfections (member imperfections) may be used in accordance with Table 6.5.

6.7.3 Simplified method of design

6.7.3.1 General and scope

(1) The scope of this simplified method is limited to members of doubly symmetrical and uniform cross-section over the member length with rolled, cold-formed or welded steel sections. The simplified method is not applicable if the structural steel component consists of two or more unconnected sections. The relative slenderness $\bar{\lambda}$ defined in 6.7.3.3 should fulfill the following condition:

$$\bar{\lambda} \leq 2,0. \quad (6.28)$$

(2) Для повністю забетонованого сталевго профілю (рисунок 6.17а) обмеження максимальної товщини захисного шару бетону, яке може використовуватись у розрахунках, становить:

$$\max c_z = 0,3h, \max c_y = 0,4b. \quad (6.29)$$

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

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

6.7.3.2 Опір поперечних перерізів

(1) Пластичний опір стиску $N_{pl,Rd}$ комбінованого перерізу повинен визначатись шляхом додавання пластичних опорів компонент перерізів:

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + 0,85 A_c f_{cd} + A_s f_{sd}. \quad (6.30)$$

Вираз (6.30) застосовується до заповнених бетоном і частково забетонованих сталевих перерізів. Для заповнених бетоном перерізів коефіцієнт 0,85 можна замінити на 1,0.

(2) Опір поперечних перерізів при спільній дії стиску та згину і відповідна крива взаємодії можуть обчислюватись за умови прямокутного розподілу напружень, як показано на рисунку 6.18, з урахуванням розрахункового зусилля зсуву V_{Ed} згідно з (3). Міцність бетону на розтяг не враховується.

(3) При визначенні кривої взаємодії необхідно враховувати вплив поперечних зусиль зсуву на опір згину і нормальній силі, якщо зусилля зсуву $V_{a,Ed}$ у сталевому профілі перевищує 50 % розрахункового опору зсуву $V_{pl,a,Rd}$ сталевго профілю, див. 6.2.2.2.

Якщо $V_{a,Ed} > 0,5V_{pl,a,Rd}$, то вплив поперечного зсуву на опір спільній дії згину та стиску повинен враховуватись шляхом зниження розрахункового опору сталі $(1-\rho)f_{yd}$ у зоні зсуву A_v згідно з 6.2.2.4(2) та рисунком 6.18. Зусилля зсуву $V_{a,Ed}$ не повинно перевищувати опір зсуву сталевго профілю, визначений згідно з 6.2.2. Опір зсуву $V_{c,Ed}$ залізобетонної частини повинен перевірятись згідно з EN 1992-1-1, 6.2.

(2) For a fully encased steel section, see Figure 6.17a, limits to the maximum thickness of concrete cover that may be used in calculation are:

(3) The longitudinal reinforcement that may be used in calculation should not exceed 6 % of the concrete area.

(4) The ratio of the depth to the width of the composite cross-section should be within the limits 0,2 and 5,0.

6.7.3.2 Resistance of cross sections

(1) The plastic resistance to compression $N_{pl,Rd}$ of a composite cross-section should be calculated by adding the plastic resistances of its components:

Expression (6.30) applies for concrete encased and partially concrete encased steel sections. For concrete filled sections the coefficient 0,85 may be replaced by 1,0.

(2) The resistance of a cross-section to combined compression and bending and the corresponding interaction curve may be calculated assuming rectangular stress blocks as shown in Figure 6.18, taking account of the design shear force V_{Ed} in accordance with (3). The tensile strength of the concrete should be neglected.

(3) The influence of transverse shear forces on the resistance to bending and normal force should be considered when determining the interaction curve, if the shear force $V_{a,Ed}$ on the steel section exceeds 50 % of the design shear resistance $V_{pl,a,Rd}$ of the steel section, see 6.2.2.2.

Where $V_{a,Ed} > 0,5V_{pl,a,Rd}$, the influence of the transverse shear on the resistance in combined bending and compression should be taken into account by a reduced design steel strength $(1-\rho)f_{yd}$ in the shear area A_v in accordance with 6.2.2.4(2) and Figure 6.18. The shear force $V_{a,Ed}$ should not exceed the resistance to shear of the steel section determined according to 6.2.2. The resistance to shear $V_{c,Ed}$ of the reinforced concrete part should be verified in accordance with EN 1992-1-1, 6.2.

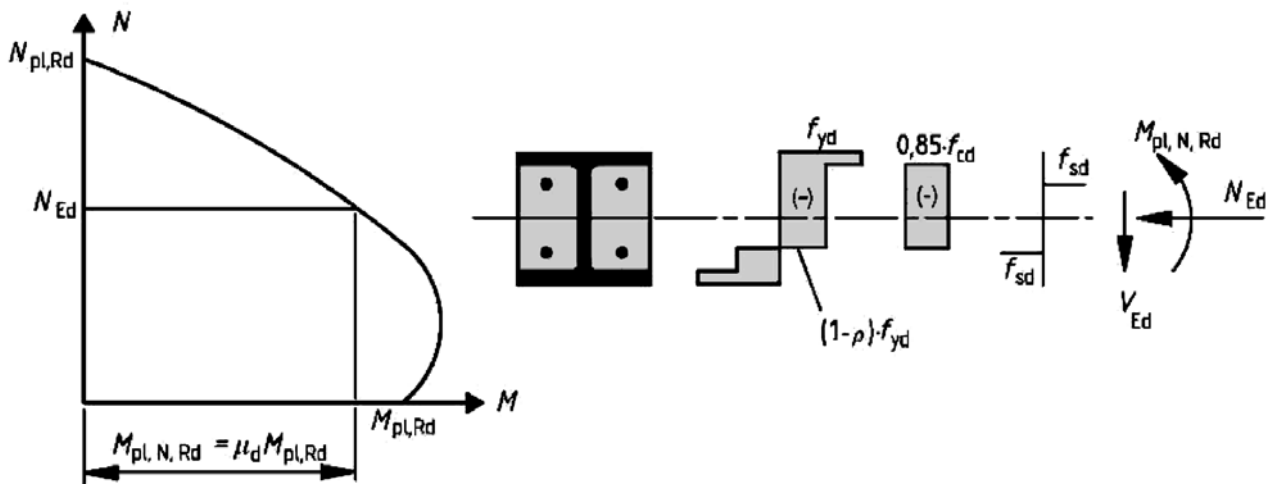


Рисунок 6.18 – Крива взаємодії при спільній дії стиску та одновісного згину
Figure 6.18 – Interaction curve for combined compression and uniaxial bending

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

$$V_{a,Ed} = V_{Ed} \frac{M_{pl,a,Rd}}{M_{pl,Rd}}, \quad (6.31)$$

$$V_{c,Ed} = V_{Ed} - V_{a,Ed}, \quad (6.32)$$

де:

$M_{pl,a,Rd}$ – пластичний момент внутрішньої пари сталевих профілів;

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

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

(5) Для спрощення криву взаємодії можна замінити полігональною діаграмою (основна лінія на рисунку 6.19). На рисунку 6.19 у якості прикладу показано розподіл пластичних напружень для повністю заповненого бетоном перерізу для точок А...D. Сила $N_{pm,Rd}$ повинна прийматись як $0,85f_{cd} A_c$ для бетонного заповнення та частково заповнених бетоном перерізів, див рисунок 6.17, (а)...(с), і як $f_{cd} A_c$ для повністю заповнених бетоном перерізів (рисунок 6.17, (д)...(ф)).

(6) Для перерізів із круглих труб, заповнених бетоном, можна враховувати підвищення міцності бетону, спричинене ефектом обійми, при забезпеченні умови, що відносна гнучкість $\bar{\lambda}$, визначена у 6.7.3.3, не перевищує 0,5, а $e/d < 0,1$, де e – ексцентриситет наванта-

(4) Unless a more accurate analysis is used, V_{Ed} may be distributed into $V_{a,Ed}$ acting on the structural steel and $V_{c,Ed}$ acting on the reinforced concrete section by:

where:

$M_{pl,a,Rd}$ is the plastic resistance moment of the steel section and

$M_{pl,Rd}$ is the plastic resistance moment of the composite section.

For simplification V_{Ed} may be assumed to act on the structural steel section alone.

(5) As a simplification, the interaction curve may be replaced by a polygonal diagram (the dashed line in Figure 6.19). Figure 6.19 shows as an example the plastic stress distribution of a fully encased cross section for the points A to D. $N_{pm,Rd}$ should be taken as $0,85f_{cd} A_c$ for concrete encased and partially concrete encased sections, see Figures 6.17, (a)...(c), and as $f_{cd} A_c$ for concrete filled sections, see Figures 6.17, (d)...(f).

(6) For concrete filled tubes of circular cross-section, account may be taken of increase in strength of concrete caused by confinement provided that the relative slenderness $\bar{\lambda}$ defined in 6.7.3.3 does not exceed 0,5 and $e/d < 0,1$, where e is the eccentricity of loading given by M_{Ed} / N_{Ed} and d

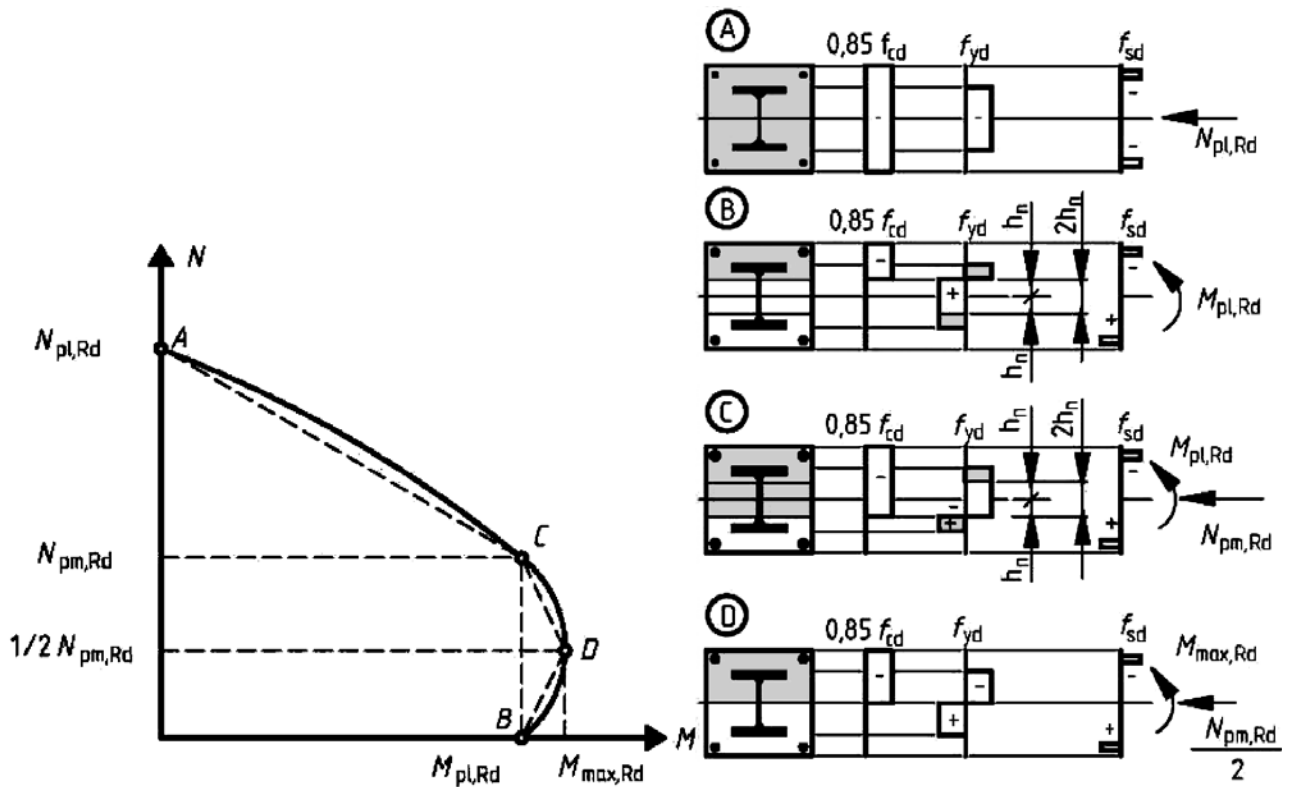


Рисунок 6.19 – Спрощена крива взаємодії та відповідний розподіл напружень
Figure 6.19 – Simplified interaction curve and corresponding stress distributions

ження, визначений як M_{Ed} / N_{Ed} , а d – зовнішній діаметр колони. Пластичний опір при стиску можна визначити за виразом:

$$N_{pl,Rd} = \eta_a A_a f_{yd} + A_c f_{cd} \left(1 + \eta_c \frac{t f_y}{d f_{ck}} \right) + A_s f_{sd}, \quad (6.33)$$

де: t – товщина стінки сталеві труби.

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

$$\eta_{a0} = 0,25(3 + 2\bar{\lambda}), \text{ але (but) } \leq 1,0, \quad (6.34)$$

$$\eta_{c0} = 4,9 - 18,5\bar{\lambda} + 17\bar{\lambda}^2, \text{ але (but) } \geq 0, \quad (6.35)$$

Для елементів при спільній дії стиску та згину з $0 < e/d \leq 0,1$ значення η_a і η_c повинні визначатись з (6.36) та (6.37), де η_{a0} і η_{c0} – визначаються за (6.34) та (6.35):

$$\eta_a = \eta_{a0} + (1 - \eta_{a0})(10e/d), \quad (6.36)$$

$$\eta_c = \eta_{c0} + (1 - 10e/d), \quad (6.37)$$

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

is the external diameter of the column. The plastic resistance to compression may then be calculated from the following expression:

where: t is the wall thickness of the steel tube.

For members with $e = 0$ the values $\eta_a = \eta_{a0}$ and $\eta_c = \eta_{c0}$ are given by the following expressions:

For members in combined compression and bending with $0 < e/d \leq 0,1$, the values η_a and η_c should be determined from (6.36) and (6.37), where η_{a0} and η_{c0} are given by (6.34) and (6.35):

For $e/d > 0,1$, $\eta_a = 1,0$ and $\eta_c = 0$.

6.7.3.3 Фактична згинальна жорсткість, коефіцієнт внеску сталі та відносна гнучкість

(1) Коефіцієнт внеску сталі δ визначається як:

$$\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}}, \quad (6.38)$$

де: $N_{pl,Rd}$ – пластичний опір стиску, визначений у 6.7.3.2(1).

(2) Відносна гнучкість для площини згину, яка розглядається, виражається через:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}}, \quad (6.39)$$

де:

$N_{pl,Rk}$ – нормативне значення пластичного опору стисканню, визначене за (6.30), якщо замість розрахункових опорів використовуються нормативні значення;

N_{cr} – пружна критична нормальна сила для відповідної форми втрати стійкості, визначена при фактичній згинальній жорсткості $(EI)_{eff}$, обчисленій згідно з (3) і (4).

(3) Для визначення відносної жорсткості $\bar{\lambda}$ та пружної критичної сили N_{cr} нормативне значення фактичної згинальної жорсткості $(EI)_{eff}$ поперечного перерізу комбінованої колони повинно визначатись за виразом:

$$(EI)_{eff} = E_a I_a + E_s I_s + K_e E_{cm} I_c, \quad (6.40)$$

де:

K_e – поправочний коефіцієнт, що приймається 0,6;

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

(4) Необхідно враховувати впливи довготривалих ефектів на фактичну пружну згинальну жорсткість. Модуль пружності бетону E_{cm} необхідно знижувати на величину $E_{c,eff}$ відповідно до наступного виразу:

$$E_{c,eff} = E_{cm} \frac{1}{1 + (N_{G,Ed} / N_{Ed}) \varphi_t}, \quad (6.41)$$

де:

φ_t – коефіцієнт повзучості згідно з 5.4.2.2(2);

6.7.3.3 Effective flexural stiffness, steel contribution ratio and relative slenderness

(1) The steel contribution ratio δ is defined as:

$$\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}}, \quad (6.38)$$

where: $N_{pl,Rd}$ is the plastic resistance to compression defined in 6.7.3.2(1).

(2) The relative slenderness $\bar{\lambda}$ for the plane of bending being considered is given by:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}}, \quad (6.39)$$

where:

$N_{pl,Rk}$ is the characteristic value of the plastic resistance to compression given by (6.30) if, instead of the design strengths, the characteristic values are used;

N_{cr} is the elastic critical normal force for the relevant buckling mode, calculated with the effective flexural stiffness $(EI)_{eff}$ determined in accordance with (3) and (4).

(3) For the determination of the relative slenderness $\bar{\lambda}$ and the elastic critical force N_{cr} , the characteristic value of the effective flexural stiffness $(EI)_{eff}$ of a cross section of a composite column should be calculated from:

$$(EI)_{eff} = E_a I_a + E_s I_s + K_e E_{cm} I_c, \quad (6.40)$$

where:

K_e is a correction factor that should be taken as 0,6;

I_a , I_c and I_s are the second moments of area of the structural steel section, the un-cracked concrete section and the reinforcement for the bending plane being considered.

(4) Account should be taken to the influence of long-term effects on the effective elastic flexural stiffness. The modulus of elasticity of concrete E_{cm} should be reduced to the value $E_{c,eff}$ in accordance with the following expression:

$$E_{c,eff} = E_{cm} \frac{1}{1 + (N_{G,Ed} / N_{Ed}) \varphi_t}, \quad (6.41)$$

where:

φ_t is the creep coefficient according to 5.4.2.2(2);

N_{Ed} – загальна розрахункова нормальна сила;
 $N_{G,Ed}$ – постійна частина нормальної сили.

6.7.3.4 Методи розрахунку і неточності елемента

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

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

$$(EI)_{eff,II} = K_o (E_a I_a + E_s I_s + K_{e,II} E_{cm} I_c), \quad (6.42)$$

де:

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

K_o – калібровочний коефіцієнт, що приймається 0,9.

Довготривалі впливи повинні враховуватись згідно з 6.7.3.3(4).

(3) Впливи другого порядку можна не враховувати, якщо застосовується 5.2.1(3) і пружна критична сила визначається при згинальній жорсткості $(EI)_{eff,II}$ згідно з (2).

(4) Вплив геометричних і конструктивних неточностей може враховуватись через еквівалентні геометричні неточності. Еквівалентні неточності елементів для комбінованих колон наведено у таблиці 6.5, де l – довжина колони.

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

$$k = \frac{\beta}{1 - N_{Ed} / N_{cr,eff}} \geq 1,0, \quad (6.43)$$

де:

$N_{cr,eff}$ – критична нормальна сила для відповідної осі та відповідно до згинальної жорсткості, визначеної за 6.7.3.4(2) при приведеній довжині, прийнятій як довжина колони;

β – коефіцієнт еквівалентного моменту за таблицею 6.4.

N_{Ed} is the total design normal force;

$N_{G,Ed}$ is the part of this normal force that is permanent.

6.7.3.4 Methods of analysis and member imperfections

(1) For member verification, analysis should be based on second-order linear elastic analysis.

(2) For the determination of the internal forces the design value of effective flexural stiffness $(EI)_{eff,II}$ should be determined from the following expression:

where:

$K_{e,II}$ is a correction factor which should be taken as 0,5;

K_o is a calibration factor which should be taken as 0,9.

Long-term effects should be taken into account in accordance with 6.7.3.3 (4).

(3) Second-order effects need not to be considered where 5.2.1(3) applies and the elastic critical load is determined with the flexural stiffness $(EI)_{eff,II}$ in accordance with (2).

(4) The influence of geometrical and structural imperfections may be taken into account by equivalent geometrical imperfections. Equivalent member imperfections for composite columns are given in Table 6.5, where l is the column length.

(5) Within the column length, second-order effects may be allowed for by multiplying the greatest first-order design bending moment M_{Ed} by a factor k given by:

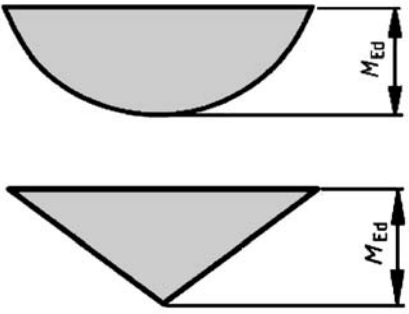
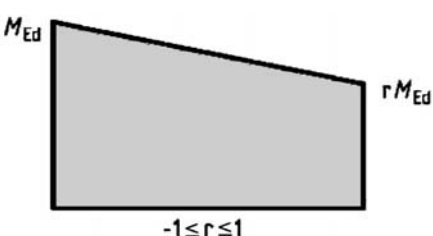
where:

$N_{cr,eff}$ is the critical normal force for the relevant axis and corresponding to the effective flexural stiffness given in 6.7.3.4(2), with the effective length taken as the column length;

β is an equivalent moment factor given in Table 6.4.

Таблиця 6.4 – Коефіцієнти β для визначення моментів за теорією другого порядку

Table 6.4 – Factors β for the determination of moments to second order theory

Епюра моментів Moment distribution	Коефіцієнт β для моменту Moment factors β	Примітки Comment
	<p>Згинальні моменти першого порядку від неточностей елемента або навантаження із площини: $\beta = 1,0$.</p> <p>First-order bending moments from member imperfection or lateral load: $\beta = 1,0$.</p>	<p>M_{Ed} – максимальний згинальний момент у межах довжини колони без урахування впливів другого порядку.</p> <p>M_{Ed} is the maximum bending moment within the column length ignoring second-order effects</p>
	<p>Кінцеві моменти: $\beta = 0,66 + 0,44r$, але $\beta \geq 0,44$.</p> <p>End moments: $\beta = 0,66 + 0,44r$, but $\beta \geq 0,44$.</p>	<p>M_{Ed} і $r M_{Ed}$ – кінцеві моменти від загального розрахунку першого порядку або другого порядку.</p> <p>M_{Ed} and $r M_{Ed}$ are the end moments from first order or second-order global analysis</p>

6.7.3.5 Опір елементів при осьовому стиску

(1) Елементи можуть перевірятись із застосуванням розрахунку другого порядку згідно з 6.7.3.6 з урахуванням неточностей елемента.

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

$$\frac{N_{Ed}}{\chi N_{pl,Rd}} \leq 1,0, \quad (6.44)$$

де:

$N_{pl,Rd}$ – пластичний опір комбінованого перерізу згідно з 6.7.3.2(1), але при f_{yd} , визначеного із застосуванням коефіцієнта надійності γ_{M1} згідно з EN 1993-1-1, 6.1(1).

χ – понижувальний коефіцієнт для відповідної форми втрати стійкості згідно з EN 1993-1-1, 6.3.1.2 на основі відповідної відносної гнучкості $\bar{\lambda}$.

Відповідні криві втрати стійкості для поперечних перерізів комбінованих колон наведено у таблиці 6.5, де ρ_s – коефіцієнт армування A_s / A_c .

6.7.3.5 Resistance of members in axial compression

(1) Members may be verified using second order analysis according to 6.7.3.6 taking into account member imperfections.

(2) For simplification for members in axial compression, the design value of the normal force N_{Ed} should satisfy:

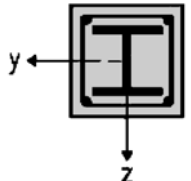
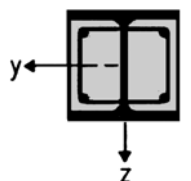
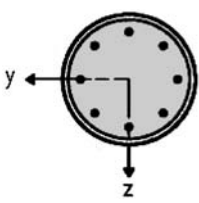
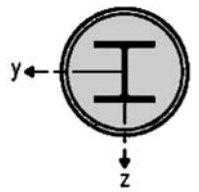
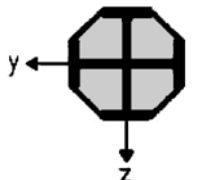
where:

$N_{pl,Rd}$ is the plastic resistance of the composite section according to 6.7.3.2(1), but with f_{yd} determined using the partial factor γ_{M1} given by EN 1993-1-1, 6.1(1);

χ is the reduction factor for the relevant buckling mode given in EN 1993-1-1, 6.3.1.2 in terms of the relevant relative slenderness $\bar{\lambda}$.

The relevant buckling curves for cross-sections of composite columns are given in Table 6.5, where ρ_s is the reinforcement ratio A_s / A_c .

Таблиця 6.5 – Криві втрати стійкості і неточності елементів для комбінованих колон
Table 6.5 – Buckling curves and member imperfections for composite columns

Поперечний переріз Cross-section	Обмеження Limits	Напрямок втрати стійкості (осі) Axis of buckling	Крива втрати стійкості Buckling curve	Неточності елемента Member imperfection
Переріз заповнений бетоном Concrete encased section 		y-y	<i>b</i>	$L / 200$
		z-z	<i>c</i>	$L / 150$
Переріз частково заповнений бетоном Partially concrete encased section $L / 200$ 		y-y	<i>b</i>	$L / 200$
		z-z	<i>c</i>	$L / 150$
Круглий і прямокутний переріз із порожнистого сталевого профілю Circular and rectangular hollow steel section 	$\rho_s \leq 3\%$	Будь-який	<i>a</i>	$L / 300$
	$3\% < \rho_s \leq 6\%$	Будь-який	<i>b</i>	$L / 200$
Круглий і прямокутний переріз із порожнистого сталевого профілю з додатковим двотавром Circular hollow steel sections with additional I-section 		y-y	<i>b</i>	$L / 200$
		z-z	<i>b</i>	$L / 200$
Переріз частково заповнений бетоном із перехресних двотаврів Partially concrete encased section with crossed I-sections 		Будь-який	<i>b</i>	$L / 200$

6.7.3.6 Опір елементів при спільному стиску та одновісному згині

(1) Нижченаведений вираз, що ґрунтується на кривій взаємодії, визначеній згідно з 6.7.3.2(2)-(5), повинен задовольнятися:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,N,Rd}} = \frac{M_{Ed}}{\mu_d M_{pl,Rd}} \leq \alpha_M, \quad (6.45)$$

де:

M_{Ed} – найбільший із кінцевих моментів та максимальний згинальний момент у межах довжини колони, визначений згідно з 6.7.3.4, з урахуванням неточностей і впливів другого порядку, за необхідності;

$M_{pl,N,Rd}$ – пластичний момент внутрішньої пари з урахуванням нормальної сили N_{Ed} , що виражена через $\mu_d M_{pl,Rd}$ (рисунок 6.18);

$M_{pl,Rd}$ – пластичний момент внутрішньої пари, визначений точкою В на рисунку 6.19.

Для класів сталі між S235 та S 355 включно коефіцієнт α_M повинен прийматись 0,9, а для класів сталі S420 і S460 – 0,8.

(2) Значення $\mu_d = \mu_{dy}$, або μ_{dz} (рисунок 6.20) базуються на розрахунковому пластичному моменті внутрішньої пари $M_{pl,Rd}$ у площині згину, яка розглядається. Значення μ_d , більші 1,0, повинні застосовуватись тільки якщо згинальний момент M_{Ed} залежить безпосередньо від дії нормальної сили N_{Ed} , наприклад, коли момент M_{Ed} виникає внаслідок ексцентриситету нормальної сили N_{Ed} . У іншому випадку необхідно виконувати додаткову перевірку згідно з 6.7.1(7).

6.7.3.6 Resistance of members in combined compression and uniaxial bending

(1) The following expression based on the interaction curve determined according to 6.7.3.2(2)-(5) should be satisfied:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,N,Rd}} = \frac{M_{Ed}}{\mu_d M_{pl,Rd}} \leq \alpha_M, \quad (6.45)$$

where:

M_{Ed} is the greatest of the end moments and the maximum bending moment within the column length, calculated according to 6.7.3.4, including imperfections and second order effects if necessary;

$M_{pl,N,Rd}$ is the plastic bending resistance taking into account the normal force N_{Ed} , given by $\mu_d M_{pl,Rd}$, see Figure 6.18;

$M_{pl,Rd}$ is the plastic bending resistance, given by point B in Figure 6.19.

For steel grades between S235 and S355 inclusive, the coefficient α_M should be taken as 0,9 and for steel grades S420 and S460 as 0,8.

(2) The value $\mu_d = \mu_{dy}$ or μ_{dz} , see Figure 6.20, refers to the design plastic resistance moment $M_{pl,Rd}$ for the plane of bending being considered. Values μ_d greater than 1,0 should only be used where the bending moment M_{Ed} depends directly on the action of the normal force N_{Ed} , for example where the moment M_{Ed} results from an eccentricity of the normal force N_{Ed} . Otherwise an additional verification is necessary in accordance with clause 6.7.1 (7).

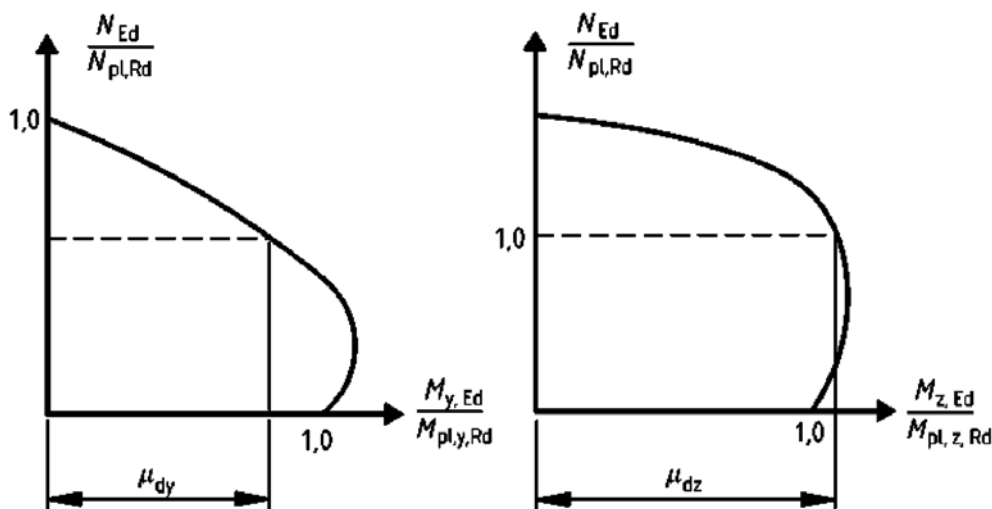


Рисунок 6.20 – Графіки для стиску та двовісного згину
Figure 6.20 – Design for compression and biaxial bending

6.7.3.7 Спільна дія стиску та двовісного згину

(1) Для комбінованих колон та стиснутих елементів з двовісним згином значення μ_{dy} і μ_{dz} на рисунку 6.20 можуть обчислюватись згідно з 6.7.3.6 окремо для кожної осі. Неточності повинні враховуватись тільки для площини, у якій передбачається можливість руйнування. Якщо не очевидно, яка з площин є більш критичною, то перевірку необхідно виконувати для обох площин.

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

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} M_{pl,y,Rd}} \leq \alpha_{M,y}, \quad \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} M_{pl,z,Rd}} \leq \alpha_{M,z}, \quad (6.46)$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} M_{pl,z,Rd}} \leq 1,0, \quad (6.47)$$

де:

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

$M_{y,Ed}$ і $M_{z,Ed}$ – розрахункові згинальні моменти з урахуванням впливів другого порядку та неточностей згідно з 6.7.3.6;

μ_{dy} і μ_{dz} – визначаються за 6.7.3.6;

$\alpha_M = \alpha_{M,y}$ і $\alpha_M = \alpha_{M,z}$ – наведено у 6.7.3.6(1).

6.7.4 З'єднання на зсув та прикладання навантаження

6.7.4.1 Загальні положення

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

6.7.3.7 Combined compression and biaxial bending

(1) For composite columns and compression members with biaxial bending the values μ_{dy} and μ_{dz} in Figure 6.20 may be calculated according to 6.7.3.6 separately for each axis. Imperfections should be considered only in the plane in which failure is expected to occur. If it is not evident which plane is the more critical, checks should be made for both planes.

2) For combined compression and biaxial bending the following conditions should be satisfied for the stability check within the column length and for the check at the end:

where:

$M_{pl,y,Rd}$ and $M_{pl,z,Rd}$ are the plastic bending resistances of the relevant plane of bending;

$M_{y,Ed}$ and $M_{z,Ed}$ are the design bending moments including second-order effects and imperfections according to 6.7.3.4;

μ_{dy} and μ_{dz} are defined in 6.7.3.6;

$\alpha_M = \alpha_{M,y}$ and $\alpha_M = \alpha_{M,z}$ are given in 6.7.3.6(1).

6.7.4 Shear connection and load introduction

6.7.4.1 General

(1)P Provision shall be made in regions of load introduction for internal forces and moments applied from members connected to the ends and for loads applied within the length to be distributed between the steel and concrete components, considering the shear resistance at the interface between steel and concrete. A clearly defined load path shall be provided that does not involve an amount of slip at this interface that would invalidate the assumptions made in design.

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

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

6.7.4.2 Прикладання навантаження

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

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

(3) З'єднання на зсув у зонах прикладання навантаження через пластини на кінцях комбінованих колон і стиснутих елементів не вимагається, якщо з'єднання між бетоном та торцевою пластиною знаходиться постійно при стиску з урахуванням повзучості та усадки. В іншому випадку прикладання навантаження повинно перевірятись згідно з (5). Для заповнених бетоном труб круглого перерізу можна враховувати ефект обійми, якщо задовольняються умови 6.7.3.2(6), при використанні значень η_a і η_c при $\bar{\lambda}$, що дорівнює нулю.

(4) Якщо зсувні стрижні приєднуються до стінки частково або повністю забетонованого сталевого профілю двотаврового або подібного перерізу, можна враховувати сили тертя, що розвиваються при поперечному розши-

(2)P Where composite columns and compression members are subjected to significant transverse shear, as for example by local transverse loads and by end moments, provision shall be made for the transfer of the corresponding longitudinal shear stress at the interface between steel and concrete.

(3) For axially loaded columns and compression members, longitudinal shear outside the areas of load introduction need not be considered.

6.7.4.2 Load introduction

(1) Shear connectors should be provided in the load introduction area and in areas with change of cross section, if the design shear strength τ_{Rd} , see 6.7.4.3, is exceeded at the interface between steel and concrete. The shear forces should be determined from the change of sectional forces of the steel or reinforced concrete section within the introduction length. If the loads are introduced into the concrete cross section only, the values resulting from an elastic analysis considering creep and shrinkage should be taken into account. Otherwise, the forces at the interface should be determined by elastic theory or plastic theory, to determine the more severe case.

(2) In absence of a more accurate method, the introduction length should not exceed $2d$ or $L/3$, where d is the minimum transverse dimension of the column and L is the column length.

(3) For composite columns and compression members no shear connection need be provided for load introduction by endplates if the full interface between the concrete section and endplate is permanently in compression, taking account of creep and shrinkage. Otherwise the load introduction should be verified according to (5). For concrete filled tubes of circular cross-section the effect caused by the confinement may be taken into account if the conditions given in 6.7.3.2(6) are satisfied using the values η_a and η_c for $\bar{\lambda}$ equal to zero.

(4) Where stud connectors are attached to the web of a fully or partially concrete encased steel Isection or a similar section, account may be taken of the frictional forces that develop from the prevention of lateral expansion of the concrete

ренні бетону вздовж прилеглих сталевих полиць. Цей опір можна додавати до обчисленого опору зсувних з'єднань. Можна припускати, що додатковий опір становить $\mu P_{Rd} / 2$ на кожній полиці і кожному горизонтальному ряді зсувних стрижнів, як показано на рисунку 6.21, де μ – відповідний передбачуваний коефіцієнт тертя. Для сталевих нефарбованих профілів μ можна приймати 0,5. P_{Rd} – опір одиночного стрижня згідно з 6.6.3.1. За відсутності точнішої інформації із випробувань, відстань у чистоті між полицями не повинна перевищувати значень, наведених на рисунку 6.21.

by the adjacent steel flanges. This resistance may be added to the calculated resistance of the shear connectors. The additional resistance may be assumed to be $\mu P_{Rd} / 2$ on each flange and each horizontal row of studs, as shown in Figure 6.21, where μ is the relevant coefficient of friction that may be assumed. For steel sections without painting, μ may be taken as 0,5. P_{Rd} is the resistance of a single stud in accordance with 6.6.3.1. In absence of better information from tests, the clear distance between the flanges should not exceed the values given in Figure 6.21.

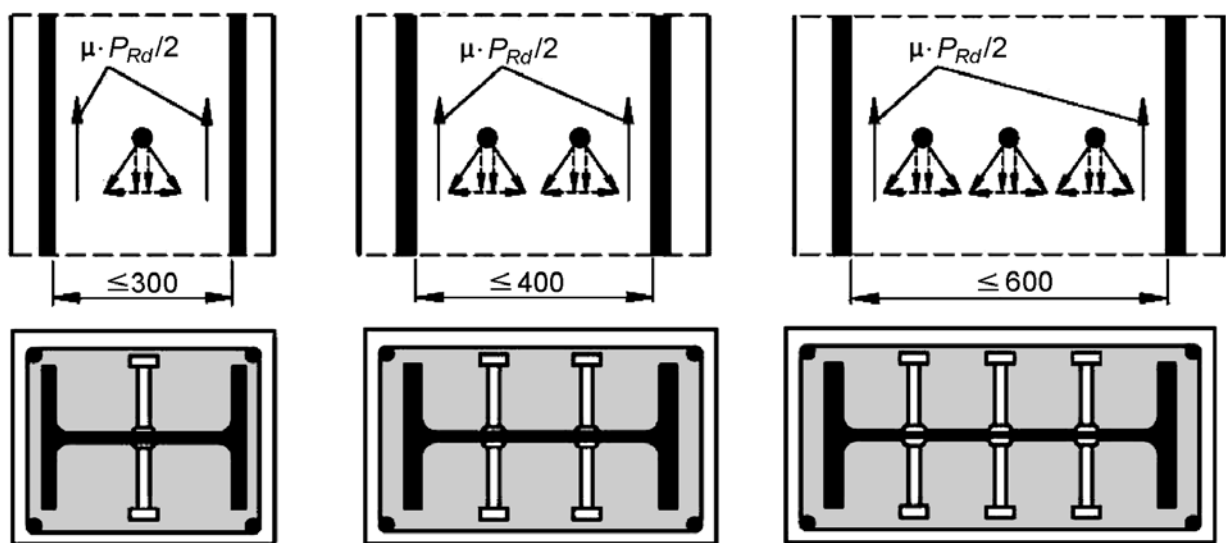


Рисунок 6.21 – Додаткові сили тертя у комбінованих колонах при застосуванні стрижнів з головками

Figure 6.21 – Additional frictional forces in composite columns by use of headed studs

(5) Якщо переріз навантажений частково (наприклад, як показано на рисунку 6.22а), то навантаження можуть розподілятися у співвідношенні 1:2,5 по товщині t_c торцевої пластини. А напруження у бетоні повинні обмежуватись фактичною площею прикладання навантаження: для порожнистих профілів згідно з (6), а для всіх інших типів перерізів – згідно з EN 1992-1-1, 6.7.

(5) If the cross-section is partially loaded (as, for example, Figure 6.22a), the loads may be distributed with a ratio of 1:2,5 over the thickness t_c of the end plate. The concrete stresses should then be limited in the area of the effective load introduction, for concrete filled hollow sections in accordance with (6) and for all other types of cross-sections in accordance with EN 1992-1-1, 6.7.

(6) Якщо бетон у круглому або квадратному порожнистому перерізі навантажений тільки частково, наприклад, фасонками через профіль або ребрами жорсткості, як показано на рисунку 6.22, локальна розрахункова міцність бетону $\sigma_{c,Rd}$ під фасонкою або ребром жорсткості, що виникає від зусиль у перерізі, повинна визначатись за виразом:

(6) If the concrete in a filled circular hollow section or a square hollow section is only partially loaded, for example by gusset plates through the profile or by stiffeners as shown in Figure 6.22, the local design strength of concrete, $\sigma_{c,Rd}$ under the gusset plate or stiffener resulting from the sectional forces of the concrete section should be determined by:

$$\sigma_{c,Rd} = f_{cd} \left(1 + \eta_{cL} \frac{t f_y}{a f_{ck}} \right) \sqrt{\frac{A_c}{A_1}} \leq \frac{A_c f_{cd}}{A_1} \leq f_{yd} , \quad (6.48)$$

де:

t – товщина стінки сталевий труби;

a – діаметр труби або сторона квадратного перерізу;

A_c – площа поперечного перерізу бетону колони;

A_1 – площа навантаження під фасонкою (рисунок 6.22);

$\eta_{cL} = 4,9$ для круглих сталевих труб і $3,5$ для квадратних перерізів.

Значення відношення A_c / A_1 не повинно перевищувати 20. Зварні шви між фасонкою та порожнистим профілем повинні розраховуватись згідно з EN 1993-1-8, розділ 4.

where:

t is the wall thickness of the steel tube;

a is the diameter of the tube or the width of the square section;

A_c is the cross sectional area of the concrete section of the column;

A_1 is the loaded area under the gusset plate, see Figure 6.22;

$\eta_{cL} = 4,9$ for circular steel tubes and $3,5$ for square sections.

The ratio A_c / A_1 should not exceed the value 20. Welds between the gusset plate and the steel hollow sections should be designed according to EN1993-1-8, Section 4.

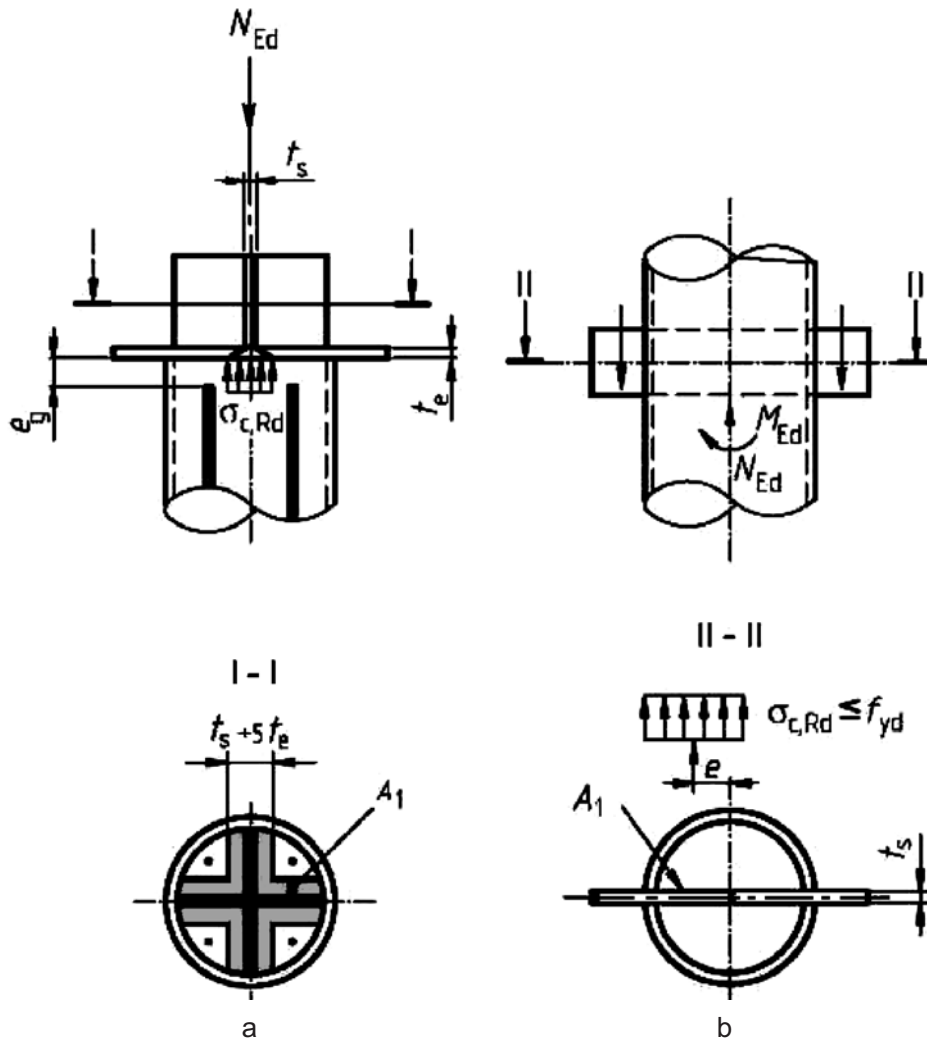


Рисунок 6.22 – Частково навантажені та заповнені бетоном круглі порожністі перерізи
Figure 6.22 – Partially loaded circular concrete filled hollow section

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

- не вимагається перевірки на втому;
- зазор між арматурою і торцевою пластиною не перевищує 30 мм (рисунок 6.22 а).

(8) Поперечна арматура повинна відповідати EN 1992-1-1, 9.5.3. У разі часткового бетонування сталевго профілю бетон повинен утримуватись поперечною арматурою, встановленою згідно з рисунком 6.10.

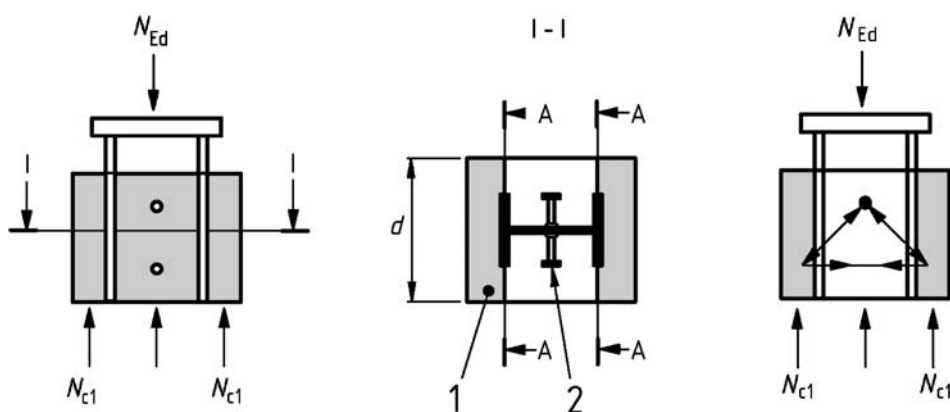
(9) Якщо навантаження прикладається тільки через сталевий профіль або бетонний переріз, то при повністю заповненому сталевому перерізі поперечна арматура повинна розраховуватись для поздовжнього зсуву, що виникає при передачі нормального зусилля (N_{c1} на рисунку 6.23) від частини бетону, яка безпосередньо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

(7) For concrete filled circular hollow sections, longitudinal reinforcement may be taken into account for the resistance of the column, even where the reinforcement is not welded to the end plates or in direct contact with the endplates, provided that:

- verification for fatigue is not required,
- the gap e_g between the reinforcement and the end plate does not exceed 30 mm, see Figure 6.22(a).

(8) Transverse reinforcement should be in accordance with EN 1992-1-1, 9.5.3. In case of partially encased steel sections, concrete should be held in place by transverse reinforcement arranged in accordance with Figure 6.10.

(9) In the case of load introduction through only the steel section or the concrete section, for fully encased steel sections the transverse reinforcement should be designed for the longitudinal shear that results from the transmission of normal force (N_{c1} in Figure 6.23) from the parts of concrete directly connected by shear connectors into the parts of the concrete without direct shear connection (see Figure 6.23, section A-A; the hatched area outside the flanges of Figure 6.23 should be considered as not directly connected). The design and arrangement of transverse reinforcement should be based on a truss model assuming an angle of 45° between concrete compression struts and the member axis.



Позначки:

- 1 – без прямого з'єднання;
- 2 – безпосередньо з'єднані.

Key:

- 1 – not directly connected;
- 2 – directly connected.

Рисунок 6.23 – Зони бетону безпосередньо з'єднані і без прямого з'єднання при розрахунку поперечної арматури

Figure 6.23 – Directly and not directly connected concrete areas for the design of transverse reinforcement

6.7.4.3 Поздовжній зсув за межами зони прикладання навантаження

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

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

(3) При забезпеченні умов щодо відсутності у сталевому профілі на поверхні контакту фарбування, олії, жирів та крихкої окалини або іржі, для τ_{Rd} можна приймати значення, наведені у таблиці 6.6.

(4) Значення τ_{Rd} , наведене у таблиці 6.6 для повністю омонолічених сталевих профілів, застосовується, якщо мінімальний захисний шар бетону становить 40 мм, а поперечна і поздовжня арматура відповідає 6.7.5.2.

Таблиця 6.6 – Розрахунковий опір зсуву τ_{Rd}
Table 6.6 – Design shear strength τ_{Rd}

Тип поперечного перерізу Type of cross section	τ_{Rd} , Н/мм ² (N/mm ²)
Повністю омонолічені сталеві профілі Completely concrete encased steel sections	0,30
Круглі порожнисті сталеві профілі, заповнені бетоном Concrete filled circular hollow sections	0,55
Прямокутні порожнисті сталеві профілі, заповнені бетоном Concrete filled rectangular hollow sections	0,40
Полиці частково омонолічених профілів Flanges of partially encased sections	0,20
Стінки частково омонолічених профілів Webs of partially encased sections	0,00

При більшому захисному шарі і відповідному армуванні можна застосовувати вищі значення τ_{Rd} . Якщо інше не визначено за випробуваннями, для повністю омонолічених сталевих профілів може застосовуватись підвищене значення $\beta_c \tau_{Rd}$ при визначенні β_c за виразом:

6.7.4.3 Longitudinal shear outside the areas of load introduction

(1) Outside the area of load introduction, longitudinal shear at the interface between concrete and steel should be verified where it is caused by transverse loads and /or end moments. Shear connectors should be provided, based on the distribution of the design value of longitudinal shear, where this exceeds the design shear strength τ_{Rd} .

(2) In absence of a more accurate method, elastic analysis, considering long term effects and cracking of concrete, may be used to determine the longitudinal shear at the interface.

(3) Provided that the surface of the steel section in contact with the concrete is unpainted and free from oil, grease and loose scale or rust, the values given in Table 6.6 may be assumed for τ_{Rd} .

(4) The value of τ_{Rd} given in Table 6.6 for completely concrete encased steel sections applies to sections with a minimum concrete cover of 40 mm and transverse and longitudinal reinforcement in accordance with 6.7.5.2.

For greater concrete cover and adequate reinforcement, higher values of τ_{Rd} may be used. Unless verified by tests, for completely encased sections the increased value $\beta_c \tau_{Rd}$ may be used, with β_c given by:

$$\beta_c = 1 + 0,02 c_z \left(1 - \frac{c_{z,\min}}{c_z} \right) \leq 2,5, \quad (6.49)$$

де:

c_z – номінальне значення захисного шару бетону, мм (рисунок 6.17а);

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

(5) Якщо інше не визначено, то для частково омоноличених профілів з поперечним зсувом, викликаним згином відносно слабшої осі внаслідок бокового навантаження або кінцевих моментів, зсувні з'єднання повинні завжди забезпечуватись. Якщо за опір зсуву не приймається тільки опір конструкційної сталі, то передбачену поперечну арматуру для зусилля зсуву $V_{c,Ed}$ згідно з 6.7.3.2(4) необхідно приварювати до стінки сталевого профілю або вона повинна проходити через стінку сталевого профілю.

6.7.5 Положення стосовно конструювання

6.7.5.1 Захисний шар бетону для сталевого профілю та арматури

(1)P Для повністю омоноличених сталевих профілів повинен забезпечуватись, щонайменше, мінімальний захисний шар залізобетону для гарантування безпечної передачі зусиль зчеплення, захисту сталі від корозії та розтріскування бетону.

(2) Захисний шар бетону полиць повністю омоноличених сталевих профілів повинен бути не менше ніж 40 мм та не менше ніж 1/6 ширини b полиці.

(3) Захисний шар бетону для арматури повинен відповідати розділу 4 EN 1992-1-1.

6.7.5.2 Поздовжня і поперечна арматура

(1) Поздовжня арматура у заповнених бетоном колонах, яка враховується у опорі поперечного перерізу, повинна становити не менше ніж 0,3 % від перерізу бетону. У заповнених бетоном порожнистих перерізах поздовжня арматура не потрібна, якщо розрахунок на вогнетривкість не вимагається.

(2) Поперечна і поздовжня арматура у повністю або частково заповнених бетоном колон повинна розраховуватись і конструюватись згідно з EN 1992-1-1, 9.5.

where:

c_z is the nominal value of concrete cover in mm, see Figure 6.17a;

$c_{z,\min} = 40$ mm is the minimum concrete cover.

(5) Unless otherwise verified, for partially encased I-sections with transverse shear due to bending about the weak axis due to lateral loading or end moments, shear connectors should always be provided. If the resistance to transverse shear is not be taken as only the resistance of the structural steel, then the required transverse reinforcement for the shear force $V_{c,Ed}$ according to 6.7.3.2(4) should be welded to the web of the steel section or should pass through the web of the steel section.

6.7.5 Detailing Provisions

6.7.5.1 Concrete cover of steel profiles and reinforcement

(1)P For fully encased steel sections at least a minimum cover of reinforced concrete shall be provided to ensure the safe transmission of bond forces, the protection of the steel against corrosion and spalling of concrete.

(2) The concrete cover to a flange of a fully encased steel section should be not less than 40 mm, nor less than one-sixth of the breadth b of the flange.

(3) The cover to reinforcement should be in accordance with EN 1992-1-1, Section 4.

6.7.5.2 Longitudinal and transverse reinforcement

(1) The longitudinal reinforcement in concrete-encased columns which is allowed for in the resistance of the cross-section should be not less than 0,3 % of the cross-section of the concrete. In concrete filled hollow sections normally no longitudinal reinforcement is necessary, if design for fire resistance is not required.

(2) The transverse and longitudinal reinforcement in fully or partially concrete encased columns should be designed and detailed in accordance with EN 1992-1-1, 9.5.

(3) Відстань у чистоті між поздовжніми арматурними стрижнями і конструкційним сталевим профілем може бути меншою ніж вимагається у (2), або навіть нульовою. У цьому випадку для зчеплення робочий периметр c арматурного стрижня повинен дорівнювати половині або чверті його периметра, як показано на рисунку 6.24 (a) і (b) відповідно.

(3) The clear distance between longitudinal reinforcing bars and the structural steel section may be smaller than required by (2), even zero. In this case, for bond the effective perimeter c of the reinforcing bar should be taken as half or one quarter of its perimeter, as shown in Figure 6.24 at (a) and (b) respectively.

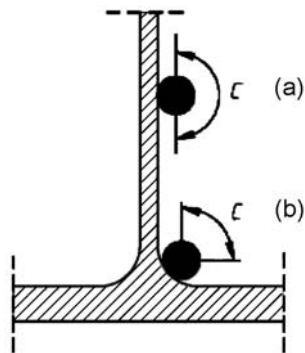


Рисунок 6.24 – Робочий периметр c арматурного стрижня
Figure 6.24 – Effective perimeter c of a reinforcing bar

(4) Для повністю або частково омоноличених елементів за умов навколишнього середовища класу X0 згідно з EN 1992-1-1, таблиця 4.1, і якщо поздовжня арматура у розрахунку не враховується, то необхідно встановлювати мінімальну поздовжню арматуру діаметром 8 мм та кроком 250 мм, а поперечну арматуру діаметром 6 мм та кроком 200 мм. Як альтернатива можуть застосовуватись зварні сітки діаметром 4 мм.

(4) For fully or partially encased members, where environmental conditions are class X0 according to EN 1992-1-1, Table 4.1, and longitudinal reinforcement is neglected in design, a minimum longitudinal reinforcement of diameter 8 mm and 250 mm spacing and a transverse reinforcement of diameter 6 mm and 200 mm spacing should be provided. Alternatively welded mesh reinforcement of diameter 4 mm may be used.

6.8 Втома

6.8.1 Загальні положення

(1)P Опір комбінованих конструкцій втоми необхідно перевіряти, якщо конструкція зазнає повторювального коливання (зміни) напружень.

6.8 Fatigue

6.8.1 General

(1)P The resistance of composite structures to fatigue shall be verified where the structures are subjected to repeated fluctuations of stresses.

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

(2)P Design for the limit state of fatigue shall ensure, with an acceptable level of probability, that during its entire design life, the structure is unlikely to fail by fatigue or to require repair of damage caused by fatigue.

(3) Для навантажених стрижнів зсувних з'єднань у будівлях при нормативному сполученні дій максимальне поздовжнє зусилля зсуву не повинно перевищувати $0,75P_{Rd}$, де P_{Rd} – визначається згідно з 6.6.3.1.

(3) For headed stud shear connectors in buildings, under the characteristic combination of actions the maximum longitudinal shear force per connector should not exceed $0,75P_{Rd}$, where P_{Rd} is determined according to 6.6.3.1.

(4) У будівлях не вимагається перевірки на втому конструкційної сталі, арматури, бетону та зсувних з'єднань, якщо для конструкційної сталі застосовується EN 1993-1-1, 4 (4), а для бетону не застосовується EN 1992-1-1, 6.8.1.

6.8.2 Коефіцієнти надійності для оцінки втоми у спорудах

(1) Коефіцієнти надійності γ_{Mf} для опору втомі наведено у EN 1993-1-9, 3 для сталевих елементів, а у EN 1912-1-1, 2.4.2.4 – для бетону та залізобетону. Для стрижнів з головками при зсуву необхідно застосовувати коефіцієнт надійності $\gamma_{Mf,s}$.

Примітка. Значення $\gamma_{Mf,s}$ може встановлюватись у національному додатку. Рекомендується величина $\gamma_{Mf,s} = 1,0$.

(2) Для навантаження необхідно застосовувати коефіцієнт надійності γ_{Ff} .

Примітка. Значення γ_{Ff} для різних видів навантаження втомі може встановлюватись у національному додатку.

6.8.3 Опір втомі

(1) Опір втомі для конструкційної сталі необхідно приймати згідно з EN 1993-1-9, 7.

(2) Опір втомі арматурної сталі та попередньо напруженої сталі необхідно приймати згідно з EN 1992-1-1. Для бетону застосовується EN 1992-1-1, 6.8.5.

(3) Крива опору втомі при автоматичному зварюванні стрижнів з головками згідно з 6.6.3.1 показана на рисунку 6.25 і визначається для звичайного важкого бетону як:

$$(\Delta\tau_R)^m N_R = (\Delta\tau_c)^m N_c, \quad (6.50)$$

де:

$\Delta\tau_R$ – опір зсуву втомі, що пов'язаний з поперечним перерізом тіла стрижня з використанням номінального діаметра d тіла стрижня;

$\Delta\tau_c$ – довідкове (контрольне) значення при 2 мільйонах циклів при $\Delta\tau_c = 90 \text{ Н/мм}^2$;

m – нахил кривої опору втомі при $m = 8$;

N_R – кількість циклів при діапазоні напружень.

(4) In buildings no fatigue assessment for structural steel, reinforcement, concrete and shear connection is required where, for structural steel, EN 1993-1-1, 4(4) applies and, for concrete, EN 1992-1-1, 6.8.1, does not apply.

6.8.2 Partial factors for fatigue assessment for buildings

(1) Partial factors γ_{Mf} for fatigue strength are given in EN 1993-1-9, 3 for steel elements and in EN 1992-1-1, 2.4.2.4 for concrete and reinforcement. For headed studs in shear, a partial factor $\gamma_{Mf,s}$ should be applied.

Note: The value for $\gamma_{Mf,s}$ may be given in the National Annex. The recommended value for $\gamma_{Mf,s}$ is 1,0.

(2) Partial factors for fatigue loading γ_{Ff} should be applied.

Note: Partial factors γ_{Ff} for different kinds of fatigue loading may be given in the National Annex.

6.8.3 Fatigue strength

(1) The fatigue strength for structural steel and for welds should be taken from EN 1993-1-9, 7.

(2) The fatigue strength of reinforcing steel and pre-stressing steel should be taken from EN 1992-1-1. For concrete EN 1992-1-1, 6.8.5 applies.

(3) The fatigue strength curve of an automatically welded headed stud in accordance with 6.6.3.1 is shown in Fig. 6.25 and given for normal weight concrete by:

where:

$\Delta\tau_R$ is the fatigue shear strength related to the cross-sectional area of the shank of the stud, using the nominal diameter d of the shank;

$\Delta\tau_c$ is the reference value at 2 million cycles with $\Delta\tau_c$ equal to 90 N/mm^2 ;

m is the slope of the fatigue strength curve with the value $m = 8$;

N_R is the number of stress-range cycles.

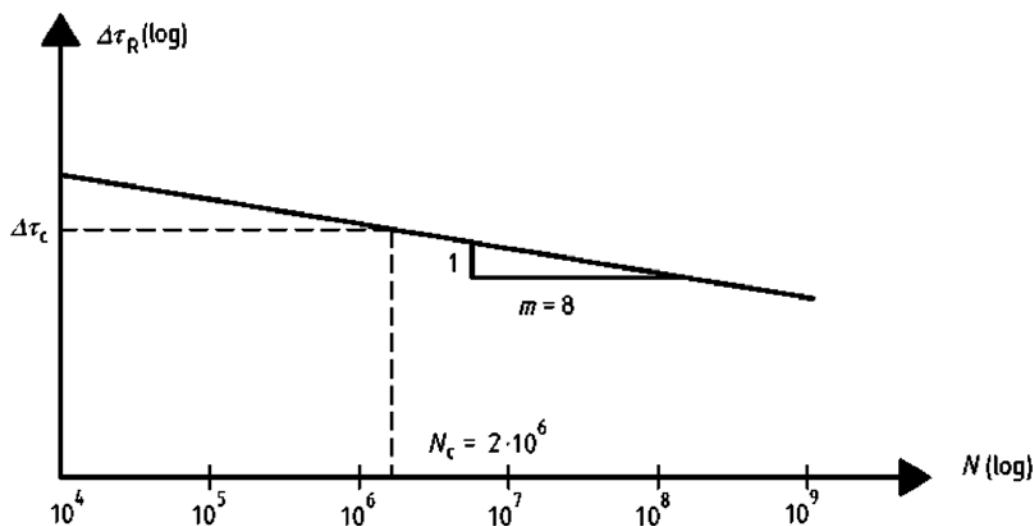


Рисунок 6.25 – Крива опору втоми для стрижнів з головками у суцільних плитах
Figure 6.24 – Fatigue strength curve for headed studs in solid slabs

(4) Для стрижнів у легкому бетоні з класом густини відповідно до EN 1992-1-1, 11 опір втоми повинен визначатись згідно з (3), але з заміною $\Delta\tau_R$ на $\eta_E\Delta\tau_R$, а $\Delta\tau_c$ на $\eta_E\Delta\tau_c$, де η_E – наведено у EN 1992-1-1, 11.3.2.

6.8.4 Внутрішні сили та навантаження втоми

(1) Внутрішні сили та моменти повинні визначатись загальним пружним розрахунком конструкції згідно з 5.4.1 та 5.4.2 і при сполученні дій, визначеному в EN 1992-1-1, 6.8.3.

(2) Максимальні та мінімальні внутрішні згинальні моменти та внутрішні сили, що виникають при сполученні навантажень згідно з (1), визначаються як $M_{Ed,max,f}$ і $M_{Ed,min,f}$.

(3) Для будівель навантаження втоми необхідно визначати за відповідними частинами EN 1991. Якщо навантаження втоми не вказано, то можна застосовувати додаток A.1 EN 1993-1-9. Динамічний відгук (реакція) конструкції або ударний ефект повинні враховуватись у відповідних випадках.

6.8.5 Напруження

6.8.5.1 Загальні положення

(1) Визначення напружень повинно ґрунтуватись на 7.2.1.

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

(4) For studs in lightweight concrete with a density class according to EN 1992-1-1, 11, the fatigue strength should be determined in accordance with (3) but with $\Delta\tau_R$ replaced by $\eta_E\Delta\tau_R$ and $\Delta\tau_c$ replaced by $\eta_E\Delta\tau_c$, where η_E is given in EN 1992-1-1, 11.3.2.

6.8.4 Internal forces and fatigue loadings

(1) Internal forces and moments should be determined by elastic global analysis of the structure in accordance with 5.4.1 and 5.4.2 and for the combination of actions given in EN 1992-1-1, 6.8.3.

(2) The maximum and minimum internal bending moments and/or internal forces resulting from the load combination according to (1) are defined as $M_{Ed,max,f}$ and $M_{Ed,min,f}$.

(3) For buildings fatigue loading should be obtained from the relevant Parts of EN 1991. Where no fatigue loading is specified, EN 1993-1-9, Annex A.1 may be used. Dynamic response of the structure or impact effects should be considered when appropriate.

6.8.5 Stresses

6.8.5.1 General

(1) The calculation of stresses should be based on 7.2.1.

(2)P For the determination of stresses in cracked regions the effect of tension stiffening of concrete on the stresses in reinforcement shall be taken into account.

(3) За відсутності більш точного методу перевірки ефект обойми від напружень розтягу в арматурі можна враховувати згідно з 6.8.5.4.

(4) Якщо не застосовується більш точний метод для визначення напружень у конструкційній сталі, то ефектом обойми можна знехтувати.

6.8.5.2 Бетон

(1) Для визначення напружень у бетонних елементах застосовується EN 1992-1-1, 6.8.

6.8.5.3 Конструкційна сталь

(1) Якщо згинальні моменти $M_{Ed,max,f}$ і $M_{Ed,min,f}$ спричиняють напруження розтягу у бетоні плити, то напруження у конструкційній сталі від цих моментів можуть визначатись на основі моменту інерції I_2 перерізу згідно з 1.5.1.12.

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

6.8.5.4 Арматура

(1) Якщо згинальний момент $M_{Ed,max,f}$ спричиняє напруження розтягу у бетоні плити і не використовується більш точний метод, то ефект обойми при напруженні розтягу $\sigma_{s,max,f}$ у арматурі, які спричинені $M_{Ed,max,f}$, повинні визначатись з виразів (7.4) – (7.6) у 7.4.3(3). У виразі (7.5) замість коефіцієнта 0,4 повинен застосовуватись коефіцієнт 0,2.

(2) Якщо згинальний момент $M_{Ed,min,f}$ також спричиняє напруження розтягу у бетоні плити, то діапазон напружень $\Delta\sigma$ задається згідно з рисунком 6.26, напруження $\sigma_{s,min,f}$ у арматурі, спричинені $M_{Ed,min,f}$, можуть визначатись за виразом:

$$\sigma_{s,min,f} = \sigma_{s,max,f} \frac{M_{Ed,min,f}}{M_{Ed,max,f}} \quad (6.51)$$

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

(3) Unless verified by a more accurate method, the effect of tension stiffening on the stresses in reinforcement may be taken into account according to 6.8.5.4.

(4) Unless a more accurate method is used, for the determination of stresses in structural steel the effect of tension stiffening may be neglected.

6.8.5.2 Concrete

(1) For the determination of stresses in concrete elements EN 1992-1-1, 6.8 applies.

6.8.5.3 Structural steel

(1) Where the bending moments $M_{Ed,max,f}$ and $M_{Ed,min,f}$ cause tensile stresses in the concrete slab, the stresses in structural steel for these bending moments may be determined based on the second moment of area I_2 according to 1.5.1.12.

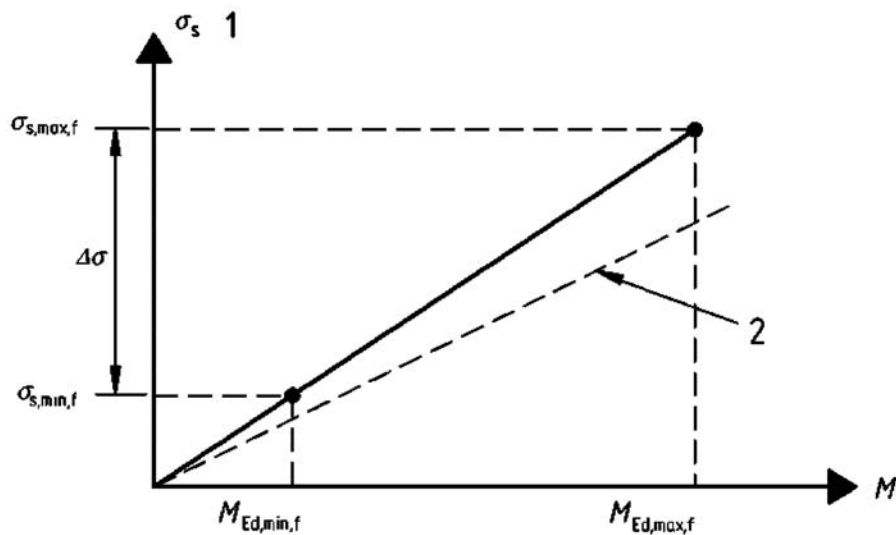
(2) Where $M_{Ed,max,f}$ and $M_{Ed,min,f}$, or only $M_{Ed,min,f}$, cause compression in the concrete slab, the stresses in structural steel for these bending moments should be determined with the cross-section properties of the un-cracked section.

6.8.5.4 Reinforcement

(1) Where the bending moment $M_{Ed,max,f}$ causes tensile stresses in the concrete slab and where no more accurate method is used, the effects of tension stiffening of concrete on the stress $\sigma_{s,max,f}$ in reinforcement due to $M_{Ed,max,f}$ should be determined from the equations (7.4) to (7.6) in 7.4.3 (3). In equation (7.5) in 7.4.3(3), a factor 0,2 should be used, in place of the factor 0,4.

(2) Where also the bending moment $M_{Ed,min,f}$ causes tensile stresses in the concrete slab, the stress range $\Delta\sigma$ is given by Figure 6.26 and the stress $\sigma_{s,min,f}$ in the reinforcement due to $M_{Ed,min,f}$ can be determined from:

(3) Where $M_{Ed,min,f}$ and $M_{Ed,max,f}$ or only $M_{Ed,min,f}$ cause compression in the concrete slab, the stresses in reinforcement for these bending moments should be determined with the cross-section properties of the un-cracked section.



Позначки:

1 – плита при розтягу;
2 – повністю розтрісканий переріз.

Key:

1 – slab in tension;
2 – fully cracked section.

Рисунок 6.26 – Визначення напружень $\sigma_{s,max,f}$ і $\sigma_{s,min,f}$ у зонах з тріщинами

Figure 6.26 – Determination of the stresses $\sigma_{s,max,f}$ and $\sigma_{s,min,f}$ in cracked regions

6.8.5.5 З'єднання на зсув

(1)Р Поздовжній зсув на одиницю довжини повинен визначатись за пружним розрахунком.

(2) В елементах з тріщинами у бетоні необхідно враховувати ефект обойми за прийнятною моделлю. Для спрощення напруження поздовжнього зсуву на контакті між конструкційною сталлю і бетоном можна визначати з використанням характеристик перерізу без тріщин.

6.8.5.5 Shear Connection

(1)P The longitudinal shear per unit length shall be calculated by elastic analysis.

(2) In members where cracking of concrete occurs the effects of tension stiffening should be taken into account by an appropriate model. For simplification, the longitudinal shear forces at the interface between structural steel and concrete may be determined by using the properties of the un-cracked section.

6.8.6 Діапазон напружень

6.8.6.1 Конструкційна сталь і арматура

(1) Діапазон напружень повинен визначатись за напруженнями, визначеними згідно з 6.8.5.

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

6.8.6 Stress ranges

6.8.6.1 Structural steel and reinforcement

(1) The stress ranges should be determined from the stresses determined in accordance with 6.8.5.

(2) Where the verification for fatigue is based on damage equivalent stress ranges, in general a range $\Delta\sigma_E$ should be determined from:

$$\Delta\sigma_E = \lambda \phi | \sigma_{max,f} - \sigma_{min,f} |, \tag{6.52}$$

де:

$\sigma_{max,f}$ і $\sigma_{min,f}$ – максимальні та мінімальні напруження відповідно до 6.8.4 і 6.8.5;

λ – коефіцієнт еквівалентних ушкоджень;

ϕ – коефіцієнт еквівалентних ушкоджень від дії ударного навантаження.

where:

$\sigma_{max,f}$ and $\sigma_{min,f}$ are the maximum and minimum stresses due to 6.8.4 and 6.8.5;

λ is a damage equivalent factor;

ϕ is a damage equivalent impact factor.

(3) Якщо елемент зазнає спільної дії загальних та місцевих впливів, то їх необхідно розглядати окремо. Якщо не застосовується більш точний метод, то еквівалентні напруження постійної амплітуди від загальних та місцевих впливів повинні сполучатись з використанням виразу:

$$\Delta\sigma_E = \lambda_{glob}\phi_{glob}\Delta\sigma_{E,glob} + \lambda_{loc}\phi_{loc}\Delta\sigma_{E,loc}, \quad (6.53)$$

де: індекси "glob" і "loc" означають загальні та місцеві впливи відповідно.

(4) У будівлях $\Delta\sigma_E$ для конструкційної сталі може прийматись як діапазон напружень $\Delta\sigma_{E,2}$, визначений у EN 1993-1-9, 1.3, а для арматурної сталі як діапазон напружень $\Delta\sigma_{s,eqv}$, визначений у EN 1992-1-1, 6.8.5.

(5) Для будівель коефіцієнт еквівалентного ушкодження визначається в EN 1993-1-9, 6.2, і відповідних частинах EN 1993 для сталевих елементів та для арматурної сталі у відповідних частинах EN 1992.

(6) Якщо для будівель не встановлено ніякого значення λ , то коефіцієнт еквівалентного ушкодження повинен визначатись згідно з EN 1993-1-9, додаток A із використанням нахилу відповідної кривої опору втомі.

6.8.6.2 З'єднання на зсув

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

$$\Delta\tau_{E,2} = \lambda_v \Delta\tau, \quad (6.54)$$

де:

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

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

(2) Еквівалентна постійна амплітуда діапазону напружень зсуву у зварюваннях інших типів зсувних з'єднань повинна визначатись згідно з EN 1993-1-9, 6.

(3) Where a member is subjected to combined global and local effects the separate effects should be considered. Unless a more precise method is used the equivalent constant amplitude stress due to global effects and local effects should be combined using:

in which subscripts "glob" and "loc" refer to global and local effects, respectively.

(4) For buildings, $\Delta\sigma_E$ for structural steel may taken as the stress range $\Delta\sigma_{E,2}$ defined in EN 1993-1-9, 1.3 and for reinforcement as the stress range $\Delta\sigma_{s,eqv}$ given by EN 1992-1-1, 6.8.5.

(5) For buildings the damage equivalent factor is defined in EN 1993-1-9, 6.2 and in the relevant parts of EN 1993 for steel elements and for reinforcing steel in the relevant Parts of EN 1992.

(6) Where for buildings no value for λ is specified, the damage equivalent factor should be determined according to EN 1993-1-9, Annex A, using the slope of the relevant fatigue strength curve.

6.8.6.2 Shear connection

(1) For verification of stud shear connectors based on nominal stress ranges the equivalent constant range of shear stress $\Delta\tau_{E,2}$ for 2 million cycles is given by:

where:

λ_v is the damage equivalent factor depending on the spectra and the slope m of the fatigue strength curve;

$\Delta\tau$ is the range of shear stress due to fatigue loading, related to the cross-sectional area of the shank of the stud using the nominal diameter d of the shank.

(2) The equivalent constant amplitude shear stress range in welds of other types of shear connection should be calculated in accordance with EN 1993-1-9, 6.

(3) Якщо для стрижневих зсувних з'єднань у будівлях не встановлено значення λ_v , то коефіцієнт еквівалентного ушкодження повинен визначатись згідно з EN 1993-1-9, додаток A із використанням нахилу відповідної кривої опору втомі, наведеної у 6.8.3.

6.8.7 Оцінка втоми на основі діапазонів номінальних напружень

6.8.7.1 Конструкційна сталь, арматура та бетон

(1) Оцінка втоми для арматури повинна виконуватись згідно з EN 1992-1-1, 6.8.5 або 6.8.6.

(2) Перевірка бетону при стиску повинна виконуватись згідно з EN 1992-1-1, 6.8.7.

(3) Для будівель оцінка втоми для конструкційної сталі повинна виконуватись згідно з EN 1993-1-9, 8.

6.8.7.2 З'єднання на зсув

(1) Для зсувних стрижнів, приварених до сталевих полиці, яка завжди стиснута, при відповідному сполученні дій (див. 6.8.4 (1)), оцінка втоми повинна виконуватись шляхом перевірки наступного критерію:

$$\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2} \leq \Delta\tau_c / \gamma_{Mf,s} , \quad (6.55)$$

де:

$\Delta\tau_{E,2}$ – визначається у 6.8.6.2(1);

$\Delta\tau_c$ – довідкове значення опору втомі при 2 мільйонах циклів, визначених згідно з 6.8.3.

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

$$\frac{\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_c / \gamma_{Mf,s}} \leq 1,3 , \quad (6.56)$$

$$\frac{\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}} \leq 1,0 + \frac{\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_c / \gamma_{Mf,s}} \leq 1,0 , \quad (6.57)$$

де:

$\Delta\sigma_{E,2}$ – діапазон напружень у полиці, визначений згідно з 6.8.6.1;

(3) Where for stud connectors in buildings no value for λ_v is specified, the damage equivalent factor should be determined in accordance with EN 1993-1-9, Annex A, using the relevant slope of the fatigue strength curve of the stud connector, given in 6.8.3.

6.8.7 Fatigue assessment based on nominal stress ranges

6.8.7.1 Structural steel, reinforcement and concrete

(1) The fatigue assessment for reinforcement should follow EN 1992-1-1, 6.8.5 or 6.8.6.

(2) The verification for concrete in compression should follow EN 1992-1-1, 6.8.7.

(3) For buildings the fatigue assessment for structural steel should follow EN 1993-1-9, 8.

6.8.7.2 Shear connection

(1) For stud connectors welded to a steel flange that is always in compression under the relevant combination of actions (see 6.8.4 (1)), the fatigue assessment should be made by checking the criterion:

where:

$\Delta\tau_{E,2}$ is defined in 6.8.6.2(1);

$\Delta\tau_c$ is the reference value of fatigue strength at 2 million cycles determined in accordance with 6.8.3.

(2) Where the maximum stress in the steel flange to which stud connectors are welded is tensile under the relevant combination, the interaction at any cross-section between shear stress range $\Delta\tau_E$ in the weld of stud connectors and the normal stress range $\Delta\sigma_E$ in the steel flange should be verified using the following interaction expressions:

where:

$\Delta\sigma_{E,2}$ is the stress range in the flange determined in accordance with 6.8.6.1;

$\Delta\sigma_c$ – довідкове значення опору втомі, визначене у 1993-1-9, 7, застосовуючи категорію 80;

$\Delta\tau_{E,2}$ і $\Delta\tau_c$ – діапазони напружень, які визначені у (1).

Вираз (6.56) необхідно перевіряти на максимальне значення $\Delta\sigma_{E,2}$ і відповідне значення $\Delta\tau_{E,2}$, а також при сполученні максимального значення $\Delta\tau_{E,2}$ і відповідного значення $\Delta\sigma_{E,2}$. За винятком випадків, коли ефект обойми враховується за більш точними методами, критерій взаємодії повинен перевірятись при відповідному діапазоні напружень, визначених для характеристик перерізів з тріщинами і без тріщин.

7 ГРАНИЧНИЙ СТАН ЗА ПРИДАТНІСТЮ ДО ЕКСПЛУАТАЦІЇ

7.1 Загальні положення

(1)Р Конструкція з комбінованими елементами повинна проектуватись і зводитись так, щоб задовольнялись відповідні граничні стани за експлуатаційною придатністю згідно з основними вимогами 3.4 EN 1990.

(2) Перевірка граничних станів за експлуатаційною придатністю повинна ґрунтуватись на критеріях, наведених у EN 1990, 3.4(3).

(3) Граничні стани за експлуатаційною придатністю для комбінованих плит із профільованим сталевим настилом повинні перевірятись згідно з розділом 9.

7.2 Напруження

7.2.1 Загальні положення

(1)Р При визначенні напружень для балок у граничному стані за експлуатаційною придатністю необхідно враховувати у відповідних випадках наступні впливи:

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

$\Delta\sigma_c$ is the reference value of fatigue strength given in EN1993-1-9, 7, by applying category 80,

and the stress ranges $\Delta\tau_{E,2}$ and $\Delta\tau_c$ are defined in (1).

Expression (6.56) should be checked for the maximum value of $\Delta\sigma_{E,2}$ and the corresponding value $\Delta\tau_{E,2}$, as well as for the combination of the maximum value of $\Delta\tau_{E,2}$ and the corresponding value of $\Delta\sigma_{E,2}$. Unless taking into account the effect of tension stiffening of concrete by more accurate methods, the interaction criterion should be verified with the corresponding stress ranges determined with both cracked and un-cracked cross-sectional properties.

7 SERVICEABILITY LIMIT STATES

7.1 General

(1)P A structure with composite members shall be designed and constructed such that all relevant serviceability limit states are satisfied according to the Principles of 3.4 of EN 1990.

(2) The verification of serviceability limit states should be based on the criteria given in EN 1990, 3.4(3).

(3) Serviceability limit states for composite slabs with profiled steel sheeting should be verified in accordance with Section 9.

7.2 Stresses

7.2.1 General

(1)P Calculation of stresses for beams at the serviceability limit state shall take into account the following effects, where relevant:

- shear lag;
- creep and shrinkage of concrete;
- cracking of concrete and tension stiffening of concrete;
- sequence of construction;
- increased flexibility resulting from significant incomplete interaction due to slip of shear connection;
- inelastic behaviour of steel and reinforcement, if any;
- torsional and distortional warping, if any.

(2) Затримку наростання зсуву можна враховувати згідно з 5.4.1.2.

(3) Якщо не використовується більш точний метод, то повзучість і усадку можна враховувати шляхом застосування відношення модулів згідно з 5.4.2.2.

(4) У перерізі з тріщинами основними впливами усадки можна знехтувати при перевірці напружень.

(5)P При розрахунку перерізу міцність бетону на розтяг не враховується.

(6) Вплив обтискання бетону у зонах між тріщинами на напруження в арматурі і попередньо напруженій сталі повинен враховуватись. Якщо не використовується більш точний метод, то напруження в арматурі повинні визначатись згідно з 7.4.3.

(7) Впливом обтискання бетону на напруження у конструкційній сталі можна знехтувати.

(8) Впливами неповного набуття міцності зчеплення можна знехтувати, якщо забезпечується повне зсувне з'єднання, і якщо застосовується 7.3.1(4) у випадку неповного зсувного з'єднання.

7.2.2 Обмеження напружень для споруд

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

(2) Для комбінованих колон у будівлях, зазвичай, не вимагається обмеження напружень.

(3) За необхідності, застосовуються обмеження напружень у бетоні та арматурі, наведені в EN 1992-1-1, 7.2.

7.3 Деформації у спорудах

7.3.1 Прогини

(1) Прогини одних сталевих елементів від прикладеного навантаження повинні визначатись згідно з EN 1993-1-1.

(2) Прогини комбінованих елементів від прикладеного навантаження повинні визначатись за пружним розрахунком згідно з розділом 5.

(3) Відліковий рівень вертикального прогину (провисання) σ_{\max} вільно обпертих балок визначається до верхньої сторони комбінованої

(2) Shear lag may be taken into account according to 5.4.1.2.

(3) Unless a more accurate method is used, effects of creep and shrinkage may be taken into account by use of modular ratios according to 5.4.2.2.

(4) In cracked sections the primary effects of shrinkage may be neglected when verifying stresses.

(5)P In section analysis the tensile strength of concrete shall be neglected.

(6) The influence of tension stiffening of concrete between cracks on stresses in reinforcement and pre-stressing steel should be taken into account. Unless more accurate methods are used, the stresses in reinforcement should be determined according to 7.4.3.

(7) The influences of tension stiffening on stresses in structural steel may be neglected.

(8) The effects of incomplete interaction may be ignored, where full shear connection is provided and where, in case of partial shear connection in buildings, 7.3.1(4) applies.

7.2.2 Stress limitation for buildings

(1) Stress limitation is not required for beams if, in the ultimate limit state, no verification of fatigue is required and no pre-stressing by tendons and/or by controlled imposed deformations (e.g. jacking of supports) is provided.

(2) For composite columns in buildings normally no stress limitation is required.

(3) If required, the stress limitations for concrete and reinforcement given in EN 1992-1-1, 7.2 apply.

7.3 Deformations in buildings

7.3.1 Deflections

(1) Deflections due to loading applied to the steel member alone should be calculated in accordance with EN 1993-1-1.

(2) Deflections due to loading applied to the composite member should be calculated using elastic analysis in accordance with Section 5.

(3) The reference level for the sagging vertical deflection σ_{\max} of un-propped beams is the upperside of the composite beam. Only where the

балки. Тільки у випадку, якщо прогин може впливати на зовнішній вигляд будівлі, необхідно приймати за відліковий рівень нижню сторону балки.

(4) Впливами неповного набуття міцності зчеплення можна знехтувати, якщо:

а) розрахунок зсувного з'єднання виконано згідно з 6.6;

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

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

(5) Вплив тріщин у бетоні у зонах від'ємних моментів на прогин повинен враховуватись застосуванням методу розрахунку, наведеного у 5.4.2.3.

(6) Для балок з критичними перерізами класів 1, 2 або 3 можна застосовувати вказаний нижче спрощений метод. На кожній проміжній опорі, де σ_{ct} перевищує $1,5 f_{ctm}$ або $1,5 f_{1ctm}$ відповідно, згинальний момент, визначений для перерізу без тріщин за 5.4.2.3(2), множиться на коефіцієнт f_1 , наведений на рисунку 7.1, і забезпечуються відповідні зростання моментів у прилеглих прольотах. Криву А можна застосовувати тільки для проміжних прольотів, якщо навантаження на одиницю довжини всіх прольотів однакове, а величини прольотів відрізняються не більше ніж на 25 %. В іншому разі необхідно застосовувати наближене нижнє значення зчеплення $f_1 = 0,6$ (лінія В).

deflection can impair the appearance of the building should the underside of the beam be taken as reference level.

(4) The effects of incomplete interaction may be ignored provided that:

a) the design of the shear connection is in accordance with 6.6,

b) either not less shear connectors are used than half the number for full shear connection, or the forces resulting from an elastic behaviour and which act on the shear connectors in the serviceability limit state do not exceed P_{Rd} and

c) in case of a ribbed slab with ribs transverse to the beam, the height of the ribs does not exceed 80 mm.

(5) The effect of cracking of concrete in hogging moment regions on the deflection should be taken into account by adopting the methods of analysis given in 5.4.2.3.

(6) For beams with critical sections in Classes 1, 2 or 3 the following simplified method may be used. At every internal support where σ_{ct} exceeds $1,5 f_{ctm}$ or $1,5 f_{1ctm}$ as appropriate, the bending moment determined by un-cracked analysis defined in 5.4.2.3(2) is multiplied by the reduction factor f_1 given in Figure 7.1, and corresponding increases are made to the bending moments in adjacent spans. Curve A may be used for internal spans only, when the loadings per unit length on all spans are equal and the lengths of all spans do not differ by more than 25 %. Otherwise the approximate lower bound value $f_1 = 0,6$ (line B) should be used.

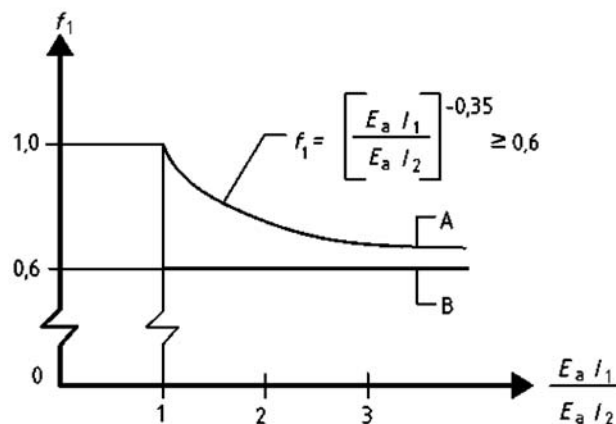


Рисунок 7.1 – Коефіцієнт зниження для згинального моменту на опорі
Figure 7.1 – Reduction factor for the bending moment at supports

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

- $f_2 = 0,5$ якщо f_y досягається до набуття міцності бетоном плити;
- $f_2 = 0,7$ якщо f_y досягається після набуття міцності бетоном.

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

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

7.3.2 Вібрація (коливання)

(1) Динамічні характеристики балок перекриття повинні задовольняти критерії, наведені у EN 1990, A1.4.4.

7.4 Утворення тріщин у бетоні

7.4.1 Загальні положення

(1) Для обмеження ширини тріщин для комбінованих конструкцій застосовуються положення EN 1992-1-1, 7.3.1(1) – (9). Обмеження ширини тріщин залежить від класів впливу згідно з EN 192-1-1, 4.

(2) Оцінку ширини розкриття тріщин можна отримати з EN 1992-1-1, 7.3.4, де напруження σ_s необхідно визначати з урахуванням впливів обтискання бетону при розтягу. Якщо не застосовується більш точний метод, σ_s можна визначати згідно з 7.4.3(3).

(3) За спрощеного консервативного підходу прийнятного обмеження ширини тріщин можна досягти шляхом забезпечення мінімального армування, визначеного у 7.4.2, та кроку стрижнів або діаметрів, що не перевищують визначених у 7.4.3 меж.

(4) У випадках, коли балки в будівлях запроектовані як шарнірно обперті, а плити нерозрізні і контроль ширини тріщин не вимагається, то передбачена поздовжня арматура, яка встановлюється в межах приведеної ширини бетонної плити згідно з 6.1.2, повинна становити не менше ніж:

(7) For the calculation of deflection of un-propped beams, account may be taken of the influence of local yielding of structural steel over a support by multiplying the bending moment at the support, determined according to the methods given in this clause, with an additional reduction factor as follows:

- $f_2 = 0,5$ if f_y is reached before the concrete slab has hardened;
- $f_2 = 0,7$ if f_y is reached after concrete has hardened.

This applies for the determination of the maximum deflection but not for pre-camber.

(8) Unless specifically required by the client, the effect of curvature due to shrinkage of normal weight concrete need not be included when the ratio of span to overall depth of the beam is not greater than 20.

7.3.2 Vibration

(1) The dynamic properties of floor beams should satisfy the criteria in EN1990, A1.4.4.

7.4 Cracking of concrete

7.4.1 General

(1) For the limitation of crack width, the general considerations of EN 1992-1-1, 7.3.1(1) – (9) apply to composite structures. The limitation of crack width depends on the exposure classes according to EN 1992-1-1, 4.

(2) An estimation of crack width can be obtained from EN 1992-1-1, 7.3.4, where the stress σ_s should be calculated by taking into account the effects of tension stiffening. Unless a more precise method is used, σ_s may be determined according to 7.4.3(3).

(3) As a simplified and conservative alternative, crack width limitation to acceptable width can be achieved by ensuring minimum rein force meat defined in 7.4.2, and bar spacing or diameters not exceeding the limits defined in 7.4.3.

(4) In cases where beams in buildings are designed as simply supported although the slab is continuous and the control of crack width is of no interest, the longitudinal reinforcement provided within the effective width of the concrete slab according to 6.1.2 should be not less than:

- 0,4 % площі бетону для розкріплених конструкцій;
- 0,2 % площі бетону для нерозкріплених конструкцій.

Арматура у шарнірних балках повинна продовжуватись на довжину $0,25L$ у кожную сторону від проміжної опори, або на $0,5L$ за прилеглу до консолі, де L – довжина відповідного прольоту або консолі відповідно. Не враховуються жодні профнастили. Максимальний крок стрижнів повинен відповідати 9.2.1(5) для комбінованих плит або EN 1992-1-1, 9.3.1(3) для суцільних бетонних полиць.

7.4.2 Мінімальне армування

(1) Якщо не використовується більш точний розрахунок згідно з EN 1992-1-1, 7.3.2(1), то у всіх перерізах без попередньо напруженої арматури і дії значних зусиль розтягу внаслідок обмеження прикладених деформацій (наприклад, основний і додатковий вплив усадки) в поєднанні або без нього з впливами від безпосереднього навантаження, необхідну мінімальну площу арматури A_s для плит комбінованих балок визначають за виразом:

$$A_s = k_s k_c k f_{ct,eff} A_{ct} / \sigma_s, \quad (7.1)$$

де:

$f_{ct,eff}$ – фактична середня міцність на розтяг бетону на момент часу, коли очікується можлива поява тріщин. Значення $f_{ct,eff}$ можна приймати, як і для f_{ctm} (EN 1992-1-1, таблиця 3.1) або як f_{ictm} (таблиця 11.3.1), відповідно приймаючи як клас міцності на момент можливої появи тріщин. Якщо вік бетону на момент утворення тріщин неможливо встановити достовірно, але він менший ніж 28 діб, то мінімальну міцність на розтяг можна приймати 3 Н/мм^2 ;

k – коефіцієнт, що враховує вплив нерівномірних самоврівноважених напружень і може прийматись $0,8$;

k_s – коефіцієнт, що враховує вплив зменшення нормальних зусиль у бетоні плити внаслідок появи тріщин і місцевого ковзання зсувних з'єднань, який може прийматись $0,9$;

k_c – коефіцієнт, що враховує розподіл напружень у перерізі безпосередньо перед появою тріщин і визначається за виразом:

$$k_c = \frac{1}{1 + h_c / (2z_0)} + 0,3 \leq 1,0; \quad (7.2)$$

- 0,4 % of the area of the concrete, for propped construction;
- 0,2 % of the area of concrete, for un-propped construction.

The reinforcement in the beam designed as simply-supported should extend over a length of $0,25L$ each side of an internal support, or $0,5L$ adjacent to a cantilever, where L is the length of the relevant span or the length of the cantilever respectively. No account should be taken of any profiled steel sheeting. The maximum spacing of the bars should be in accordance with 9.2.1(5) for a composite slab, or with EN 1992-1-1, 9.3.1.1(3) for a solid concrete flange.

7.4.2 Minimum reinforcement

(1) Unless a more accurate method is used in accordance with EN 1992-1-1, 7.3.2(1), in all sections without pre-stressing by tendons and subjected to significant tension due to restraint of imposed deformations (e.g. primary and secondary effects of shrinkage), in combination or not with effects of direct loading the required minimum reinforcement area A_s for the slabs of composite beams is given by:

where:

$f_{ct,eff}$ is the mean value of the tensile strength of the concrete effective at the time when cracks may first be expected to occur. Values of $f_{ct,eff}$ may be taken as those for f_{ctm} , see EN 1992-1-1, Table 3.1, or as f_{ictm} , see Table 11.3.1, as appropriate, taking as the class the strength at the time cracking is expected to occur. When the age of the concrete at cracking cannot be established with confidence as being less than 28 days, a minimum tensile strength of 3 N/mm^2 may be adopted;

k is a coefficient which allows for the effect of non-uniform self-equilibrating stresses which may be taken as $0,8$;

k_s is a coefficient which allows for the effect of the reduction of the normal force of the concrete slab due to initial cracking and local slip of the shear connection, which may be taken as $0,9$;

k_c is a coefficient which takes account of the stress distribution within the section immediately prior to cracking and is given by:

h_c – товщина бетонної полиці, за винятком вутів та ребер;

z_0 – вертикальна відстань між центрами ваги бетонної полиці без тріщин і комбінованого перерізу без тріщин, обчислена із застосуванням відношення модулів n_0 при короткотривалому навантаженні;

σ_s – максимально допустимі напруження у арматурі безпосередньо після виникнення тріщин. Вони можуть дорівнювати нормативному опору текучості f_{sk} . У залежності від діаметра стрижнів можлива необхідність прийняття нижчого значення для виконання умов стосовно обмеження ширини розкриття тріщин. Ці значення наведено у таблиці 7.1;

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

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

$$\phi = \phi^* f_{ct,eff} / f_{ct,0}, \quad (7.3)$$

де:

ϕ^* – максимальний розмір стрижня, наведений у таблиці 7.1;

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

h_c is the thickness of the concrete flange, excluding any haunch or ribs;

z_0 is the vertical distance between the centroids of the un-cracked concrete flange and the un-cracked composite section, calculated using the modular ratio n_0 for short-term loading;

σ_s is the maximum stress permitted in the reinforcement immediately after cracking. This may be taken as its characteristic yield strength f_{sk} . A lower value, depending on the bar size, may however be needed to satisfy the required crack width limits. This value is given in Table 7.1;

A_{ct} is the area of the tensile zone (caused by direct loading and primary effects of shrinkage) immediately prior to cracking of the cross section. For simplicity the area of the concrete section within the effective width may be used.

(2) The maximum bar diameter for the minimum reinforcement may be modified to a value ϕ given by:

where:

ϕ^* is the maximum bar size given in Table 7.1;

$f_{ct,0}$ is a reference strength of 2,9 N/mm².

Таблиця 7.1 – Максимальні діаметри арматурних стрижнів з рифленням

Table 7.1 – Maximum bar diameters for high bond bars

Напруження у сталі σ_s , Н/мм ² Steel stress σ_s , N/mm ²	Максимальний діаметр стрижнів ϕ^* , мм, для розрахунку ширини розкриття тріщин w_k , мм Maximum bar diameter ϕ^* (mm) for design crack width, w_k , 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	–

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

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

(5) Для будівель мінімальне армування згідно з (1) і (2) повинно розміщуватись, якщо при нормативному сполученні дій виникають напруження розтягу.

(6) У будівлях мінімальна нижня арматура для бетонного заповнення стінки сталевого двотаврового профілю повинна визначатись за виразом (7.1) при $k_c = 0,6$, а $k = 0,8$.

7.4.3 Контроль утворення тріщин внаслідок безпосереднього навантаження

(1) Якщо забезпечено мінімальне армування за 7.4.2, то, зазвичай, обмеження ширини тріщин прийнятними величинами досягається обмеженням кроку або діаметрів стрижнів. Максимальний діаметр і максимальний крок стрижнів залежить від напружень σ_s у арматурі і розрахункової ширини тріщин. Максимальний діаметр стрижнів наведено у таблиці 7.1, а максимальний крок стрижнів – у таблиці 7.2.

Таблиця 7.2 – Максимальний крок арматурних стрижнів із рифленням

Table 7.2 – Maximum bar spacing for high bond bars

Напруження в арматурі σ_s , Н/мм ² Steel stress σ_s , N/mm ²	Максимальний крок стрижнів, мм, для розрахунку ширини тріщин w_k Maximum bar spacing for design crack width w_k		
	$w_k = 0,4$ 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	–

(2) Внутрішні зусилля повинні визначатись пружним розрахунком згідно з розділом 5 з урахуванням впливу тріщин у бетоні. Напруження в арматурі повинні визначатись з урахуванням впливів обтискання бетону між три-

(3) At least half of the required minimum reinforcement should be placed between mid-depth of the slab and the face subjected to the greater tensile strain.

(4) For the determination of the minimum reinforcement in concrete flanges with variable depth transverse to the direction of the beam the local depth should be used.

(5) For buildings the minimum reinforcement according to (1) and (2) should be placed where, under the characteristic combination of actions, stresses are tensile.

(6) In buildings minimum lower longitudinal reinforcement for the concrete encasement of the web of a steel I-section should be determined from expression (7.1) with k_c taken as 0,6 and k taken as 0,8.

7.4.3 Control of cracking due to direct loading

(1) Where at least the minimum reinforcement given by 7.4.2 is provided, the limitation of crack widths to acceptable values may generally be achieved by limiting bar spacing or bar diameters. Maximum bar diameter and maximum bar spacing depend on the stress σ_s in the reinforcement and the design crack width. Maximum bar diameters are given in Table 7.1 and maximum bar spacing in Table 7.2.

(2) The internal forces should be determined by elastic analysis in accordance with Section 5 taking into account the effects of cracking of concrete. The stresses in the reinforcement should be determined taking into account effects of

щинами. Якщо не застосовується більш точний метод, то напруження можуть обчислюватись згідно з (3).

(3) У комбінованих балках, де допускається, що бетон плити з тріщинами і нема попереднього напруження канатами, напруження у залізобетоні збільшуються внаслідок обтискання бетону між тріщинами у порівнянні з напруженнями, що ґрунтуються на роботі комбінованого перерізу без урахування бетону. Напруження розтягу в арматурі σ_s внаслідок безпосереднього навантаження можна визначити за виразом:

$$\sigma_s = \sigma_{s,0} + \Delta\sigma_s \quad (7.4)$$

при:

with:

$$\Delta\sigma_s = \frac{0,4f_{ctm}}{\alpha_{ct} \rho_s}, \quad (7.5)$$

$$\alpha_{ct} = \frac{A I}{A_a I_a}, \quad (7.6)$$

де:

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

f_{ctm} – середня міцність звичайного важкого бетону на розтяг, що приймається як f_{ctm} (EN 1992-1-1, таблиця 3.1) або f_{ictm} для легкого бетону з таблиці 11.3.1;

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

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

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

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

A_a, I_a – відповідні характеристики конструкційного сталевого профілю.

(4) Для конструкцій будівель без попереднього напруження канатами, зазвичай, необхідно використовувати квазіпостійне сполучення дій для визначення σ_s .

tension stiffening of concrete between cracks. Unless a more precise method is used, the stresses may be calculated according to (3).

(3) In composite beams where the concrete slab is assumed to be cracked and not pre-stressed by tendons, stresses in reinforcement increase due to the effects of tension stiffening of concrete between cracks compared with the stresses based on a composite section neglecting concrete. The tensile stress in reinforcement σ_s due to direct loading may be calculated from:

where:

$\sigma_{s,0}$ is the stress in the reinforcement caused by the internal forces acting on the composite section, calculated neglecting concrete in tension;

f_{ctm} is the mean tensile strength of the concrete, for normal concrete taken as f_{ctm} from EN 1992-1-1, Table 3.1 or for lightweight concrete as f_{ictm} from Table 11.3.1;

ρ_s is the reinforcement ratio, given by $\rho_s = (A_s / A_{ct})$;

A_{ct} is the effective area of the concrete flange within the tensile zone; for simplicity the area of the concrete section within the effective width should be used;

A_s is the total area of all layers of longitudinal reinforcement within the effective area A_{ct} ;

A, I are area and second moment of area, respectively, of the effective composite section neglecting concrete in tension and profiled sheeting, if any;

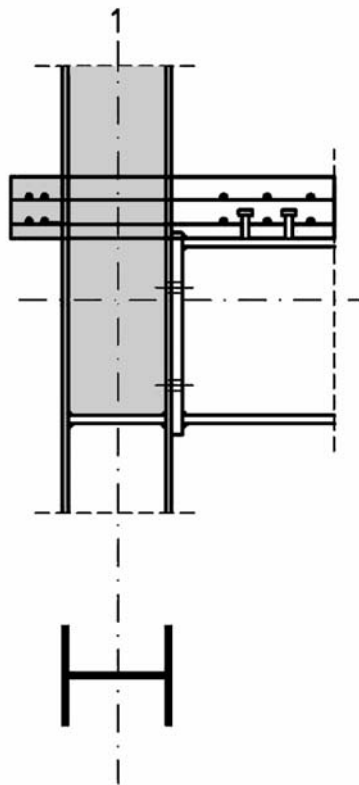
A_a, I_a are the corresponding properties of the structural steel section.

(4) For buildings without pre-stressing by tendons the quasipermanent combination of actions normally should be used for the determination of σ_s .

8 КОМБІНОВАНІ ВУЗЛИ КАРКАСІВ СПОРУД

8.1 Сфера

(1) Комбінований вузол визначається у 1.5.2.8. Окремі приклади показано на рисунку 8.1. Інші вузли у комбінованих каркасах повинні проектуватись згідно з EN 1992-1-1 або EN 1993-1-8 відповідно.



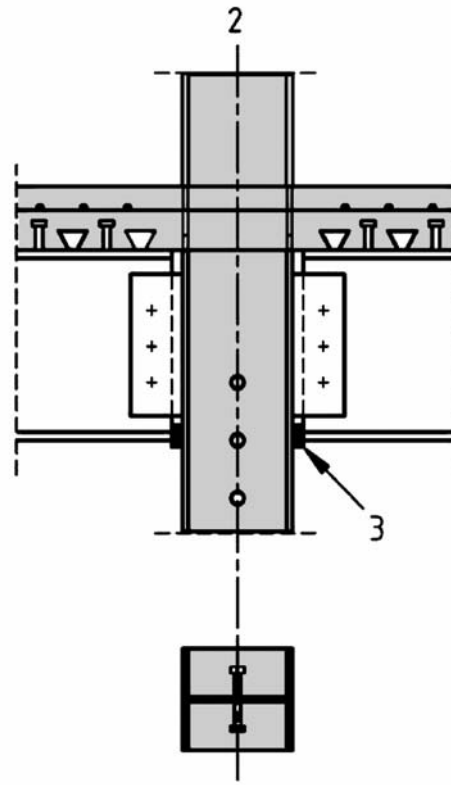
Позначки:

- 1 – при односторонньому з'єднанні;
- 2 – при двосторонньому з'єднанні;
- 3 – площина контакту

8 COMPOSITE JOINTS IN FRAMES FOR BUILDINGS

8.1 Scope

(1) A composite joint is defined in 1.5.2.8. Some examples are shown in Figure 8.1. Other joints in composite frames should be designed in accordance with EN 1992-1-1 or EN 1993-1-8, as appropriate.



Key:

- 1 – single-sided configuration;
- 2 – double-sided configuration;
- 3 – contact plate.

Рисунок 8.1 – Приклади комбінованих вузлів

Figure 8.1 – Examples of composite joints

(2) Розділ 8 застосовується до вузлів, які знаходяться переважно під статичним навантаженням. Вони доповнюються або видозмінюються (EN 1993-1-8).

8.2 Розрахунок, моделювання і класифікація

8.2.1 Загальні положення

(1) Застосовуються положення EN 1993-1-8, 5 для вузлових з'єднань типів "H" або "I" з видозмінами, наведеними у 8.2.2 і 8.2.3 нижче.

(2) Section 8 concerns joints subject to predominantly static loading. It supplements or modifies EN 1993-1-8.

8.2 Analysis, modelling and classification

8.2.1 General

(1) The provisions in EN 1993-1-8, 5 for joints connecting H or I sections are applicable with the modifications given in 8.2.2 and 8.2.3 below.

8.2.2 Пружний загальний розрахунок

(1) Якщо жорсткість на кручення S_j приймається як $S_{j,ini}/\eta$ згідно з EN 1993-1-8, 5.1.2, то значення перехідного коефіцієнта жорсткості η для з'єднання через контактні пластини необхідно приймати 1,5

8.2.3 Класифікація вузлів

(1) Класифікація вузлів повинна здійснюватись згідно з EN 1993-1-8, 5.2 з урахуванням комбінованої дії.

(2) При кваліфікації необхідно враховувати напрями внутрішніх сил і моментів.

(3) Утворенням тріщин і повзучістю у з'єднаних елементах можна знехтувати.

8.3 Методи розрахунку

8.3.1 Основи і сфера

(1) У якості основи для розрахунку вузлів і з'єднання колон і ригелів можна застосовувати EN 1993-1-8, 6 при забезпеченні умови, що частини сталевих елементів вузлів знаходяться в межах цього перерізу.

(2) Прийняті у розрахунку характеристики компонентів повинні ґрунтуватись на випробуваннях або аналітичних чи чисельних методах, підтверджених випробуваннями.

Примітка. Характеристики складових надано у 8.4 і додатку А нижче та у EN 1993-1-8, 6.

(3) При визначенні конструктивних характеристик компонентів вузлів ряд розтягнутих арматурних стрижнів можна розглядати як подібний ряд розтягнутих болтів сталевого з'єднання при забезпеченні умови, що приймаються конструктивні характеристики арматури.

8.3.2 Несуча здатність

(1) Комбіновані вузли повинні розраховуватись на сприйняття вертикального зсуву згідно з відповідними положеннями EN 1993-1-8.

(2) Розрахунковий момент внутрішньої пари комбінованого вузла повинен визначатись аналогічно з відповідними положеннями для сталевих вузлів, наведеними у EN 1993-1-8, 6.2.7 з урахуванням внеску арматури.

(3) Опір складових повинен визначатись за 8.4 нижче і EN 1993-1-8, 6.2.6 відповідно.

8.2.2 Elastic global analysis

(1) Where the rotational stiffness S_j is taken as $S_{j,ini}/\eta$ in accordance with EN 1993-1-8, 5.1.2, the value of the stiffness modification coefficient η for a contactplate connection should be taken as 1,5.

8.2.3 Classification of joints

(1) Joints should be classified in accordance with EN 1993-1-8, 5.2, taking account of composite action.

(2) For the classification, the directions of the internal forces and moment should be considered.

(3) Cracking and creep in connected members may be neglected.

8.3 Design methods

8.3.1 Basis and scope

(1) EN 1993-1-8, 6 may be used as a basis for the design of composite beam-to-column joints and splices provided that the steelwork part of the joint is within the scope of that section.

(2) The structural properties of components assumed in design should be based on tests or on analytical or numerical methods supported by tests.

Note: Properties of components are given in 8.4 and Annex A herein and in EN 1993-1-8, 6.

(3) In determining the structural properties of a composite joint, a row of reinforcing bars in tension may be treated in a manner similar to a boltrow in tension in a steel joint, provided that the structural properties are those of the reinforcement.

8.3.2 Resistance

(1) Composite joints should be designed to resist vertical shear in accordance with relevant provisions of EN 1993-1-8.

(2) The design resistance moment of a composite joint with full shear connection should be determined by analogy to provisions for steel joints given in EN 1993-1-8, 6.2.7, taking account of the contribution of reinforcement.

(3) The resistance of components should be determined from 8.4 below and EN 1993-1-8, 6.2.6, where relevant.

8.3.3 Крутильна жорсткість

(1) Крутильна жорсткість вузла повинна визначатись аналогічно з відповідними положеннями для сталевих вузлів, наведеними у EN 1993-1-8, 6.3.1 з урахуванням внеску арматури.

(2) Значення коефіцієнта ψ (EN 1993-1-8, 6.3.1(6)) повинно прийматись 1,7 для з'єднань через контактні пластини.

8.3.4 Несуча здатність на кручення

(1) При визначенні несучої здатності на кручення необхідно враховувати вплив тріщин у бетоні, обтискання при розтягу та деформацію зсувних з'єднань.

(2) Несуча здатність на кручення комбінованих вузлів може бути показана даними експериментальних випробувань. Необхідно враховувати можливу відмінність характеристик матеріалів від встановлених нормативних величин. Експериментальне підтвердження не вимагається у випадках, коли застосовуються елементи, для яких практикою підтверджено, що вони мають необхідні характеристики.

(3) Як альтернатива можуть застосовуватись чисельні методи за умови, що вони підтверджуються випробуваннями.

8.4 Опір компонентів

8.4.1 Сфера

(1) Згідно з наведеним нижче у 8.4.2 необхідно визначати опір наступних основних компонент вузлів:

- поздовжньої розтягнутої арматури;
- стиснутої сталевої контактної плити.

(2) Опір компонент, вказаних у EN 1993-1-8, повинен прийматись, як наведено нижче, за винятком наведеного у 8.4.3.

(3) Опір бетону омоноличення стінок у сталевих профілях колон повинен визначатись відповідно до 8.4.4.

8.4.2 Основні компоненти вузлів

8.4.2.1 Поздовжня сталева розтягнута арматура

(1) Приведена ширина бетонної полиці повинна визначатись для поперечного перерізу в з'єднанні згідно з 5.4.1.2.

8.3.3 Rotational stiffness

(1) The rotational stiffness of a joint should be determined by analogy to provisions for steel joints given in EN 1993-1-8, 6.3.1, taking account of the contribution of reinforcement.

(2) The value of the coefficient ψ , see EN 1993-1-8, 6.3.1(6), should be taken as 1,7 for a contact plate joint.

8.3.4 Rotation capacity

(1) The influence of cracking of concrete, tension stiffening and deformation of the shear connection should be considered in determining the rotation capacity.

(2) The rotation capacity of a composite joint may be demonstrated by experimental evidence. Account should be taken of possible variations of the properties of materials from specified characteristic values. Experimental demonstration is not required when using details which experience has proved have adequate properties.

(3) Alternatively, calculation methods may be used, provided that they are supported by tests.

8.4 Resistance of components

8.4.1 Scope

(1) The resistance of the following basic joint components should be determined in accordance with 8.4.2 below:

- longitudinal steel reinforcement in tension;
- steel contact plate in compression.

(2) The resistance of components identified in EN 1993-1-8 should be taken as given therein, except as given in 8.4.3 below.

(3) The resistance of concrete encased webs in steel column sections should be determined in accordance with 8.4.4 below.

8.4.2 Basic joint components

8.4.2.1 Longitudinal steel reinforcement in tension

(1) The effective width of the concrete flange should be determined for the cross-section at the connection according to 5.4.1.2.

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

(3) Якщо має місце невірноважене навантаження, для перевірки передачі зусиль від бетонної плити на колону можна застосовувати модель стиснуто-розтягнутих умовних елементів (рисунок 8.2).

(2) It should be assumed that the effective area of longitudinal reinforcement in tension is stressed to its design yield strength f_{sd} .

(3) Where unbalanced loading occurs, a struttie model may be used to verify the introduction of the forces in the concrete slab into the column, see Figure 8.2.

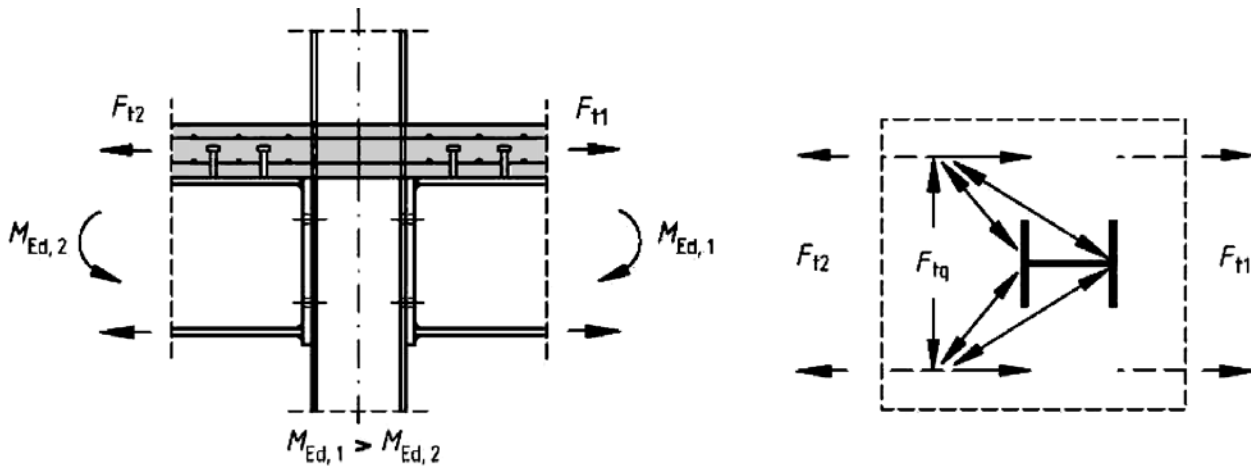


Рисунок 8.2 – Модель стиснуто-розтягнутих умовних елементів
Figure 8.2 – Struttie model

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

8.4.2.2 Сталева контактна плита при стиску

(1) Якщо висота або ширина контактної плити перевищує відповідний розмір стиснутої полиці сталевого профілю, то робочий розмір повинен визначатись за умови дисперсії під кутом 45° через контактну плиту.

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

8.4.3 Стінка колони при поперечному стиску

(1) Для з'єднання через контактну плиту робоча ширина стиснутої стінки колони $b_{eff,c,wc}$ повинна визначатись за умови дисперсії під кутом 45° через контактну плиту.

(4) For a single-sided configuration designed as a composite joint, the effective longitudinal slab reinforcement in tension should be anchored sufficiently well beyond the span of the beam to enable the design tension resistance to be developed.

8.4.2.2 Steel contact plate in compression

(1) Where a height or breadth of the contact plate exceeds the corresponding dimension of the compression flange of the steel section, the effective dimension should be determined assuming dispersion at 45° through the contact plate.

(2) It should be assumed that the effective area of the contact plate in compression may be stressed to its design yield strength f_{yd} .

8.4.3 Column web in transverse compression

(1) For a contact plate connection, the effective width of the column web in compression $b_{eff,c,wc}$ should be determined assuming dispersion at 45° through the contact plate.

8.4.4 Підсилені компоненти

8.4.4.1 Стінка колони при зсуві

(1) Якщо сталева стінка колони омонолічена бетоном (рисунок 6.17, b), розрахунковий опір зсуву панелі (стінки) згідно з EN 1993-1-8, 6.2.6.1 може збільшуватись з урахуванням омонолічення.

(2) Для односторонніх вузлів або двосторонніх, у яких висота балки однакова, розрахунковий опір зсуву бетонного заповнення по панелі стінки колони $V_{wp,c,Rd}$ повинен визначатись за виразом:

$$V_{wp,c,Rd} = 0,85vA_c f_{cd} \sin \theta \quad (8.1)$$

при:

with:

$$A_c = 0,8(b_c - t_w)(h - 2t_f) \cos \theta, \quad (8.2)$$

$$\theta = \arctan[(h - 2t_f) / z], \quad (8.3)$$

де:

b_c – ширина бетонного заповнення;

h – висота профілю колони;

t_f – товщина полиць колони;

t_w – товщина стінки колони;

z – плече внутрішньої пари (EN 1993-1-8, 6.2.7.1 і рисунок 6.15).

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

where:

b_c is the breadth of the concrete encasement;

h is the depth of the column section;

t_f is the column flange thickness;

t_w is the column web thickness;

z is the lever arm, see EN 1993-1-8, 6.2.7.1 and Figure 6.15.

(3) The reduction factor v to allow for the effect of longitudinal compression in the column on the design resistance of the column web panel in shear should be determined using:

$$v = 0,55 \left(1 + 2 \left(\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right) \right) \leq 1, \quad (8.4)$$

де:

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

$N_{pl,Rd}$ – розрахунковий пластичний опір поперечного перерізу колони включно з бетоном, див.6.7.3.2.

8.4.4.2 Стінка колони при поперечному стиску

(1) Якщо стінка сталеві колони омонолічена бетоном, то розрахунковий опір стінки колони при стиску, що визначається згідно з EN 1993-1-8, 6.2.6.2, може збільшуватись з урахуванням бетону.

8.4.4 Reinforced components

8.4.4.1 Column web panel in shear

(1) Where the steel column web is encased in concrete, see Figure 6.17,b, the design shear resistance of the panel, determined in accordance with EN 1993-1-8, 6.2.6.1 may be increased to allow for the encasement.

(2) For a single-sided joint, or a double-sided joint in which the beam depths are similar, the design shear resistance of concrete encasement to the column web panel $V_{wp,c,Rd}$ should be determined using:

$$V_{wp,c,Rd} = 0,85vA_c f_{cd} \sin \theta \quad (8.1)$$

with:

$$A_c = 0,8(b_c - t_w)(h - 2t_f) \cos \theta, \quad (8.2)$$

$$\theta = \arctan[(h - 2t_f) / z], \quad (8.3)$$

where:

b_c is the breadth of the concrete encasement;

h is the depth of the column section;

t_f is the column flange thickness;

t_w is the column web thickness;

z is the lever arm, see EN 1993-1-8, 6.2.7.1 and Figure 6.15.

(3) The reduction factor v to allow for the effect of longitudinal compression in the column on the design resistance of the column web panel in shear should be determined using:

$$v = 0,55 \left(1 + 2 \left(\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right) \right) \leq 1, \quad (8.4)$$

where:

N_{Ed} is the design compressive normal force in the column;

$N_{pl,Rd}$ is the design plastic resistance of the column's cross-section including the encasement, see 6.7.3.2.

8.4.4.2 Column web in transverse compression

(1) Where the steel column web is encased in concrete the design resistance of the column web in compression, determined in accordance with EN 1993-1-8, 6.2.6.2 may be increased to allow for the encasement.

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

$$F_{c,wc,c,Rd} = 0,85k_{wc,c} t_{eff,c} (b_c - t_w) f_{cd}, \quad (8.5)$$

де:

$t_{eff,c}$ – робоча довжина бетону, визначена таким же способом, як і робоча ширина $b_{eff,c,wc}$, яка визначається у EN 1993-1-8, 6.2.6.2.

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

$$k_{wc,c} = 1,3 + 3,3 \frac{\sigma_{com,c,Ed}}{f_{cd}} \leq 2,0, \quad (8.6)$$

де:

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

За відсутності більш точного методу $\sigma_{com,c,Ed}$ можна визначати за відносним внеском бетонного заповнення у пластичний опір профілю колони при стиску $N_{pl,Rd}$, див. 6.7.3.2.

9 КОМБІНОВАНІ ПЛИТИ З ПРОФІЛЬОВАНИМИ НАСТИЛАМИ ДЛЯ СПОРУД

9.1 Загальні положення

9.1.1 Сфера

(1)P Цей розділ розглядає комбіновані плити перекриттів з прольотом тільки у напрямку ребер. Консольні плити охоплюються. Застосовується для проектування будівельних конструкцій, якщо прикладені навантаження є переважно статичні, включно з промисловими будівлями, де на перекриття можуть діяти рухомі навантаження.

(2)P Сфера обмежується настилами з вузьким кроком стінок.

Примітка. Вузький крок стінок визначається верхньою межею відношення b_r / b_s (рисунок 9.2). Граничні значення можуть встановлюватись у національному додатку. Рекомендується величина 0,6.

(2) The design resistance of the concrete encasement to the column web in transverse compression $F_{c,wc,c,Rd}$ should be determined using:

where:

$t_{eff,c}$ is the effective length of concrete, determined in a similar manner to the effective width $b_{eff,c,wc}$ defined in EN 1993-1-8, 6.2.6.2.

(3) Where the concrete encasement is subject to a longitudinal compressive stress, its effect on the resistance of the concrete encasement in transverse compression may be allowed for by multiplying the value of $F_{c,wc,c,Rd}$ by a factor $k_{wc,c}$ given by:

where:

$\sigma_{com,c,Ed}$ is the longitudinal compressive stress in the encasement due to the design normal force N_{Ed} .

In the absence of a more accurate method, $\sigma_{com,c,Ed}$ may be determined from the relative contribution of the concrete encasement to the plastic resistance of the column section in compression $N_{pl,Rd}$, see 6.7.3.2.

9 COMPOSITE SLABS WITH PROFILED STEEL SHEETING FOR BUILDINGS

9.1 General

9.1.1 Scope

(1)P This Section deals with composite floor slabs spanning only in the direction of the ribs. Cantilever slabs are included. It applies to designs for building structures where the imposed loads are predominantly static, including industrial buildings where floors may be subject to moving loads.

(2)P The scope is limited to sheets with narrowly spaced webs.

Note: Narrowly spaced webs are defined by an upper limit on the ratio b_r / b_s , see Figure 9.2. The value for the limit may be given in the National Annex. The recommended value is 0,6.

(3)P Для конструкцій, у яких прикладене навантаження є у більшій мірі повторюване або прикладене раптово так, що створює динамічні впливи, комбіновані плити дозволяється застосовувати, але особливу увагу належить звертати на конструювання з метою гарантування, що з часом комбінована робота не буде порушена.

(4)P Плити, що зазнають сейсмічного навантаження, не виключаються при забезпеченні відповідного методу розрахунку і визначенні сейсмічних умов для конкретного об'єкта або їх наявності в іншому Єврокодi.

(5) Комбіновані плити можуть застосовуватись для забезпечення закріплення із площини сталевих балок та у якості діафрагм для сприйняття горизонтальних дій, але цей стандарт не дає окремих правил. Для роботи профільованих сталевих настилів у якості діафрагми, коли вони застосовуються як опалубка, застосовуються правила, наведені у EN 1993-1-3, 10.

9.1.2 Визначення

9.1.2.1 Типи зсувних з'єднань

Профільований сталевий настил повинен сприймати і передавати горизонтальний зсув на контактi між настилом та бетоном. Саме зчеплення між сталевим настилом і бетоном не вважається достатнім для забезпечення спільної роботи. Така робота повинна забезпечуватись між настилом і бетоном шляхом застосування одного або більше наступних заходів (рисунок 9.1):

- a) механічне зчеплення, що забезпечується деформуванням профілю (вм'ятинами або виступами);
- b) зчеплення тертям для профілів у формі виступів під кутом;
- c) заанкерування кінців, що забезпечується шляхом приварювання стрижнів або іншим типом місцевого з'єднання між бетоном і сталевим настилом тільки у поєднанні з (a) або (b);
- d) заанкерування кінців, що забезпечується деформуванням ребер на кінцях настилів, тільки у поєднанні з (b).

Не виключаються й інші способи, але вони не є предметом цього стандарту.

(3)P For structures where the imposed load is largely repetitive or applied abruptly in such a manner as to produce dynamic effects, composite slabs are permitted, but special care shall be taken over the detailed design to ensure that the composite action does not deteriorate in time.

(4)P Slabs subject to seismic loading are not excluded, provided an appropriate design method for the seismic conditions is defined for the particular project or is given in another Eurocode.

(5) Composite slabs may be used to provide lateral restraint to the steel beams and to act as a diaphragm to resist horizontal actions, but no specific rules are given in this Standard. For diaphragm action of the profiled steel sheeting while it is acting as formwork the rules given in EN1993-1-3, 10 apply.

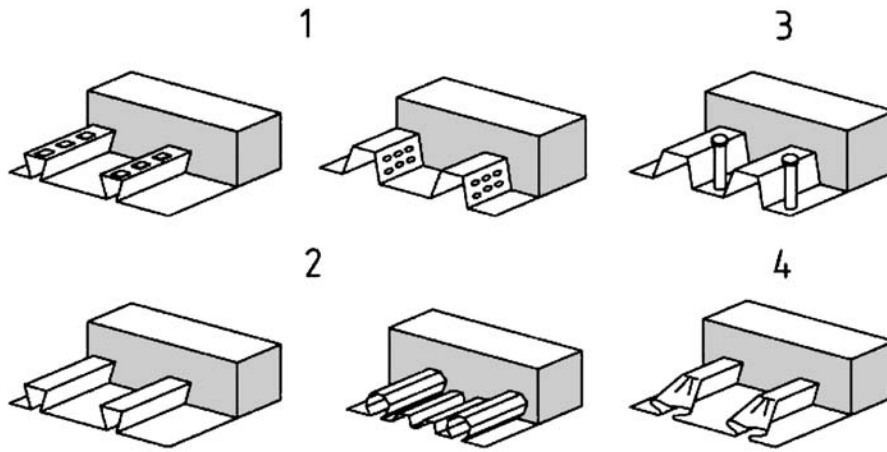
9.1.2 Definitions

9.1.2.1 Types of shear connection

The profiled steel sheet shall be capable of transmitting horizontal shear at the interface between the sheet and the concrete; pure bond between steel sheeting and concrete is not considered effective for composite action. Composite behaviour between profiled sheeting and concrete shall be ensured by one or more of the following means, see Figure 9.1:

- a) mechanical interlock provided by deformations in the profile (indentations or embossments);
- b) frictional interlock for profiles shaped in a reentrant form;
- c) end anchorage provided by welded studs or another type of local connection between the concrete and the steel sheet, only in combination with (a) or (b);
- d) end anchorage by deformation of the ribs at the end of the sheeting, only in combination with (b).

Other means are not excluded but are not within the scope of this Standard.



Позначки:

- 1 – механічне зчеплення;
- 2 – зчеплення тертям;
- 3 – заанкерування кінців привареними через настил стрижнями;
- 4 – заанкерування кінців деформуванням ребер

Key:

- 1 – mechanical interlock;
- 2 – frictional interlock;
- 3 – end anchorage by through-deck welded studs;
- 4 – end anchorage by deformation of the ribs

Рисунок 9.1 – Типові форми зчеплення у комбінованих плитах
Figure 9.1 – Typical forms of interlock in composite slabs

9.1.2.2 Повне і часткове з'єднання на зсув

Проліт плити має повне з'єднання на зсув, якщо збільшення опору з'єднання на поздовжній зсув не буде збільшувати розрахункової несучої здатності елемента на згин. В іншому випадку з'єднання на зсув є частковим.

9.1.2.2 Full shear connection and partial shear connection

A span of a slab has full shear connection when increase in the resistance of the longitudinal shear connection would not increase the design bending resistance of the member. Otherwise, the shear connection is partial.

9.2 Положення з конструювання

9.2.1 Товщина плити і армування

(1)P Загальна товщина комбінованої плити h повинна бути не менше ніж 80 мм. Товщина бетону h_c вище основної площини, що проходить по верху ребер настилу, повинна становити не менше ніж 40 мм.

(2)P Якщо плита працює спільно з балкою або використовується у якості діафрагми (диска), то загальна товщина повинна становити не менше ніж 90 мм, а h_c – не менше ніж 50 мм.

(3)P Поперечна і поздовжня арматура повинна розташовуватись у межах товщини h_c бетону.

(4) Кількість арматури в обох напрямках повинна бути не менше ніж $80 \text{ мм}^2/\text{м}$.

(5) Крок арматурних стрижнів не повинен перевищувати $2h$ і 350 мм, у залежності яка з величин менша.

9.2 Detailing provisions

9.2.1 Slab thickness and reinforcement

(1)P The overall depth of the composite slab h shall be not less than 80 mm. The thickness of concrete h_c above the main flat surface of the top of the ribs of the sheeting shall be not less than 40 mm.

(2)P If the slab is acting compositely with the beam or is used as a diaphragm, the total depth shall be not less than 90 mm and h_c shall be not less than 50 mm.

(3)P Transverse and longitudinal reinforcement shall be provided within the depth h_c of the concrete.

(4) The amount of reinforcement in both directions should be not less than $80 \text{ мм}^2/\text{м}$.

(5) The spacing of the reinforcement bars should not exceed $2h$ and 350 mm, whichever is the lesser.

9.2.2 Заповнювачі

(1)Р Номінальний розмір заповнювачів залежить від найменшого розміру конструктивного елемента, в який укладається бетон, і не повинен перевищувати щонайменше:

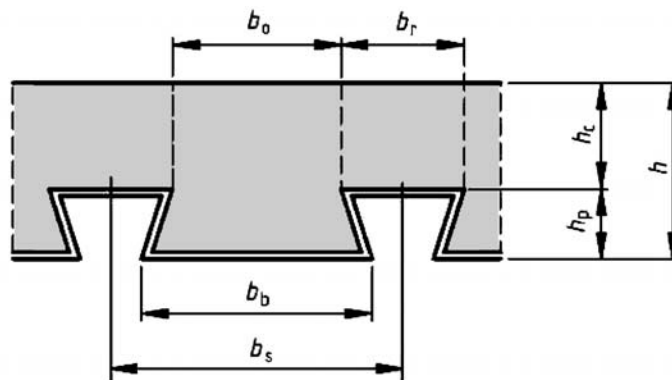
- $0,40 h_c$ (рисунок 9.2);
- $b_0 / 3$, де b_0 – середня ширина ребер (мінімальна ширина профілю з похилими сторонами ребер);
- 31,5 мм (сито С 31,5).

9.2.2 Aggregate

(1)P The nominal size of the aggregate depends on the smallest dimension in the structural element within which concrete is poured, and shall not exceed the least of:

- $0,40 h_c$; see Figure 9.2;
- $b_0 / 3$, where b_0 is the mean width of the ribs (minimum width for reentrant profiles), see Figure 9.2;
- 31,5 mm (sieve C 31,5).

профіль з розширеними зверху ребрами



профіль із звуженими зверху ребрами

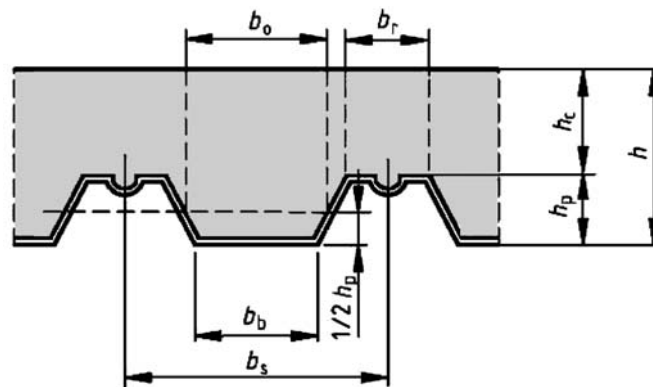


Рисунок 9.2 – Розміри настилів і плит
Figure 9.2 – Sheet and slab dimensions

9.2.3 Вимоги до обпирання

(1)Р Довжина обпирання повинна бути достатньою для запобігання ушкодженню плити і опори; так можна досягти кріплення настилу до опори без її ушкодження та запобігання руйнуванню внаслідок аварійного переміщення при зведенні.

9.2.3 Bearing requirements

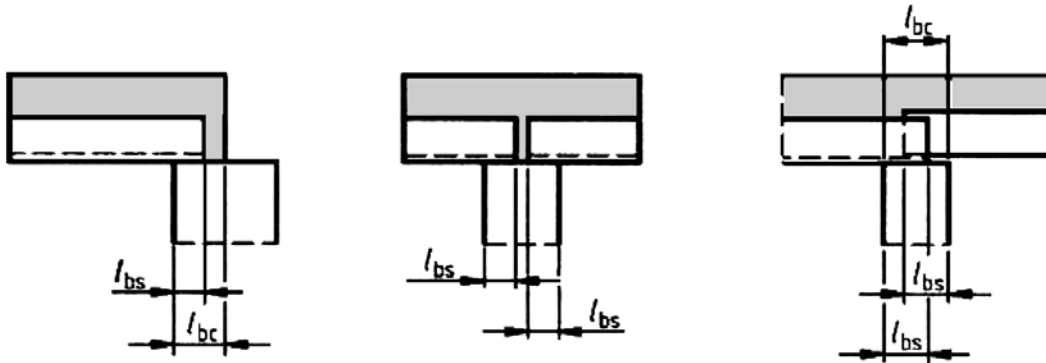
(1)P The bearing length shall be such that damage to the slab and the bearing is avoided; that fastening of the sheet to the bearing can be achieved without damage to the bearing and that collapse cannot occur as a result of accidental displacement during erection.

(2) Довжини обпирання l_{bc} і l_{bs} , які показано на рисунку 9.3, повинні бути не меншими від наступних граничних значень:

- для комбінованих плит, що обпираються на сталь або бетон: $l_{bc} = 75$ мм і $l_{bs} = 50$ мм;
- для комбінованих плит, що обпираються на інші матеріали: $l_{bc} = 100$ мм і $l_{bs} = 70$ мм;

(2) The bearing lengths l_{bc} and l_{bs} as indicated in Figure 9.3 should not be less than the following limiting values:

- for composite slabs bearing on steel or concrete: $l_{bc} = 75$ mm and $l_{bs} = 50$ mm;
- for composite slabs bearing on other materials: $l_{bc} = 100$ mm and $l_{bs} = 70$ mm.



Примітка. Перекривання деяких профільованих настилів неможливе.

Note: Overlapping of some sheeting profiles is impractical.

Рисунок 9.3 – Мінімальна довжина обпирання
Figure 9.3 – Minimum bearing lengths

9.3 Дії та впливи дій

9.3.1 Розрахункові випадки

(1)P Всі відповідні розрахункові випадки і граничні стани повинні розглядатись у розрахунку так, щоб забезпечити необхідний ступінь безпеки та експлуатаційної придатності.

(2)P Повинні розглядатись наступні випадки:
а) профнастили у якості опалубки: необхідно перевіряти характер роботи профнастилів, коли вони працюють як опалубка для свіжого бетону. Необхідно враховувати вплив розкріплення, за наявності.

б) комбіновані плити: необхідно перевіряти плиту перекриття після початку комбінованої роботи і видалення всіх розкріплень.

9.3.2 Дії на сталевий профнастил як опалубку

(1) При розрахунку сталевих профнастилів як опалубки необхідно враховувати наступні навантаження:

- вагу бетону та сталевих настилів;
- конструктивні навантаження включно з місцевим вивантаженням свіжого бетону при зведенні згідно з EN 1991-1-6, 4.11.2;

9.3 Actions and action effects

9.3.1 Design situations

(1)P All relevant design situations and limit states shall be considered in design so as to ensure an adequate degree of safety and serviceability.

(2)P The following situations shall be considered:
а) Profiled steel sheeting as shuttering: Verification is required for the behaviour of the profiled steel sheeting while it is acting as formwork for the wet concrete. Account shall be taken of the effect of props, if any.

б) Composite slab: Verification is required for the floor slab after composite behaviour has commenced and any props have been removed.

9.3.2 Actions for profiled steel sheeting as shuttering

(1) The following loads should be taken into account in calculations for the steel deck as shuttering:

- weight of concrete and steel deck;
- construction loads including local heaping of concrete during construction, in accordance with EN 1991-1-6, 4.11.2;

- навантаження від складування, за наявності;
- ефект "наповнення" (збільшення товщини бетону внаслідок прогину настилів).

(2) Якщо прогин у центрі настилу δ від його власної ваги плюс свіжий бетон, обчислений для експлуатаційної придатності, становить менше ніж 1/10 товщини плити, то ефект "наповнення" можна не враховувати при розрахунку сталевих настилів. Якщо ця межа перевищується, то цей ефект необхідно враховувати. Можна допускати для розрахунку, що номінальна товщина бетону вдовж всього прольоту збільшується на $0,7\delta$.

9.3.3 Дії для комбінованих плит

(1) Навантаження та їх класифікація повинні відповідати EN 1991-1-1.

(2) При розрахунку настилів за I групою граничних станів можна припускати, що всі навантаження діють у комбінованій плиті за умови, що таке припущення також прийнято і для розрахунку поздовжнього зсуву.

9.4 Розрахунок внутрішніх сил і моментів

9.4.1 Профільовані сталеві настили у якості опалубки

(1) Розрахунок сталевих профнастилів у якості опалубки необхідно виконувати згідно з EN 1993-1-3.

(2) При використанні тимчасових опор не дозволяється застосовувати пластичний перерозподіл моментів.

9.4.2 Розрахунок комбінованої плити

(1) Для граничних станів I групи можуть застосовуватись наступні методи:

- лінійно-пружний розрахунок з перерозподілом або без нього;
- загальний пружно-пластичний розрахунок, якщо показано, що забезпечені умови, що перерізи, у яких виникають пластичні шарніри, мають необхідну несучу здатність на граничний поворот;
- пружно-пластичний розрахунок з урахуванням нелінійних властивостей матеріалів.

(2) Для II групи граничних станів необхідно застосовувати лінійні методи розрахунку.

- storage load, if any;

- "ponding" effect (increased depth of concrete due to deflection of the sheeting).

(2) If the central deflection δ of the sheeting under its own weight plus that of the wet concrete, calculated for serviceability, is less than 1/10 of the slab depth, the ponding effect may be ignored in the design of the steel sheeting. If this limit is exceeded, this effect should be allowed for. It may be assumed in design that the nominal thickness of the concrete is increased over the whole span by $0,7\delta$.

9.3.3 Actions for composite slab

(1) Loads and load arrangements should be in accordance with EN 1991-1-1.

(2) In design checks for the ultimate limit state, it may be assumed that the whole of the loading acts on the composite slab, provided this assumption is also made in design for longitudinal shear.

9.4 Analysis for internal forces and moments

9.4.1 Profiled steel sheeting as shuttering

(1) The design of the profiled steel sheeting as shuttering should be in accordance with EN 1993-1-3.

(2) Plastic redistribution of moments should not be allowed when temporary supports are used.

9.4.2 Analysis of composite slab

(1) The following methods of analysis may be used for ultimate limit states:

- linear elastic analysis with or without redistribution;
- rigid plastic global analysis provided that it is shown that sections where plastic rotations are required have sufficient rotation capacity;

c) elastic-plastic analysis, taking into account the non-linear material properties.

(2) Linear methods of analysis should be used for serviceability limit states.

(3) Якщо вплив тріщин у бетоні не враховується при розрахунку за I групою граничних станів, згинальні моменти на проміжних опорах допускається знижувати до 30 % і робити відповідне збільшення додатних згинальних моментів у прилеглих прольотах.

(4) Пластичний розрахунок без прямої перевірки граничного повороту на опорі може застосовуватись для I групи граничного стану, якщо застосовується арматурна сталь класу С згідно з додатком С (EN 1992-1-1) і проліт становить не більше ніж 3,0 м.

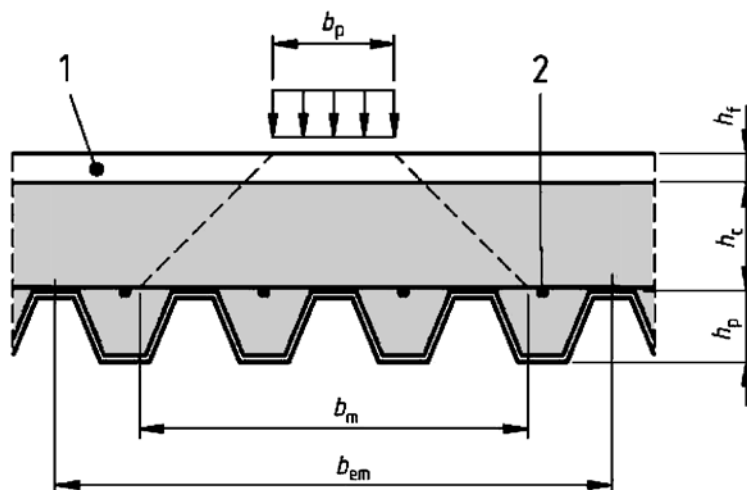
(5) Нерозрізна плита може розраховуватись як послідовність шарнірно обпертих прогонів. Номінальне армування на проміжних опорах повинно забезпечуватись згідно з 9.8.1.

9.4.3 Робоча ширина комбінованої плити для зосередженого і лінійного навантаження

(1) При розташуванні зосередженого або лінійного навантаження на плиті їх можна розглядати як розподілені на певній робочій ширині, якщо не виконується більш точний розрахунок.

(2) Зосереджене або лінійне навантаження, паралельне прольоту плити, необхідно розглядати як розподілене на ширині b_m , відкладеній безпосередньо над ребром настилу (рисунок 9.4) і визначеній як:

$$b_m = b_p (h_c + h_f) . \tag{9.1}$$



Позначки:
1 – стяжка;
2 – арматура

Key:
1 – finishes;
2 – reinforcement

Рисунок 9.4 – Розподіл зосередженого навантаження
Figure 9.4 – Distribution of concentrated load

(3) If the effects of cracking of concrete are neglected in the analysis for ultimate limit states, the bending moments at internal supports may optionally be reduced by up to 30 %, and corresponding increases made to the sagging bending moments in the adjacent spans.

(4) Plastic analysis without any direct check on rotation capacity may be used for the ultimate limit state if reinforcing steel of class C in accordance with EN 1992-1-1, Annex C is used and the span is not greater than 3,0 m.

(5) A continuous slab may be designed as a series of simply supported spans. Nominal reinforcement in accordance with 9.8.1 should be provided over intermediate supports.

9.4.3 Effective width of composite slab for concentrated point and line loads

(1) Where concentrated point or line loads are to be supported by the slab, they may be considered to be distributed over an effective width, unless a more exact analysis is carried out.

(2) Concentrated point or line loads parallel to the span of the slab should be considered to be distributed over a width b_m , measured immediately above the ribs of the sheeting, see Figure 9.4, and given by:

(3) Для зосередженого лінійного навантаження, перпендикулярного до прольоту плити, вираз (9.1) необхідно застосовувати для b_m при b_p , прийнятому як довжина лінії прикладання навантаження.

(4) Якщо h_p / h не перевищує 0,6, то для спрощення вважається, що робоча ширина плити для загального розрахунку і опору може визначатись за виразами (9.2) – (9.4):

а) для згину і поздовжнього зсуву:

– для шарнірно обпертих прогонів і зовнішніх прольотів нерозрізних плит

$$b_{em} = b_m + 2L_p \left(1 - \frac{L_p}{L} \right) \leq \text{ширини плити (slab width)}, \quad (9.2)$$

– для внутрішніх прольотів нерозрізних плит

$$b_{em} = b_m + 1,33L_p \left(1 - \frac{L_p}{L} \right) \leq \text{ширини плити (slab width)}, \quad (9.3)$$

б) для вертикального зсуву:

$$b_{ev} = b_m + L_p \left(1 - \frac{L_p}{L} \right) \leq \text{ширини плити (slab width)}, \quad (9.4)$$

де:

L_p – відстань від центра навантаження до найближчої опори;

L – довжина прольоту.

(5) Номінальну поперечну арматуру можна приймати без розрахунку, якщо прикладені нормативні навантаження не перевищують нижченаведених значень:

- зосереджене навантаження 7,5 кН;
- розподілене навантаження 5,0 кН/м².

Така номінальна поперечна арматура повинна мати площу перерізу не менше ніж 0,2 % від площі конструкційного бетону над ребрами і повинна заводитись за ширину не менше ніж b_{em} . Мінімальна довжина зони заанкерування повинна забезпечуватись понад цю ширину згідно з EN 1992-1-1. Арматура, що встановлюється з іншою метою, може відповідати цьому правилу повністю або частково.

(6) Якщо умова (5) не задовольняється, то розподіл згинальних моментів, спричинених лінійним або зосередженим навантаженням, та відповідна поперечна арматура повинні визначатись із застосуванням EN 1992-1-1.

(3) For concentrated line loads perpendicular to the span of the slab, expression (9.1) should be used for b_m , with b_p taken as the length of the concentrated line load.

(4) If h_p / h does not exceed 0,6 the width of the slab considered to be effective for global analysis and for resistance may for simplification be determined with expressions (9.2) to (9.4):

(a) for bending and longitudinal shear:

– for simple spans and exterior spans of continuous slabs

– for interior spans of continuous slabs

(b) for vertical shear:

where:

L_p is the distance from the centre of the load to the nearest support;

L is the span length.

(5) If the characteristic imposed loads do not exceed the following values, a nominal transverse reinforcement may be used without calculation:

- concentrated load: 7,5 кН;
- distributed load: 5,0 кН/м².

This nominal transverse reinforcement should have a cross-sectional area of not less than 0,2 % of the area of structural concrete above the ribs, and should extend over a width of not less than b_{em} as calculated in this clause. Minimum anchorage lengths should be provided beyond this width in accordance with EN 1992-1-1. Reinforcement provided for other purposes may fulfil all or part of this rule.

(6) Where the conditions in (5) are not satisfied, the distribution of bending moments caused by line or point loads should be determined and adequate transverse reinforcement determined using EN 1992-1-1.

9.5 Перевірка сталевих профнастилів у якості опалубки за I групою граничних станів

(1) Перевірка сталевих профнастилів у якості опалубки за I групою граничних станів повинна виконуватись згідно з EN 1993-1-3. Необхідно належним чином враховувати вплив вм'ятин і виступів на розрахункові опори.

9.6 Перевірка сталевих профнастилів у якості опалубки за II групою граничних станів

(1) Характеристики профілю повинні визначатись згідно з EN 1993-1-3.

(2) Прогин настилу δ_s від власної ваги плюс вага свіжого бетону без урахування конструкційного навантаження не повинен перевищувати $\delta_{s,max}$.

Примітка. Значення $\delta_{s,max}$ може надаватись у національному додатку. Рекомендується величина $L / 180$, де L – робочий прольот між опорами (розпірки при цьому вважаються опорами).

9.7 Перевірка комбінованих плит за I групою граничних станів

9.7.1 Розрахункові критерії

(1)P Розрахункові значення внутрішніх зусиль не повинні перевищувати розрахункових опорів для відповідних граничних станів.

9.7.2 Гнучкість

(1) У випадку повного з'єднання на зсув момент внутрішньої пари M_{Rd} у будь-якому поперечному перерізі повинен визначатись за пластичною теорією згідно з 6.2.1.2(1), але при розрахунковому опорі текучості сталевих елементів (настилів), прийнятим таким же, як і для настилів – $f_{yp,d}$.

(2)P При додатному згині внесок сталевих профнастилів можна враховувати тільки у випадку, якщо вони нерозрізні та на стадії зведення не застосовувався перерозподіл моментів шляхом досягнення пластичних шарнірів у перерізах над опорами.

(3) Для робочої площі A_{pe} сталевих настилів висота виступів і вм'ятин у настилі не повинна враховуватись, якщо тільки не підтверджено випробуваннями, що робочою є більша площа.

9.5 Verification of profiled steel sheeting as shuttering for ultimate limit states

(1) Verification of the profiled steel sheeting for ultimate limit states should be in accordance with EN 1993-1-3. Due consideration should be given to the effect of embossments or indentations on the design resistances.

9.6 Verification of profiled steel sheeting as shuttering for serviceability limit states

(1) Section properties should be determined in accordance with EN 1993-1-3.

(2) The deflection δ_s of the sheeting under its own weight plus the weight of wet concrete, excluding the construction load, should not exceed $\delta_{s,max}$.

Note: Values for $\delta_{s,max}$ may be given in the National Annex. The recommended value is $L / 180$ where L is the effective span between supports (props being supports in this context).

9.7 Verification of composite slabs for the ultimate limit states

9.7.1 Design criterion

(1)P The design values of internal forces shall not exceed the design values of resistance for the relevant ultimate limit states.

9.7.2 Flexure

(1) In case of full shear connection the bending resistance M_{Rd} of any cross section should be determined by plastic theory in accordance with 6.2.1.2(1) but with the design yield strength of the steel member (sheeting) taken as that for the sheeting, $f_{yp,d}$.

(2)P In hogging bending the contribution of the steel sheeting shall only be taken into account where the sheet is continuous and when for the construction phase redistribution of moments by plastification of cross-sections over supports has not been used.

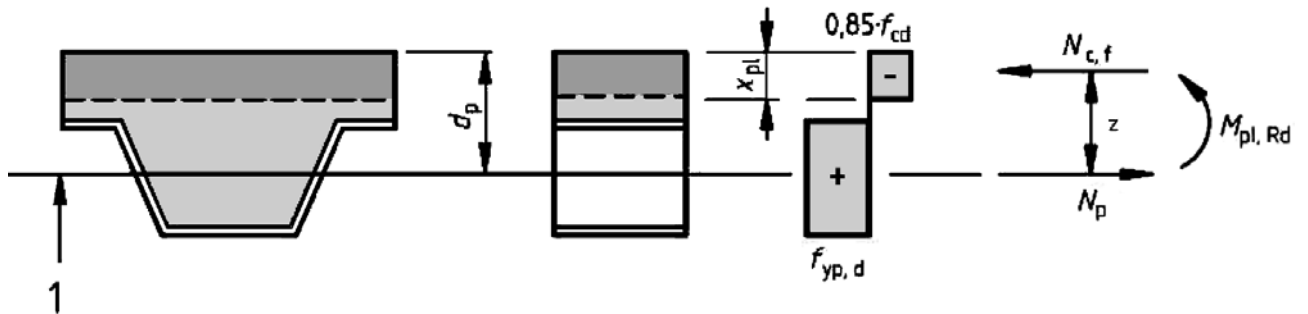
(3) For the effective area A_{pe} of the steel sheeting, the width of embossments and indentations in the sheet should be neglected, unless it is shown by tests that a larger area is effective.

(4) Вплив місцевої втрати стійкості стиснутої частини настилу повинен враховуватись шляхом застосування робочої ширини, що не перевищує подвійного граничного значення, наведеного в EN 1993-1-1, таблиця 5.2 для класу 1 сталеві стінки.

(4) The effect of local buckling of compressed parts of the sheeting should be taken into account by using effective widths not exceeding twice the limiting values given in EN 1993-1-1, Table 5.2 for Class 1 steel webs.

(5) Несуча здатність поперечного перерізу на додатний згин при проходженні нейтральної осі вище настилу повинна визначатись за розподілом напружень на рисунку 9.5.

(5) The sagging bending resistance of a cross-section with the neutral axis above the sheeting should be calculated from the stress distribution in Figure 9.5.



Позначки:

1 – центральна вісь сталевго профнастилу

Key:

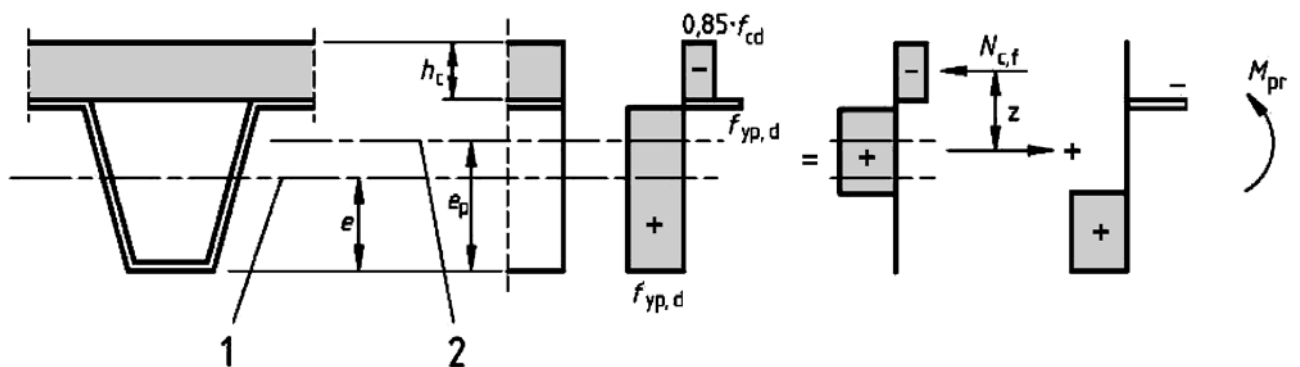
1 – centroidal axis of the profiled steel sheeting

Рисунок 9.5 – Розподіл напружень при додатному згині, якщо нейтральна вісь проходить вище настилу

Figure 9.5 – Stress distribution for sagging bending if the neutral axis is above the steel sheeting

(6) Несуча здатність поперечного перерізу на додатний згин при проходженні нейтральної осі в настiлі повинна визначатись за розподілом напружень на рисунку 9.6.

(6) The sagging bending resistance of a cross-section with the neutral axis in the sheeting should be calculated from the stress distribution in Figure 9.6.



Позначки:

1 – центральна вісь сталевго профнастилу;
2 – пластична нейтральна вісь сталевго профнастилу

Key:

1 – centroidal axis of the profiled steel sheeting;
2 – plastic neutral axis of the profiled steel sheeting

Рисунок 9.6 – Розподіл напружень при додатному згині, якщо нейтральна вісь проходить у настiлі

Figure 9.6 – Stress distribution for sagging bending if neutral axis is in the steel sheeting

З метою спрощення z і M_{pr} можуть визначатись за нижченаведеними виразами відповідно:

$$z = h - 0,5h_c - e_p + (e_p + e) \frac{N_{cf}}{A_{pe} f_{yp,d}} ; \quad (9.5)$$

$$M_{pr} = 1,25M_{pa} \left(1 - \frac{N_{cf}}{A_{pe} f_{yp,d}} \right) \leq M_{pa} . \quad (9.6)$$

(7) Якщо внесок сталевого профнастилу не враховується, то опір поперечного перерізу від'ємному згини повинен визначатись за розподілом напружень на рисунку 9.7.

For simplification z and M_{pr} may be determined with the following expressions respectively:

(7) If the contribution of the steel sheeting is neglected the hogging bending resistance of a crosssection should be calculated from the stress distribution in Figure 9.7.

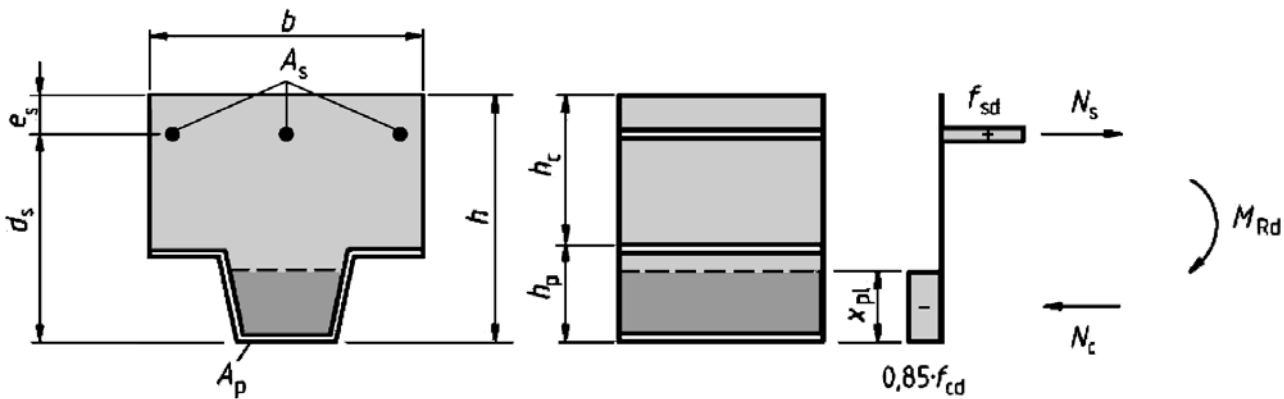


Рисунок 9.7 – Розподіл напружень при від'ємному згині
Figure 9.7 – Stress distribution for hogging bending

9.7.3 Поздовжній зсув у плитах без заанкерування торців

(1)P Це положення застосовується до комбінованих плит із механічним зчепленням або зчепленням тертям (типи а) і б)), як визначено у 9.1.2.1).

(2) Розрахунковий опір поздовжньому зсуву необхідно визначати за m - k методом (див. (4) і (5) нижче), або за методом часткового з'єднання, як показано у (7)...(10). Метод часткового з'єднання повинен застосовуватись тільки для комбінованих плит пластичним характером роботи на поздовжній зсув.

(3) Характер роботи на поздовжній зсув може вважатись пластичним, якщо руйнівне навантаження перевищує навантаження, яке викликає зафіксоване ковзання на торцях 0,1 мм більше ніж на 10 %. Якщо максимальне навантаження у прольоті досягається при прогині у середині прольоту $L / 50$, руйнівне навантаження необхідно приймати як навантаження при прогині $L / 50$ у середині прольоту.

9.7.3 Longitudinal shear for slabs without end anchorage

(1)P The provisions in this clause 9.7.3 apply to composite slabs with mechanical or frictional interlock (types (a) and (b) as defined in 9.1.2.1).

(2) The design resistance against longitudinal shear should be determined by the m - k method, see (4) and (5) below, or by the partial connection method as given in (7)...(10). The partial connection method should be used only for composite slabs with a ductile longitudinal shear behavior.

(3) The longitudinal shear behaviour may be considered as ductile if the failure load exceeds the load causing a recorded end slip of 0,1 mm by more than 10 %. If the maximum load is reached at a midspan deflection exceeding $L / 50$, the failure load should be taken as the load at the midspan deflection of $L / 50$.

(4) Якщо застосовується $m-k$ метод, то необхідно продемонструвати, що максимальний розрахунковий вертикальний зсув V_{Ed} на ширині плити b не перевищує розрахункового опору зсуву $V_{1,Rd}$, визначений за наступним виразом:

$$V_{1,Rd} = \frac{b d_p}{\gamma_{VS}} \left(\frac{m A_p}{b L_s} + k \right), \quad (9.7)$$

де:

b, d_p – у мм;

A_p – номінальний поперечний переріз настилу, мм²;

m, k – розрахункові значення емпіричних коефіцієнтів, Н/мм², отримані за результатами випробувань плит, що відповідають основним вимогам $m-k$ методу;

L_s – проліт зсуву, мм, визначається у (5) нижче;

γ_{VS} – коефіцієнт безпеки для I групи граничних станів.

Примітка 1. Величина γ_{VS} може встановлюватись у національному додатку. Рекомендується величина $\gamma_{VS} = 1,25$.

Примітка 2. Можна вважати, що метод випробувань, який вказано у додатку В, відповідає вимогам $m-k$ методу.

Примітка 3. У виразі (9.7) застосовується номінальний поперечний переріз A_p , оскільки це значення зазвичай використовується у випробуваннях для визначення m і k .

(5) Для розрахунку L_s необхідно приймати як:

- $L / 4$ при рівномірному навантаженні вздовж усього прольоту;
- відстані між прикладеним навантаженням і найближчою опорою при двох рівних і симетрично розташованих навантаженнях;
- при іншому розташуванні навантажень включно зі сполученням розподіленого і несиметричного зосередженого навантаження оцінка повинна базуватись на результатах випробувань або наступних кроках (апроксимаціях) обчислень. Проліт зсуву (відстань) необхідно приймати як максимальний момент, розділений на найбільшу вертикальну силу зсуву, прилеглу до опор прольоту, який розглядається.

(4) If the $m-k$ method is used it should be shown that the maximum design vertical shear V_{Ed} for a width of slab b does not exceed the design shear resistance $V_{1,Rd}$ determined from the following expression:

$$V_{1,Rd} = \frac{b d_p}{\gamma_{VS}} \left(\frac{m A_p}{b L_s} + k \right), \quad (9.7)$$

where:

b, d_p are in mm;

A_p is the nominal cross-section of the sheeting in mm²;

m, k are design values for the empirical factors in N/mm² obtained from slab tests meeting the basic requirements of the $m-k$ method;

L_s is the shear span in mm and defined in (5) below;

γ_{VS} is the partial safety factor for the ultimate limit state.

Note 1: The value for γ_{VS} may be given in the National Annex. The recommended value for γ_{VS} is 1,25.

Note 2: The test method as given in Annex B may be assumed to meet the basic requirements of the $m-k$ method.

Note 3: In expression (9.7) the nominal cross-section A_p is used because this value is normally used in the test evaluation to determine m and k .

(5) For design, L_s should be taken as:

- $L / 4$ for a uniform load applied to the entire span length;
- the distance between the applied load and the nearest support for two equal and symmetrically placed loads;
- for other loading arrangements, including a combination of distributed and asymmetrical point loads, an assessment should be made based upon test results or by the following approximate calculation. The shear span should be taken as the maximum moment divided by the greater vertical shear force adjacent to the supports for the span considered.

(6) Якщо комбінована плита є нерозрізною, для визначення несучої здатності дозволяється використовувати еквівалентний ізостатичний проліт. Довжина такого прольоту повинна прийматись як:

- 0,8L для внутрішніх (проміжних) прольотів;
- 0,9L для зовнішніх (крайніх) прольотів.

(7) Якщо застосовується метод часткового з'єднання на зсув, необхідно показати, що у будь-якому перерізі згинальний момент M_{Ed} не перевищує розрахункового внутрішньої пари M_{Rd} .

(8) Розрахунковий момент внутрішньої пари M_{Rd} необхідно визначати за 9.7.2(6), але із заміною N_{cf} на:

$$N_c = \tau_{u,Rd} b L_x \leq N_{cf} \quad (9.8)$$

i

and:

$$z = h - 0,5 x_{pl} - e_p + (e_p - e) \frac{N_c}{A_{pe} f_{yp,d}}, \quad (9.9)$$

де:

$\tau_{u,Rd}$ – розрахункова міцність на зсув ($\tau_{u,Rd} / \gamma_{VS}$), отримана за випробуваннями плити, яка відповідає основним вимогам методу часткового з'єднання;

L_x – відстань поперечного перерізу, який розглядається, до найближчої опори.

Примітка 1. Величина γ_{VS} може встановлюватись у національному додатку. Рекомендується величина $\gamma_{VS} = 1,25$.

Примітка 2. Можна вважати, що метод випробувань, який вказано у додатку В, відповідає основним вимогам стосовно визначення $\tau_{u,Rd}$.

(9) У виразі (9.8) N_c можна збільшувати на μR_{Ed} за умови, що $\tau_{u,Rd}$ визначається з урахуванням додаткового опору зсуву, викликаного опорною реакцією, де:

R_{Ed} – опорна реакція;

μ – номінальний коефіцієнт.

Примітка. Величина μ може встановлюватись у національному додатку. Рекомендується величина 0,5.

(10) У методі часткового з'єднання може враховуватись додаткова нижня арматура.

(6) Where the composite slab is designed as continuous, it is permitted to use an equivalent isostatic span for the determination of the resistance. The span length should be taken as:

- 0,8L for internal spans;
- 0,9L for external spans.

(7) If the partial connection method is used it should be shown that at any cross-section the design bending moment M_{Ed} does not exceed the design resistance M_{Rd} .

(8) The design resistance M_{Rd} should be determined as given in 9.7.2(6) but with N_{cf} replaced by:

where:

$\tau_{u,Rd}$ is the design shear strength ($\tau_{u,Rd} / \gamma_{VS}$) obtained from slab tests meeting the basic requirements of the partial interaction method;

L_x is the distance of the cross-section being considered to the nearest support.

Note 1: The value for γ_{VS} may be given in the National Annex. The recommended value for γ_{VS} is 1,25.

Note 2: The test method as given in Annex B may be assumed to meet the basic requirements for the determination of $\tau_{u,Rd}$.

(9) In expression (9.8) N_c may be increased by μR_{Ed} provided that $\tau_{u,Rd}$ is determined taking into account the additional longitudinal shear resistance caused by the support reaction, where:

R_{Ed} is the support reaction;

μ is a nominal factor.

Note: The value for μ may be given in the National Annex. The recommended value for μ is 0,5.

(10) In the partial connection method additional bottom reinforcement may be taken into account.

9.7.4 Поздовжній зсув у плитах із заанкеруванням кінців

(1) Якщо внесок інших зсувних пристроїв у несучу здатність на поздовжній зсув не підтверджено випробуваннями, то заанкерування кінців типу с), як визначено у 9.1.2.1, повинно розраховуватись на зусилля розтягу у сталевому настилі для I групи граничних станів.

(2) Розрахунковий опір поздовжньому зсуву плит із заанкерованими кінцями типів с) і d), як визначено у 9.1.2.1, можна визначати методом часткового з'єднання, наведеним у 9.7.3(7) при N_c , збільшеному на розрахунковий опір заанкерування кінців.

(3) Розрахунковий опір $P_{pb,Rd}$ стрижнів з головками, приварених через сталевий настил, які використовуються для заанкерування кінців, повинен прийматись як найменший розрахунковий опір стрижня згідно з 6.6.4.2 або як несуча здатність настилу, визначена за наступними виразами:

$$P_{pb,Rd} = k_{\varphi} d_{do} t f_{yp,d} \quad (9.10)$$

при

with:

$$k_{\varphi} = 1 + a / d_{do} \leq 6,0, \quad (9.11)$$

де:

d_{do} – діаметри по контуру зварного шва, який можна прийняти 1,1 від діаметра тіла стрижня;

a – відстань від центра стрижня до кінця настилу, що повинна становити не менше ніж $1,5 d_{do}$;

t – товщина настилу.

9.7.5 Вертикальний зсув

(1) Опір вертикальному зсуву $V_{v,Rd}$ комбінованої плити на ширині, яка дорівнює відстані між центрами ребер, повинен визначатись згідно з EN 1992-1-1, 6.2.2.

9.7.6 Зсув при продавлюванні

(1) Опір зсуву при продавлюванні $V_{p,Rd}$ комбінованої плити в місці прикладання зосередженого навантаження повинен визначатись згідно з EN 1992-1-1, 6.4.4, де критичний периметр необхідно визначати, як показано на рисунку 9.8.

9.7.4 Longitudinal shear for slabs with end anchorage

(1) Unless a contribution to longitudinal shear resistance by other shear devices is shown by testing, the end anchorage of type (c), as defined in 9.1.2.1, should be designed for the tensile force in the steel sheet at the ultimate limit state.

(2) The design resistance against longitudinal shear of slabs with end anchorage of types (c) and (d), as defined in 9.1.2.1, may be determined by the partial connection method as given in 9.7.3(7) with N_c increased by the design resistance of the end anchorage.

(3) The design resistance $P_{pb,Rd}$ of a headed stud welded through the steel sheet used for end anchorage should be taken as the smaller of the design shear resistance of the stud in accordance with 6.6.4.2 or the bearing resistance of the sheet determined with the following expression:

where:

d_{do} is the diameter of the weld collar which may be taken as 1,1 times the diameter of the shank of the stud;

a is the distance from the centre of the stud to the end of the sheeting, to be not less than $1,5 d_{do}$;

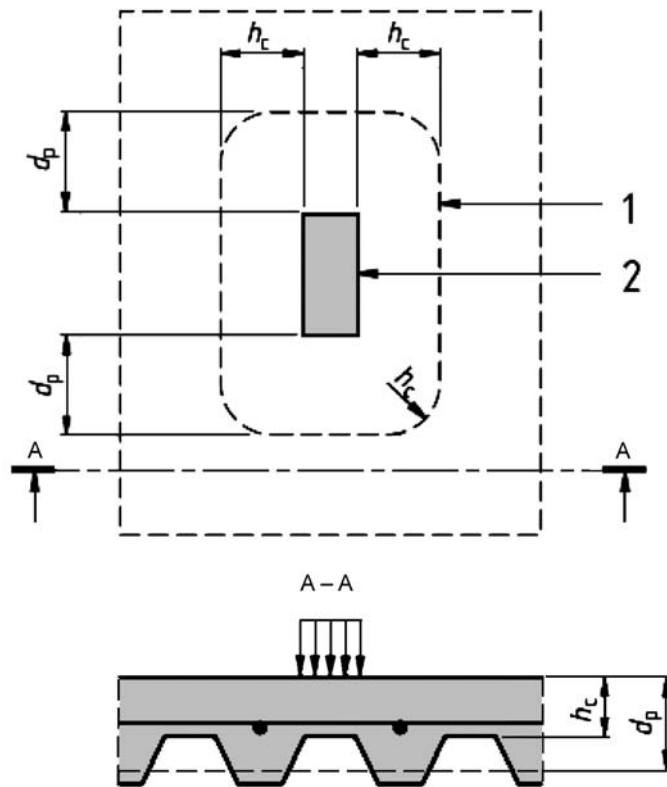
t is the thickness of the sheeting.

9.7.5 Vertical shear

(1) The vertical shear resistance $V_{v,Rd}$ of a composite slab over a width equal to the distance between centres of ribs, should be determined in accordance with EN 1992-1-1, 6.2.2.

9.7.6 Punching shear

(1) The punching shear resistance $V_{p,Rd}$ of a composite slab at a concentrated load should be determined in accordance with EN 1992-1-1, 6.4.4, where the critical perimeter should be determined as shown in Figure 9.8.



Позначки:

- 1 – критичний периметр c_p ;
- 2 – зона навантаження

Key:

- 1 – critical perimeter c_p ;
- 2 – loaded area.

Рисунок 9.8 – Критичний периметр при зсуві на продавлювання
Figure 9.8 – Critical perimeter for punching shear

9.8 Перевірка комбінованих плит за II групою граничних станів

9.8.1 Контроль розкриття тріщин у бетоні

(1) Ширина тріщин у зонах від'ємних моментів нерозрізних плит повинна перевірятись згідно з EN 1992-1-1, 7.3.

(2) Якщо нерозрізні плити запроектовані як вільно обперті згідно з 9.4.2(5), то площа перерізу арматури для запобігання тріщинам над ребрами повинна становити не менше ніж 0,2 % поперечного перерізу бетону над ребрами при зведенні без тимчасового розкріплення і 0,4 % цієї площі – з тимчасовим розкріпленням.

9.8.2 Прогин

(1) Застосовується EN 1990, 3.4.3.

(2) Прогини від прикладеного тільки до сталевому профнастилу навантаження повинні визначатись згідно з розділом 7 EN 1993-1-3.

9.8 Verification of composite slabs for serviceability limit states

9.8.1 Control of cracking of concrete

(1) The crack width in hogging moment regions of continuous slabs should be checked in accordance with EN 1992-1-1, 7.3.

(2) Where continuous slabs are designed as simply-supported in accordance with 9.4.2(5), the cross-sectional area of the anti-crack reinforcement above the ribs should be not less than 0,2 % of the cross-sectional area of the concrete above the ribs for un-propped construction and 0,4 % of this cross-sectional area for propped construction.

9.8.2 Deflection

(1) EN 1990, 3.4.3, applies.

(2) Deflections due to loading applied to the steel sheeting alone should be calculated in accordance with EN 1993-1-3, Section 7.

(3) Прогини від прикладеного до комбінованого елемента навантаження повинні визначатись із застосуванням пружного розрахунку згідно з розділом 5 без урахування усадки.

(4) Обчислення прогинів можна не виконувати при виконанні обох умов:

- відношення прольоту до товщини не перевищує граничних значень, наведених у EN 1992-1-1, 7.4, при невисокому рівні напружень у бетоні;
- умова (6) стосовно неврахування впливів ковзання на кінцях задовольняється.

(5) Для внутрішніх прольотів нерозрізної плити, якщо з'єднання на зсув визначається, як у 9.1.2 а), b) або (c), прогин можна визначати із застосуванням наступних спрощень:

- момент інерції перерізу можна приймати, як середнє значення для перерізу з тріщинами і без тріщин;
- для бетону можна застосовувати середнє значення відношення модулів як для короткотривалих, так і довготривалих діях.

(6) Для крайніх прольотів можна не враховувати ковзання на кінцях, якщо навантаження початкового ковзання при випробуваннях (визначене як навантаження, що спричиняє ковзання 0,5 мм) перевищує в 1,2 раза розрахункове експлуатаційне навантаження.

(7) Якщо ковзання кінців, що перевищує 0,5 мм, має місце при навантаженні, меншому ніж 1,2 раза від розрахункового експлуатаційного навантаження, то необхідно забезпечувати анкерування на кінцях. Відповідно всі значення повинні обчислюватись з урахуванням впливу ковзання кінців.

(8) Якщо вплив зсувного з'єднання між настилом і бетоном невідомий з досвіду експериментальної перевірки комбінованих перекриттів із заанкеруванням на кінцях, то розрахунок необхідно спрощувати до арки з розтягнутим стрижнем. За цією моделлю видовження або скорочення дає прогин, котрий необхідно враховувати.

(3) Deflections due to loading applied to the composite member should be calculated using elastic analysis in accordance with Section 5, neglecting the effects of shrinkage.

(4) Calculations of deflections may be omitted if both:

- the span to depth ratio does not exceed the limits given in EN 1992-1-1, 7.4, for lightly stressed concrete, and
- the condition of (6) below, for neglect of the effects of end slip, is satisfied.

(5) For an internal span of a continuous slab where the shear connection is as defined in 9.1.2.1(a), (b) or (c), the deflection may be determined using the following approximations:

- the second moment of area may be taken as the average of the values for the cracked and un-cracked section;
- for concrete, an average value of the modular ratio for both long- and short-term effects may be used.

(6) For external spans, no account need be taken of end slip if the initial slip load in tests (defined as the load causing an end slip of 0,5 mm) exceeds 1,2 times the design service load.

(7) Where end slip exceeding 0,5 mm occurs at a load below 1,2 times the design service load, then end anchors should be provided. Alternatively deflections should be calculated including the effect of end slip.

(8) If the influence of the shear connection between the sheeting and the concrete is not known from experimental verification for a composite floor with end anchorage, the design should be simplified to an arch with a tensile bar. From that model, the lengthening and shortening gives the deflection that should be taken into account.

**ЖОРСТКІСТЬ КОМПОНЕНТ З'ЄДНАНЬ
У СПОРУДАХ**

**STIFFNESS OF JOINT COMPONENTS
IN BUILDINGS**

A.1 Сфера

(1) Жорсткість наступних основних компонент з'єднань можна визначати згідно з А.2.1:

- поздовжньої сталеві розтягнутої арматури;
- сталевих стиснутих контактних пластин.

(2) Коефіцієнт жорсткості k_j визначається згідно з EN 1993-1-8, вираз (6.27). Жорсткість компонент, визначених у тому стандарті, можна приймати як у цьому документі, за винятком А.2.2.

(3) Жорсткість бетону, що омонолічує стінку у сталевому профілі колони, можна визначити згідно з А.2.3.

(4) Вплив ковзання у зсувному з'єднанні на жорсткість з'єднання можна визначити згідно з А.3.

A.2 Коефіцієнти жорсткості

A.2.1 Основні компоненти з'єднання

A.2.1.1 Поздовжня розтягнута сталева арматура

(1) Коефіцієнт жорсткості $k_{s,r}$ для ряду r можна прийняти за таблицею А.1.

Таблиця А.1 – Коефіцієнт жорсткості $k_{s,r}$

Table A.1 – Stiffness coefficient $k_{s,r}$

A.1 Scope

(1) The stiffness of the following basic joint components may be determined in accordance with A.2.1 below:

- longitudinal steel reinforcement in tension;
- steel contact plate in compression.

(2) Stiffness coefficients k_j are defined by EN 1993-1-8, expression (6.27). The stiffness of components identified in that Standard may be taken as given therein, except as given in A.2.2 below.

(3) The stiffness of concrete encased webs in steel column sections may be determined in accordance with A.2.3 below.

(4) The influence of slip of the shear connection on joint stiffness may be determined in accordance with A.3.

A.2 Stiffness coefficients

A.2.1 Basic joint components

A.2.1.1 Longitudinal steel reinforcement in tension

(1) The stiffness coefficient $k_{s,r}$ for a row r may be obtained from Table A.1.

Конфігурація Configuration	Навантаження Loading	Коефіцієнт жорсткості Stiffness coefficient
Одностороння Single-sided	–	$k_{s,r} = \frac{A_{s,r}}{3,6h}$
Двостороння Double-sided	$M_{Ed,1} = M_{Ed,2}$	$k_{s,r} = \frac{A_{s,r}}{(h/2)}$
	$M_{Ed,1} > M_{Ed,2}$	Для з'єднання при $M_{Ed,1}$: For the joint with $M_{Ed,1}$: $k_{s,r} = \frac{A_{s,r}}{h \left(\frac{1+\beta}{2} + K_\beta \right)}$ при: with: $K_\beta = \beta(0,4\beta^2 - 8,9\beta + 7,2)$

Кінець таблиці А.1

Конфігурація Configuration	Навантаження Loading	Коефіцієнт жорсткості Stiffness coefficient
Двостороння Double-sided	$M_{Ed,1} > M_{Ed,2}$	Для з'єднання при $M_{Ed,2}$: For the joint with $M_{Ed,2}$: $k_{s,r} = \frac{A_{s,r}}{h \left(\frac{1-\beta}{2} \right)}$
<p>$A_{s,r}$ – площа поперечного перерізу поздовжньої арматури у ряді r в межах робочої ширини бетонної полиці, визначена для перерізу в місці з'єднання згідно з 5.4.1.2;</p> <p>$M_{Ed,i}$ – розрахунковий згинальний момент, прикладений до i-го з'єднання балки що з'єднується (рисунок А.1);</p> <p>h – висота перерізу сталевого профілю колони (рисунок 6.17);</p> <p>β – перехідний параметр, наданий у EN 1993-1-8, 5.3.</p> <p>Примітка. Коефіцієнти жорсткості для $M_{Ed,1} = M_{Ed,2}$ застосовуються при одно- і двосторонній конфігурації з'єднання за однакових умов навантаження, якщо ширина полиці опорної головної балки замінює висоту h перерізу колони.</p>		<p>$A_{s,r}$ is the cross-sectional area of the longitudinal reinforcement in row r within the effective width of the concrete flange determined for the cross-section at the connection according to 5.4.1.2;</p> <p>$M_{Ed,i}$ is the design bending moment applied to a connection i by a connected beam, see Figure A.1;</p> <p>h is the depth of the column's steel section, see Figure 6.17;</p> <p>β is the transformation parameter given in EN 1993-1-8, 5.3.</p> <p>Note: The stiffness coefficient for $M_{Ed,1} = M_{Ed,2}$ is applicable to a double-sided beam-to-beam joint configuration under the same loading condition, provided that the breadth of the flange of the supporting primary beam replaces the depth h of the column section.</p>

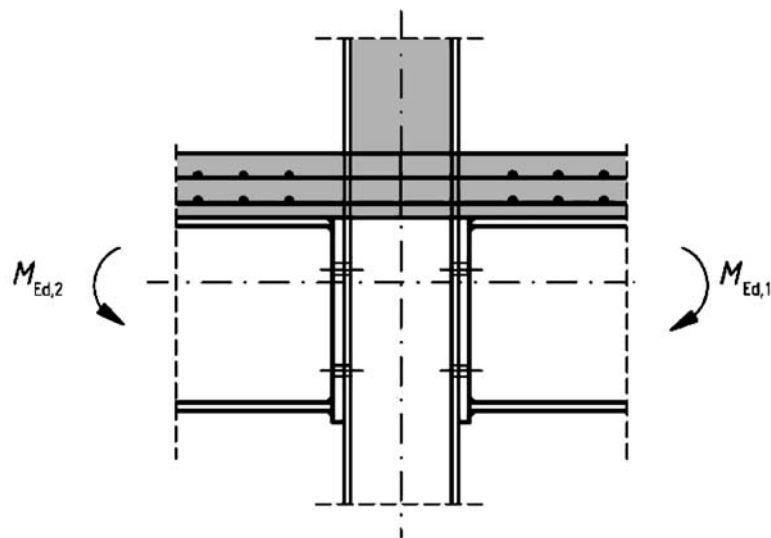


Рисунок А.1 – З'єднання із згинальними моментами
Figure A.1 – Joints with bending moments

A.2.1.2 Сталева стиснута контактна пластина

(1) Коефіцієнт жорсткості можна прийняти таким, що дорівнює нескінченності.

A.2.1.2 Steel contact plate in compression

(1) The stiffness coefficient may be taken as equal to infinity.

A.2.2 Інші компоненти у комбінованих з'єднаннях

A.2.2.1 Панель стінки колони при зсуві

(1) Для панелі без ребер жорсткості у вузлі з'єднання із сталевую контактною плитою коефіцієнт жорсткості k_1 може прийматись 0,87 від значення, наведеного EN 1993-1-8, таблиця 6.11.

A.2.2.2 Стінка колони при поперечному стиску

(1) Для стінки без ребер жорсткості і сталевій контактній плиті з'єднання коефіцієнт жорсткості k_2 може визначатись за виразом:

$$k_2 = \frac{0,2 b_{eff,c,wc} t_{wc}}{d_c}, \quad (A.1)$$

де: $b_{eff,c,wc}$ – робоча ширина стиснутої стінки колони, див. 8.4.3(1).

Інші терміни вказані у EN 1993-1-8, 6.

A.2.3 Залізобетонні компоненти

A.2.3.1 Панель стінки колони при зсуві

(1) Якщо стінка сталевій колони омонолічена бетоном (рисунок 6.17b), жорсткість панелі стінки можна збільшувати з урахуванням омонолічення. Додаток $k_{1,c}$ до коефіцієнта жорсткості k_1 можна визначити за виразом:

$$k_{1,c} = 0,06 \frac{E_{cm}}{E_a} \frac{b_c h_c}{\beta z}, \quad (A.2)$$

де:

E_{cm} – модуль пружності бетону;

z – плече внутрішньої пари (EN 1993-1-8, рисунок 6.15).

A.2.3.2 Панель стінки колони при зсуві

(1) Якщо стінка сталевій колони омонолічена бетоном (рисунок 6.17b), жорсткість стінки колони при стиску можна збільшувати з урахуванням омонолічення.

(2) Для з'єднання через контактну плиту додаток $k_{2,c}$ до коефіцієнта жорсткості k_2 можна визначити за виразом:

$$k_{2,c} = 0,13 \frac{E_{cm}}{E_a} \frac{t_{eff,c} b_c}{h_c}, \quad (A.3)$$

де: $t_{eff,c}$ – робоча товщина бетону, див. 8.4.4.2(2).

A.2.2 Other components in composite joints

A.2.2.1 Column web panel in shear

(1) For an unstiffened panel in a joint with a steel contact plate connection, the stiffness coefficient k_1 may be taken as 0,87 times the value given in EN 1993-1-8, Table 6.11.

A.2.2.2 Column web in transverse compression

(1) For an un-stiffened web and a contact plate connection, the stiffness coefficient k_2 may be determined from:

where: $b_{eff,c,wc}$ is the effective width of the column web in compression, see 8.4.3(1).

Other terms are defined in EN 1993-1-8, 6.

A.2.3 Reinforced components

A.2.3.1 Column web panel in shear

(1) Where the steel column web is encased in concrete, see Figure 6.17b, the stiffness of the panel may be increased to allow for the encasement. The addition $k_{1,c}$ to the stiffness coefficient k_1 may be determined from:

where:

E_{cm} is the modulus of elasticity for concrete;

z is the lever arm, see EN 1993-1-8, Figure 6.15.

A.2.3.2 Column web in transverse compression

(1) Where the steel column web is encased in concrete, see Figure 6.17b, the stiffness of the column web in compression may be increased to allow for the encasement.

(2) For a contact plate connection, the addition $k_{2,c}$ to the stiffness coefficient k_2 may be determined from:

where: $t_{eff,c}$ is the effective thickness of concrete, see 8.4.4.2(2).

(3) Для з'єднання через торцеву плиту додаток $k_{2,c}$ можна визначити за виразом:

$$k_{2,c} = 0,5 \frac{E_{cm}}{E_a} \frac{t_{eff,c} b_c}{h_c} . \quad (A.4)$$

A.3 Деформація зсувного з'єднання

(1) Якщо деформація зсувного з'єднання не враховується за допомогою більш точного методу, то вплив ковзання на жорсткість вузла може визначатись за (2)...(5).

(2) Коефіцієнт жорсткості $k_{s,r}$, див. A.2.1.1, можна помножити на коефіцієнт зниження k_{slip} :

$$k_{slip} = \frac{1}{1 + \frac{E_s k_{sr}}{K_{sc}}} , \quad (A.5)$$

при:

with:

$$K_{sc} = \frac{N k_{sc}}{v - \left(\frac{v-1}{1+\xi} \right) \frac{h_c}{d_s}} , \quad (A.6)$$

$$v = \sqrt{\frac{(1+\xi) N k_{sc} l d_s^2}{E_a I_a}} , \quad (A.7)$$

$$\xi = \frac{E_a I_a}{d_s^2 E_s A_s} , \quad (A.8)$$

де:

h_s – відстань між поздовжніми стрижнями розтягнутої арматури і центром стиску; див. EN 1993-1-8, рисунок 6.15 для центра стиску;

d_s – відстань між поздовжніми стрижнями розтягнутої арматури і центром ваги перерізу сталевго профілю балки;

I_a – момент інерції площі перерізу сталевго профілю балки;

l – довжина балки у зоні додатного згину, що прилягає до вузла, яка у рамках із в'язями може прийматись як 15 % довжини прольоту;

N – кількість зсувних з'єднань, що розподілені на довжині l ;

k_{sc} – жорсткість зсувного з'єднання.

(3) Жорсткість зсувного з'єднання можна приймати $0,7 P_{Rk} / s$, де:

P_{Rk} – нормативний опір зсувного з'єднання;

(3) For an end plate connection, the addition $k_{2,c}$ may be determined from:

A.3 Deformation of the shear connection

(1) Unless account is taken of deformation of the shear connection by a more exact method, the influence of slip on the stiffness of the joint may be determined by (2)...(5) below.

(2) The stiffness coefficient $k_{s,r}$, see A.2.1.1, may be multiplied by the reduction factor, k_{slip} :

with:

where:

h_s is the distance between the longitudinal reinforcing bars in tension and the centre of compression; see EN 1993-1-8, Figure 6.15 for the centre of compression;

d_s is the distance between the longitudinal reinforcing bars in tension and the centroid of the beam's steel section;

I_a is the second moment of area of the beam's steel section;

l is the length of the beam in hogging bending adjacent to the joint, which in a braced frame may be taken as 15 % of the length of the span;

N is the number of shear connectors distributed over the length l ;

k_{sc} is the stiffness of one shear connector.

(3) The stiffness of the shear connector, k_{sc} , may be taken as $0,7 P_{Rk} / s$, where:

P_{Rk} is the characteristic resistance of the shear connector;

s – ковзання, визначене за випробуваннями надавлюванням згідно з додатком В при навантаженні $0,7P_{Rk}$.

(4) Альтернативно для плоских (суцільних) або комбінованих плит, у яких коефіцієнт зниження k_t є одиницею (6.6.4.2), можна приймати наступні наближені значення для k_{sc} :

- для стрижнів 19 мм з головками 100 кН/мм;
- для холодноформованих кутиків 80 мм...100 мм висотою 70 кН/мм.

(5) Для комбінованих вузлів із більше ніж одним шаром арматури, що передбачається як розтягнута (2), що наведено вище, можна застосовувати за умови, що шари виражаються через один шар з еквівалентним поперечним перерізом та еквівалентною відстанню від центра стиску і центра ваги сталевого профілю балки.

s is the slip, determined from push tests in accordance with Annex B, at a load of $0,7P_{Rk}$.

(4) Alternatively, for a solid slab or for a composite slab in which the reduction factor k_t is unity, see 6.6.4.2, the following approximate values may be assumed for k_{sc} :

- for 19 mm diameter headed studs: 100 kN/mm;
- for cold-formed angles of 80 mm to 100 mm height: 70 kN/mm.

(5) For a composite joint with more than a single layer of reinforcement considered effective in tension, (2) above is applicable provided that the layers are represented by a single layer of equivalent cross-sectional area and equivalent distances from the centre of compression and the centroid of the beam's steel section.

СТАНДАРТНІ ВИПРОБУВАННЯ

V.1 Загальні положення

(1) Наведені у цьому стандарті правила стосуються:

- a) випробувань зсувних з'єднань у В.2 і
- b) випробування стиснутих плит перекриттів у В.3.

Примітка. Ці стандартизовані методики випробувань включаються у Керівництво ЕТА, що розробляється. Коли таке Керівництво буде розроблене, цей додаток буде відмінено.

V.2 Випробування зсувних з'єднань

V.2.1 Загальні положення

(1) Якщо не можна застосовувати правила розрахунку 6.6, то розрахунок повинен ґрунтуватися на випробуваннях, виконаних у спосіб, що забезпечує інформацію стосовно характеристик необхідних зсувних з'єднань для розрахунку згідно з цим стандартом.

(2) Змінні, які необхідно визначати при дослідженнях, включають геометрію і механічні характеристики бетону плити, зсувних з'єднань та арматури.

(3) Опір навантаженню, окрім втоми, можна визначати за випробуваннями роздавлюванням згідно з вимогами цього додатка.

(4) Для випробувань на втому зразок також необхідно підготувати згідно з вимогами цього додатку.

V.2.2 Підготовка випробувань

(1) Якщо зсувні з'єднання використовуються для Т-подібних балок із бетонною плитою рівномірної товщини або з вутами, що повністю відповідають 6.6.5.4, можна застосовувати стандартні випробування роздавлюванням.

(2) Для стандартних випробувань роздавлюванням розміри зразка сталевого профілю і арматури повинні відповідати вказаним на рисунку В.1. Заглиблення у бетоні плити довільні.

STANDARD TESTS

B.1 General

(1) In this Standard rules are given for:

- a) tests on shear connectors in B.2 and
- b) testing of composite floor slabs in B.3.

Note: These standard testing procedures are included in the absence of Guidelines for ETA. When such Guidelines have been developed this Annex can be withdrawn.

B.2 Tests on shear connectors

B.2.1 General

(1) Where the design rules in 6.6 are not applicable, the design should be based on tests, carried out in a way that provides information on the properties of the shear connection required for design in accordance with this Standard.

(2) The variables to be investigated include the geometry and the mechanical properties of the concrete slab, the shear connectors and the reinforcement.

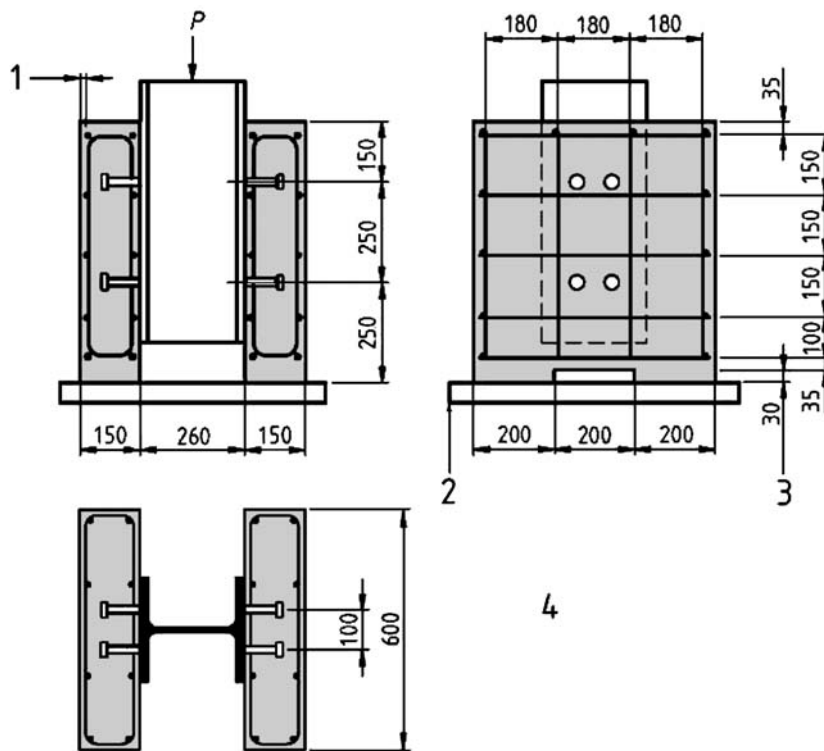
(3) The resistance to loading, other than fatigue, may be determined by push tests in accordance with the requirements in this Annex.

(4) For fatigue tests the specimen should also be prepared in accordance with this Annex.

B.2.2 Testing arrangements

(1) Where the shear connectors are used in T-beams with a concrete slab of uniform thickness, or with haunches complying with 6.6.5.4, standard push tests may be used. In other cases specific push tests should be used.

(2) For standard push tests the dimensions of the test specimen, the steel section and the reinforcement should be as given in Figure B.1. The recess in the concrete slabs is optional.



Позначки:

- 1 – захисний шар 15 мм;
- 2 – вирівнювання цементним розчином або гіпсом;
- 3 – довільне заглиблення;
- 4 – арматура: стрижні періодичного профілю $\varnothing 10$ мм, що забезпечує високе зчеплення $450 \leq f_{sk} \leq 550$ Н/мм²; сталевий профіль HE 260B або 254 × 254 × 89 кг. UC

Key:

- 1 – cover 15 mm;
- 2 – bedded in mortar or gypsum;
- 3 – recess optional;
- 4 – reinforcement: ribbed bars $\varnothing 10$ mm resulting in a high bond with $450 \leq f_{sk} \leq 550$ N/mm² steel section: HE 260 B or 254 × 254 × 89 kg. UC

Рисунок В.1 – Зразок для стандартних випробувань на роздавлювання

Figure B.1 – Test specimen for standard push test

(3) Конкретні випробування роздавлюванням повинні виконуватись так, щоб плити і армування відповідали розмірам балок, для яких випробування передбачені:

- а) довжина l кожної плити повинна співвідноситись із поздовжнім кроком з'єднань у комбінованій конструкції;
- б) ширина b кожної плити не повинна перевищувати робочої ширини плити балки;
- в) товщина h кожної плити не повинна перевищувати мінімальної товщини плити у балці;
- д) якщо вути у плиті не відповідають 6.6.5.4, то плити випробувального зразка повинні мати такі самі вути і арматуру, як і балка.

(3) Specific push tests should be carried out such that the slabs and the reinforcement are suitably dimensioned in comparison with the beams for which the test is designed. In particular:

- a) the length l of each slab should be related to the longitudinal spacing of the connectors in the composite structure;
- b) the width b of each slab should not exceed the effective width of the slab of the beam;
- c) the thickness h of each slab should not exceed the minimum thickness of the slab in the beam;
- d) where a haunch in the beam does not comply with 6.6.5.4, the slabs of the push specimen should have the same haunch and reinforcement as the beam.

V.2.3 Приготування зразка

(1) Кожна з двох бетонних плит повинна виготовлятися у горизонтальному положенні, як фактично виготовляються комбіновані балки.

(2) Зчеплення на контактi між полицями сталевий балки і бетону виключається шляхом змащування мастилом або в інший придатний спосіб.

(3) Зразок повинен висихати у звичайних умовах.

(4) Для кожного замісу під час укладання у випробувальний зразок необхідно виготовляти мінімум чотири зразки (циліндрів або кубів) для визначення циліндричної міцності. Ці зразки повинні доглядатись аналогічно з випробувальними зразками. Міцність бетону f_{cm} необхідно визначати як середнє значення.

(5) Міцність бетону на стиск f_{cm} на момент випробувань повинна становити 70 % \pm 10 % встановленої міцності бетону f_{ck} балки, для якої здійснюються випробування. Ця вимога може задовольнятися через використання бетону вказаного класу, але випробуваного раніше ніж через 28 діб після виготовлення зразків.

(6) Для зразків-представників матеріалу зсувних з'єднань необхідно визначати опір текучості, опір на розтяг і максимальне видовження.

(7) Якщо для плит використовується профільований сталевий настил, то міцність на розтяг і опір текучості сталевому профнастилу необхідно приймати за випробуваннями пробних зразків, вирізаних із настилів, які використані у випробуваннях на роздавлювання.

V.2.4 Методика випробувань

(1) Перше навантаження необхідно прикладати із зростанням до 40 % очікуваного руйнівного навантаження, а потім циклами 25 разів між 5 % і 40 % від очікуваного руйнівного навантаження.

(2) Після цього наступне збільшення навантаження необхідно прикладати так, щоб руйнування не відбувалось щонайменше протягом 15 хв.

(3) Поздовжнє ковзання між кожною бетонною плитою і сталевим профілем необхідно вимі-

V.2.3 Preparation of specimens

(1) Each of both concrete slabs should be cast in the horizontal position, as is done for composite beams in practice.

(2) Bond at the interface between flanges of the steel beam and the concrete should be prevented by greasing the flange or by other suitable means.

(3) The push specimens should be air-cured.

(4) For each mix a minimum of four concrete specimens (cylinders or cubes) for the determination of the cylinder strength should be prepared at the time of casting the push specimens. These concrete specimens should be cured alongside the push specimens. The concrete strength f_{cm} should be taken as the mean value.

(5) The compressive strength f_{cm} of the concrete at the time of testing should be 70 % \pm 10 % of the specified strength of the concrete f_{ck} of the beams for which the test is designed. This requirement can be met by using concrete of the specified grade, but testing earlier than 28 days after casting of the specimens.

(6) The yield strength, the tensile strength and the maximum elongation of a representative sample of the shear connector material should be determined.

(7) If profiled steel sheeting is used for the slabs, the tensile strength and the yield strength of the profiled steel sheet should be obtained from coupon tests on specimens cut from the sheets as used in the push tests.

V.2.4 Testing procedure

(1) The load should first be applied in increments up to 40 % of the expected failure load and then cycled 25 times between 5 % and 40 % of the expected failure load.

(2) Subsequent load increments should then be imposed such that failure does not occur in less than 15 minutes.

(3) The longitudinal slip between each concrete slab and the steel section should be measured

рювати постійно протягом навантаження або при кожному зростанні навантаження.

(4) Для кожної групи з'єднань поперечне відшарування між сталевим профілем і кожною плитою необхідно виміряти якомога точніше.

B.2.5 Оцінка результатів випробувань

(1) Якщо виконуються три випробування номінально ідентичних зразків і відхилення результатів окремих випробувань від отриманого середнього значення всіх випробувань не перевищує 10 %, то розрахунковий опір визначається так:

- нормативний опір P_{Rk} необхідно приймати як мінімальне руйнівне навантаження (розділене на кількість з'єднань), зменшений на 10 %;
- розрахунковий опір P_{Rd} необхідно визначити за виразом:

$$P_{Rd} = \frac{f_u}{f_{ut}} \frac{P_{Rk}}{\gamma_V} \leq \frac{P_{Rk}}{\gamma_V}, \quad (\text{B.1})$$

де:

f_u – мінімальна визначена гранична міцність матеріалу з'єднання;

f_{ut} – фактична гранична міцність матеріалу з'єднання у випробовуваному зразку;

γ_V – коефіцієнт надійності для зсувного з'єднання.

Примітка. Значення γ_V може встановлюватись у національному додатку. Рекомендується величина 1,25.

(2) Якщо відхилення від середнього перевищує 10 %, то необхідно виконати щонайменше три випробування такого самого виду. Після цього результати випробувань необхідно оцінити згідно з додатком D, EN 1990.

(3) Якщо з'єднання складається з двох окремих елементів, один з яких сприймає зсув, а інший зусилля, які намагаються відділити плиту від сталевого профілю балки, то в'язі, які сприймають відрив, повинні мати необхідну міцність і жорсткість для сприйняття такого відриву при випробуваннях. Відрив необхідно вимірювати при досягненні навантаження на з'єднання 80 % від граничного, що повинно складати менше половини поздовжнього зміщення плити відносно балки.

continuously during loading or at each load increment. The slip should be measured at least until the load has dropped to 20 % below the maximum load.

(4) As close as possible to each group of connectors, the transverse separation between the steel section and each slab should be measured.

B.2.5 Test evaluation

(1) If three tests on nominally identical specimens are carried out and the deviation of any individual test result from the mean value obtained from all tests does not exceed 10 %, the design resistance may be determined as follows:

- the characteristic resistance P_{Rk} should be taken as the minimum failure load (divided by the number of connectors) reduced by 10 %;
- the design resistance P_{Rd} should be calculated from:

where:

f_u is the minimum specified ultimate strength of the connector material;

f_{ut} is the actual ultimate strength of the connector material in the test specimen; and

γ_V is the partial safety factor for shear connection.

Note: The value for γ_V may be given in the National Annex. The recommended value for γ_V is 1,25.

(2) If the deviation from the mean exceeds 10 %, at least three more tests of the same kind should be made. The test evaluation should then be carried out in accordance with EN 1990, Annex D.

(3) Where the connector is composed of two separate elements, one to resist longitudinal shear and the other to resist forces tending to separate the slab from the steel beam, the ties which resist separation shall be sufficiently stiff and strong so that separation in push tests, measured when the connectors are subjected to 80 % of their ultimate load, is less than half of the longitudinal movement of the slab relative to the beam.

(4) Несуча здатність зразка на ковзання δ_U повинна прийматись як максимально виміряне ковзання при нормативному рівні навантаження, як показано на рисунку В.2. За нормативне значення несучої здатності на ковзання δ_{uk} необхідно приймати мінімальну величину із випробувань δ_U , зменшену на 10 % або визначену через статистичну оцінку результатів всіх випробувань. В останньому випадку нормативне значення несучої здатності на ковзання необхідно визначати згідно з додатком D, EN 1990.

(4) The slip capacity of a specimen δ_U should be taken as the maximum slip measured at the characteristic load level, as shown in Figure B.2. The characteristic slip capacity δ_{uk} should be taken as the minimum test value of δ_U reduced by 10% or determined by statistical evaluation from all the test results. In the latter case, the characteristic slip capacity should be determined in accordance with EN 1990, Annex D.

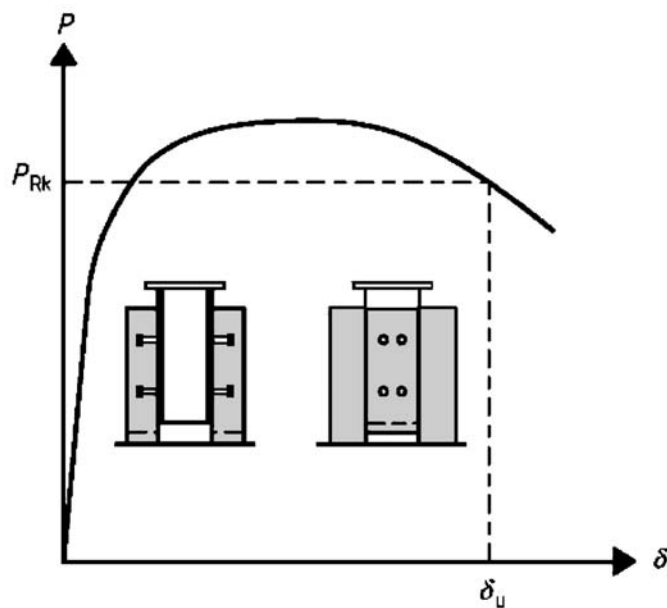


Рисунок В.2 – Визначення несучої здатності на ковзання δ_U

Figure B.2 – Determination of slip capacity δ_U

В.3 Випробування комбінованих плит перекриттів

B.3 Testing of composite floor slabs

В.3.1 Загальні положення

B.3.1 General

(1) Випробування відповідно до цього розділу необхідно використовувати для визначення коефіцієнтів m і k або значення τ_{Rd} , які застосовуються для перевірки опору поздовжньому зсуву, як показано у розділі 9.

(1) Tests according to this section should be used for the determination of the factors m and k or the value of τ_{Rd} to be used for the verification of the resistance to longitudinal shear as given in Section 9.

(2) Згідно з кривими залежності навантаження – прогин характер роботи на поздовжній зсув можна кваліфікувати як крихкий або пластичний. Характер роботи вважається пластичним, якщо він відповідає 9.7.3(3). В іншому випадку характер роботи кваліфікується як крихкий.

(2) From the load-deflection curves the longitudinal shear behaviour is to be classified as brittle or ductile. The behaviour is deemed to be ductile if it is in accordance with 9.7.3(3). Otherwise the behaviour is classified as brittle.

(3) Змінні, які необхідно дослідити, включають товщину і тип сталевго профнастилу, клас сталі, покриття профнастилу, густину і клас бетону, товщину і довжину L_s прольоту зсуву.

(4) Для зменшення кількості необхідних випробувань та повноти досліджень отримані за серіями випробувань результати можна використовувати для оцінки інших змінних, а саме:

- для товщини сталевго профнастилу, більшого ніж t у випробуваннях;
- для бетону із встановленою міцністю f_{ck} не менше ніж $0,8 f_{cm}$, де f_{cm} – середнє значення міцності бетону у випробуваннях;
- для сталевго профнастилу з опором текучості f_{yp} не менше ніж $0,8 f_{ypm}$, де f_{ypm} – середнє значення опору текучості за випробуваннями.

B.3.2 Підготовка випробування

- (1) Випробування необхідно виконувати на шарнірно опертых плитах.
- (2) Улаштування випробувань повинно відповідати показаному на рисунку B.3 або бути еквівалентним.

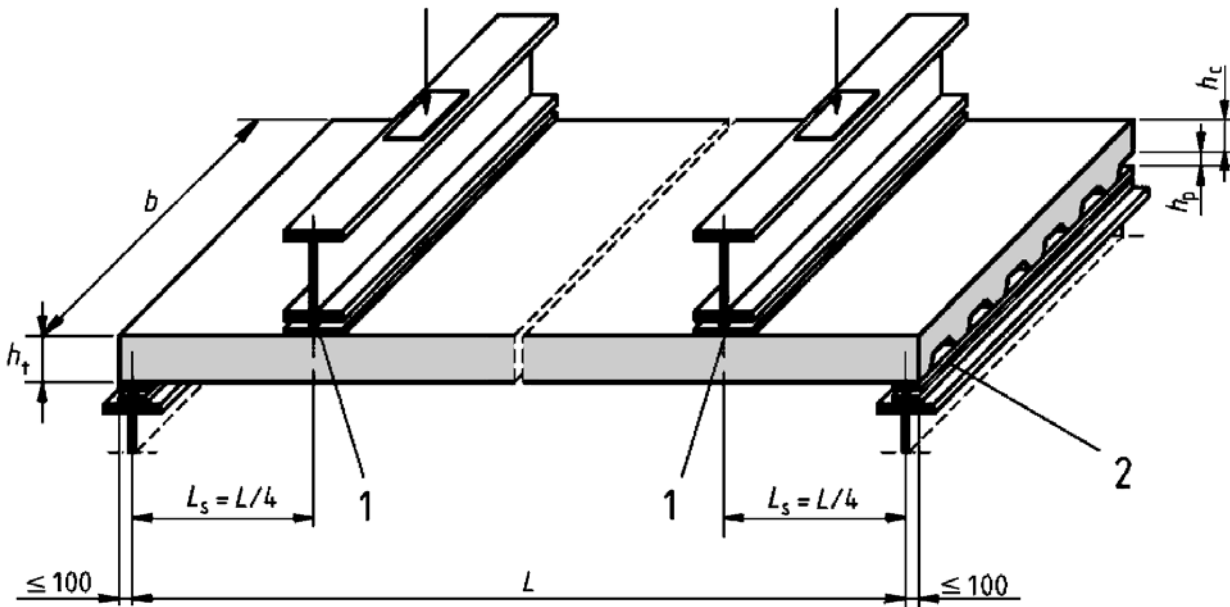
(3) The variables to be investigated include the thickness and the type of steel sheeting, the steel grade, the coating of the steel sheet, the density and grade of concrete, the slab thickness and the shear span length L_s .

(4) To reduce the number of tests as required for a complete investigation, the results obtained from a test series may be used also for other values of variables as follows:

- for thickness of the steel sheeting t larger than tested;
- for concrete with specified strength f_{ck} not less than $0,8 f_{cm}$, where f_{cm} is the mean value of the concrete strength in the tests;
- for steel sheeting having a yield strength f_{yp} not less than $0,8 f_{ypm}$, where f_{ypm} is the mean value of the yield strength in the tests.

B.3.2 Testing arrangement

- (1) Tests should be carried out on simply supported slabs.
- (2) The test setup should be as shown in Figure B.3 or equivalent.



Позначки:

- 1 – неопренова або еквівалентна прокладка $\leq 100 \text{ мм} \times b$;
- 2 – опорна плита $\leq 100 \text{ мм} \times b \times 10 \text{ мм}$ (min) (однакова для всіх опорних плит)

Key:

- 1 – neoprene pad or equivalent $\leq 100 \text{ mm} \times b$;
- 2 – support bearing plate $\leq 100 \text{ mm} \times b \times 10 \text{ mm}$ (min) (typical for all bearing plates)

Рисунок B.3 – Улаштування випробування

Figure B.3 – Test set-up

(3) До зразка повинні прикладатись дві рівні лінії зосереджених навантажень, розташованих симетрично у $L/4$ і $3L/4$ прольоту.

(4) Відстань від осі опори до краю плити не повинна перевищувати 100 мм.

(5) Ширина опорної пластини і лінії прикладання навантаження не повинна перевищувати 100 мм.

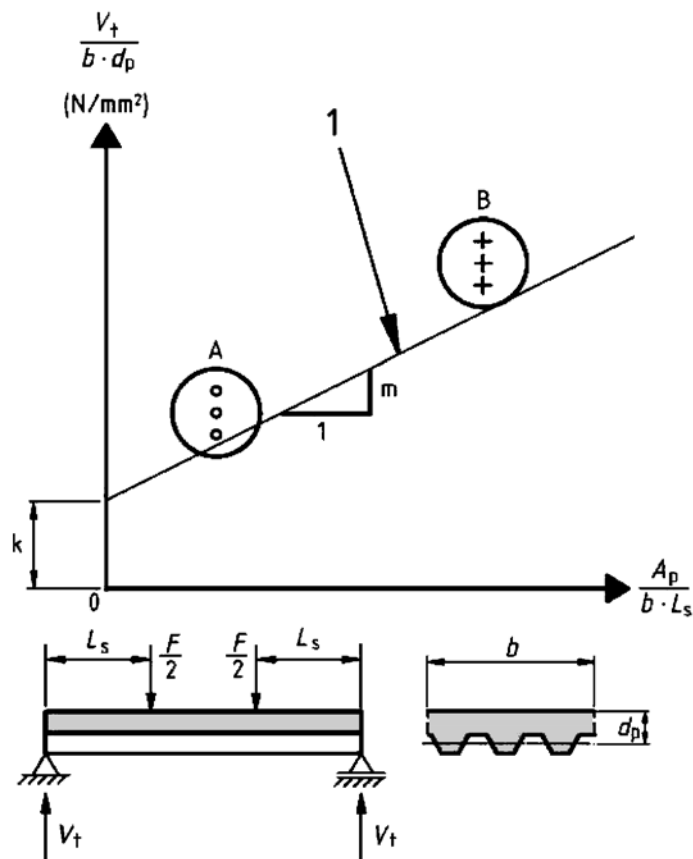
(6) Якщо випробування використовуються для визначення коефіцієнтів m і k , то для кожної змінної необхідно виконувати дві групи по три випробування (вказані на рисунку В.4 для зон А і В) або три групи по два випробування. Для зразків у зоні А проліт зсуву повинен бути найбільшим із можливих, що забезпечує руйнування від поздовжнього зсуву, а для зразків у зоні В – найменшим із можливих, що забезпечує руйнування від поздовжнього зсуву, але не меншим у довжину ніж $3h_t$.

(3) Two equal concentrated line loads, placed symmetrically at $L/4$ and $3L/4$ on the span, should be applied to the specimen.

(4) The distance between the centre line of the supports and the end of the slab should not exceed 100 mm.

(5) The width of the bearing plates and the line loads should not exceed 100 mm.

(6) When the tests are used to determine m and k factors, for each variable to be investigated two groups of three tests (indicated in Figure B.4 by regions A and B) or three groups of two tests should be performed. For specimens in region A, the shear span should be as long as possible while still providing failure in longitudinal shear and for specimens in region B as short as possible while still providing failure in longitudinal shear, but not less than $3h_t$ in length.



Примітка. b , d_p , L_s – в мм, A_p в мм^2 , V_t в Н

1 – розрахункова залежність для опору поздовжньому зсуву

Note: b , d_p and L_s are in mm, A_p is in mm^2 , V_t is in N.

1 – design relationship for longitudinal shear resistance

Рисунок В.4 – Оцінка результатів випробувань
Figure B.4 – Evaluation of test results

(7) Якщо випробування використовуються для визначення $\tau_{u,Rd}$ для кожного типу сталевих профнастилів або покриття, необхідно виконувати не менше ніж чотири випробування на зразках однакової товщини без додаткового армування або заанкерування кінців. У групі з трьох випробувань проліт зсуву повинен бути найбільшим із можливих, що забезпечує руйнування від поздовжнього зсуву, а в одному випробуванні – найменшим із можливих, що забезпечує руйнування від поздовжнього зсуву, але не меншим у довжину ніж $3h_t$. Випробування з коротким прольотом зсуву використовується тільки для класифікації характеру роботи згідно з В.3.1(2).

В.3.3 Приготування зразків

(1) Поверхня сталевого профнастилу повинна бути такою ж, як після виготовлення, без будь-якого покращення властивостей зчеплення шляхом знежирення поверхні.

(2) Форма впадин профнастилу повинна точно відповідати настилам, що використовуються на практиці. Вимірний крок і висота впадин не повинна відхилятися від номінальних значень більше ніж на 5 % і 10 % відповідно.

(3) У розтягнутих зонах плит індуктори утворення тріщин повинні розташовуватись по всій ширині плити, яка випробовується, при прикладених навантаженнях. Індуктори тріщин повинні продовжуватись, щонайменше, на висоту настилу. Вони встановлюються для кращого визначення довжини прольоту зсуву L_s і оцінки міцності бетону на розтяг.

(4) Дозволяється розкріпляти крайні стінки настилу так, щоб вони працювали, як у більш широкій плиті.

(5) Ширина b випробовуваних плит повинна становити не менш ніж три розміри загальної висоти 600 мм і перекривати ширину профнастилу.

(6) Зразки повинні заповнюватись при кінцевих умовах обпирання. Це найбільш несприятливий випадок для форми руйнування зсувного з'єднання.

(7) У плиті може встановлюватись арматурна сітка, наприклад, для армування плит при транспортуванні, запобіганні усадці тощо. У разі її встановлення вона повинна розміщуватись так, щоб працювати на стиск у зоні додатного моменту.

(7) When the tests are used to determine $\tau_{u,Rd}$ for each type of steel sheet or coating not less than four tests should be carried out on specimens of same thickness h_t without additional reinforcement or end anchorage. In a group of three tests the shear span should be as long as possible while still providing failure in longitudinal shear and in the remaining one test as short as possible while still providing failure in longitudinal shear, but not less than $3h_t$ in length. The one test with short shear span is only used for classifying the behaviour in accordance with B.3.1(2).

B.3.3 Preparation of specimens

(1) The surface of the profiled steel sheet shall be in the 'asrolled' condition, no attempt being made to improve the bond by degreasing the surface.

(2) The shape and embossment of the profiled sheet should accurately represent the sheets to be used in practice. The measured spacing and depth of the embossments shall not deviate from the nominal values by more than 5 % and 10 % respectively.

(3) In the tension zone of the slabs crack inducers should be placed across the full width of the test slab under the applied loads. The crack inducers should extend at least to the depth of the sheeting. Crack inducers are placed to better define the shear span length, L_s and to eliminate the tensile strength of concrete.

(4) It is permitted to restrain exterior webs of the deck so that they act as they would act in wider slabs.

(5) The width b of test slabs should not be less than three times the overall depth, 600 mm and the cover width of the profiled sheet.

(6) Specimens should be cast in the fully supported condition. This is the most unfavourable situation for the shear bond mode of failure.

(7) Mesh reinforcement may be placed in the slab, for example to reinforce the slab during transportation, against shrinkage, etc. If placed it must be located such that it acts in compression under sagging moment.

(8) Бетон для всіх зразків серії при дослідженні однієї змінної повинен бути з одного замісу та за однакових умов доглядання.

(9) Для всіх груп плит, що будуть випробовуватись протягом 48 год, необхідно одночасно готувати мінімальну кількість зразків бетону для визначення циліндричної або кубкової міцності. Міцність бетону f_{cm} кожної групи повинна прийматись як середнє значення, якщо відхилення кожного зразка від середнього значення не перевищує 10 %. Якщо відхилення міцності на стиск від середнього значення не перевищує 10 %, то міцність бетону необхідно приймати як максимальне отримане значення.

(10) Опір розтягу та опір текучості сталевого профнастилу необхідно приймати за випробуваннями зразків, вирізаних з кожного настилу, використаного для випробування плит.

В.3.4 Методика випробувального навантаження

(1) Методика випробувального навантаження має на меті вибрати навантаження, що прикладається протягом певного періоду часу. Вона складається із двох частин для початкових випробувань, коли плита зазнає циклічного навантаження; це відбувається за наступним випробуванням та коли плита навантажується до руйнування збільшенням навантаження.

(2) Якщо використовуються дві групи з трьох випробувань, то один із трьох зразків у кожній групі може піддаватись тільки статичному випробуванню без циклічного навантаження для визначення рівня циклічного навантаження для двох інших.

(3) Початкове випробування: на плиту необхідно прикласти циклічне навантаження, яке змінюється між найменшим значенням, що не перевищує $0,2W_t$ та верхнім значенням, не меншим ніж $0,6W_t$, де W_t – виміряне руйнівне навантаження з попереднього статичного випробування згідно з (2).

(4) Навантаження повинно прикладатись при 5000 циклах протягом не менше ніж 3 год.

(5) Наступне випробування: на завершення початкового випробування плиту необхідно піддати статичному випробуванню, коли прикладене навантаження зростає постійно так, що руйнування не відбувається протягом щонай-

(8) The concrete for all specimens in a series to investigate one variable should be of the same mix and cured under the same conditions.

(9) For each group of slabs that will be tested within 48 hours, a minimum of four concrete specimens, for the determination of the cylinder or cube strength, should be prepared at the time of casting the test slabs. The concrete strength f_{cm} of each group should be taken as the mean value, when the deviation of each specimen from the mean value does not exceed 10 %. When the deviation of the compressive strength from the mean value exceeds 10 %, the concrete strength should be taken as the maximum observed value.

(10) The tensile strength and yield strength of the profiled steel sheet should be obtained from coupon tests on specimens cut from each of the sheets used to form the test slabs.

В.3.4 Test loading procedure

(1) The test loading procedure is intended to represent loading applied over a period of time. It is in two parts consisting of an initial test, where the slab is subjected to cyclic loading; this is followed by a subsequent test, where the slab is loaded to failure under an increasing load.

(2) If two groups of three tests are used, one of the three test specimens in each group may be subjected to just the static test without cyclic loading in order to determine the level of the cyclic load for the other two.

(3) Initial test: the slab should be subjected to an imposed cyclic load, which varies between a lower value not greater than $0,2W_t$ and an upper value not less than $0,6W_t$, where W_t is the measured failure load of the preliminary static test according (2).

(4) The loading should be applied for 5000 cycles in a time not less than 3 hours.

(5) Subsequent test: on completion of the initial test, the slab should be subjected to a static test where the imposed load is increased progressively, such that failure does not occur in less than 1 hour. The failure load W_t is the maximum load

менше 1 год. Руйнівне навантаження W_t – це максимальне навантаження, прикладене до плити при руйнуванні, плюс вага комбінованої плити і траверс.

(6) При наступному випробуванні навантаження може прикладатись як контрольована сила або як контрольований прогин.

B.3.5 Визначення розрахункових значень m і k

(1) Якщо характер роботи пластичний (див. 9.7.3(3)), то характеристичне експериментальне зусилля зсуву V_t необхідно приймати як 0,5 від значення руйнівного навантаження W_t , яке визначено у В.3.4. Якщо робота зразка є крихкою, то дане значення навантаження варто зменшити, помноживши на коефіцієнт 0,8.

(2) За всіма значенням V_t у випробуваннях нормативний опір зсуву необхідно обчислювати як 5 % вибірку із використанням додатної статистичної моделі, побудованої як нормативна лінія регресії (рисунок В.4).

(3) Якщо використовуються дві групи по три випробування і відхилення будь-якого результату окремого випробування у групі від середнього у групі не перевищує 10 %, то розрахункове відношення можна визначити згідно з додатком D, EN 1990 або наступним чином: з кожної групи нормативне значення вважається єдиним, отриманим прийняттям мінімального значення, зменшеного на 10 %. Розрахункове відношення утворюється прямою лінією через ці нормативні значення для груп А і В.

B.3.6 Визначення розрахункових значень

$\tau_{u,Rd}$

(1) Діаграма часткового зчеплення, як показано на рисунку В.5, повинна визначатись із використанням виміряних розмірів та міцності бетону і сталевого профнастилу. Для міцності бетону може використовуватись середнє значення f_{cm} , як вказано у В.3.3 (9).

(2) За максимальним прикладеним навантаженням повинні визначатись згинальний момент M у перерізі під зосередженим навантаженням, спричинений навантаженням, власна вага плити і траверси. Послідовність А → В → С на рисунку В.5 дає значення η для кожного випробування, а значення τ_u за виразом:

imposed on the slab at failure plus the weight of the composite slab and spreader beams.

(6) In the subsequent test the load may be applied either as force-controlled or deflection-controlled.

B.3.5 Determination of design values for m and k

(1) If the behaviour is ductile, see 9.7.3(3), the representative experimental shear force V_t should be taken as 0,5 times the value of the failure load W_t as defined in B.3.4. If the behaviour is brittle this value shall be reduced, using a factor 0,8.

(2) From all the test values of V_t the characteristic shear strength should be calculated as the 5 % fractile by using an appropriate statistical model and drawn as a characteristic linear regression line, as shown in Figure B.4.

(3) If two groups of three tests are used and the deviation of any individual test result in a group from the mean of the group does not exceed 10 %, the design relationship may be determined in accordance with Annex D of EN 1990 or as follows:

From each group the characteristic value is deemed to be the one obtained by taking the minimum value of the group reduced by 10 %. The design relationship is formed by the straight line through these characteristic values for groups A and B.

B.3.6 Determination of the design values for

$\tau_{u,Rd}$

(1) The partial interaction diagram as shown in Figure B.5 should be determined using the measured dimensions and strengths of the concrete and the steel sheet. For the concrete strength the mean value f_{cm} of a group as specified in B.3.3 (9) may be used.

(2) From the maximum applied loads, the bending moment M at the cross-section under the point load due to the applied load, dead weight of the slab and spreader beams should be determined. The path А → В → С in Figure B.5 then gives a value η for each test, and a value τ_u from:

$$\tau_u = \frac{\eta N_{cf}}{b(L_s + L_o)}, \quad (\text{B.2})$$

де:

L_o – довжина заведення за опори.

where:

L_o is the length of the overhang.

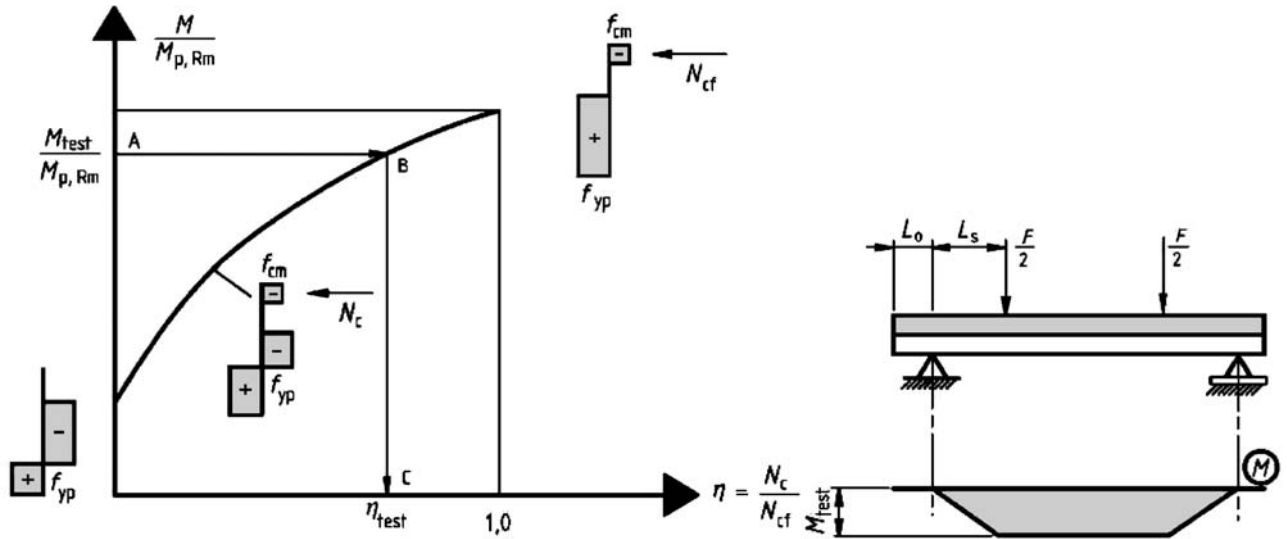


Рисунок В.5 – Визначення ступеня з'єднання на зсув за M_{test}
Figure B.5 – Determination of the degree of shear connection from M_{test}

(3) Якщо у розрахунках додатковий опір поздовжньому зсуву, спричинений опорними реакціями, враховується згідно з 9.7.3(9), то τ_u необхідно визначати за виразом:

(3) If in design the additional longitudinal shear resistance caused by the support reaction is taken into account in accordance with 9.7.3(9), τ_u should be determined from:

$$\tau_u = \frac{\eta N_{cf} - \mu V_t}{b(L_s + L_o)}, \quad (\text{B.3})$$

де:

μ – значення коефіцієнта тертя приймається 0,5;

V_t – опорна реакція при граничному випробувальному навантаженні.

where:

μ is the default value of the friction coefficient to be taken as 0,5;

V_t is the support reaction under the ultimate test load.

(4) Нормативний опір зсуву $\tau_{u,Rk}$ необхідно обчислювати за результатами випробувань як 5 % вибірку із застосуванням придатної статистичної моделі згідно з додатком D, EN 1990.

(4) The characteristic shear strength $\tau_{u,Rk}$ should be calculated from the test values as the 5 % fractile using an appropriate statistical model in accordance with EN 1990, Annex D.

(5) Розрахунковий опір зсуву $\tau_{u,Rd}$ – нормативний опір $\tau_{u,Rk}$, розділений на коефіцієнт надійності γ_{VS} .

(5) The design shear strength $\tau_{u,Rd}$ is the characteristic strength $\tau_{u,Rk}$ divided by the partial safety coefficient γ_{VS} .

Примітка. Значення γ_{VS} може вказуватись у національному додатку. Рекомендується значення 1,25.

Note: The value for γ_{VS} may be given in the National Annex. The recommended value for γ_{VS} is 1,25.

ДОДАТОК С
(довідковий)

**УСАДКА БЕТОНУ У КОМБІНОВАНИХ
КОНСТРУКЦІЯХ СПОРУД**

(1) Якщо точний контроль профнастилу при зведенні не має важливого значення, або якщо не очікується досягнення усадкою надмірних величин, то для визначення впливів усадки можна приймати наступні номінальні значення деформацій загальної остаточної вільної усадки:

- у сухому середовищі (ззовні або всередині будівель, за винятком заповнених бетоном елементів):
 325×10^{-6} для звичайного бетону,
 500×10^{-6} для бетону на легких заповнювачах;
- в інших умовах середовища та заповнених бетоном елементах:
 200×10^{-6} для звичайного бетону,
 300×10^{-6} для бетону на легких заповнювачах.

ANNEX C
(Informative)

**SHRINKAGE OF CONCRETE FOR
COMPOSITE STRUCTURES FOR BUILDINGS**

(1) Unless accurate control of the profile during execution is essential, or where shrinkage is expected to take exceptional values, the nominal value of the total final free shrinkage strain may be taken as follows in calculations for the effects of shrinkage:

- in dry environments (whether outside or within buildings but excluding concrete-filled members):
 325×10^{-6} for normal concrete
 500×10^{-6} for lightweight concrete;
- in other environments and in filled members:
 200×10^{-6} for normal concrete,
 300×10^{-6} for lightweight concrete.

ДОДАТОК НА
(довідковий)

**Перелік національних стандартів України (ДСТУ), ідентичних МС,
посилання на які є в EN 1994-1-1:2004**

Позначки та назва європейського стандарту	Ступінь відповідності	Позначки та назва державного стандарту України (ДСТУ)
EN 1990:2002 Основи проектування споруд	IDT	ДСТУ-Н Б В.1.2-13:2008 Система надійності та безпеки у будівництві. Настанова. Основи проектування конструкцій (EN 1990:2002, IDT)
EN 1992-1-1:2002 Проектування залізобетонних конструкцій	IDT	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)
EN 1993-1-1:2003 Проектування сталевих конструкцій	IDT	ДСТУ-Н Б 1993-1-1 201x Проектування сталевих конструкцій. Основні положення. Загальні правила проектування (EN 1993-1-1:2005)
EN 10025-1:2002 Вироби із гарячекатаної сталі: Загальні умови поставки	IDT	ДСТУ EN 10025-1:2007 Вироби гарячекатані з конструкційної сталі. Частина 1. Загальні технічні умови поставки (EN 10025-1:2004, IDT)
EN 10025-2:2002 Вироби із гарячекатаної сталі: Технічні умови поставки для нелегованих сталей	IDT	ДСТУ EN 10025-2:2007 Вироби гарячекатані з конструкційної сталі. Частина 12. Технічні умови поставки нелегованих конструкційних сталей (EN 10025-2:2004, IDT)
EN 10025-3:2002 Вироби із гарячекатаної сталі: Технічні умови поставки для нормованих прокатних зварюваних тонкозернистих сталей	IDT	ДСТУ EN 10025-3:2007 Вироби гарячекатані з конструкційної сталі. Частина 3. Технічні умови поставки зварюваних дрібнозернистих конструкційних сталей, підданих нормалізації або нормалізувальному прокатуванню (EN 10025-3:2004, IDT)
EN 10025-4:2002 Вироби із гарячекатаної сталі: Технічні умови поставки для термомеханічних прокатних зварюваних тонкозернистих сталей	IDT	ДСТУ EN 10025-4:2007 Вироби гарячекатані з конструкційної сталі. Частина 4. Технічні умови поставки термомеханічно оброблених зварюваних дрібнозернистих сталей (EN 10025-4:2004, IDT)
EN 10025-5:2002 Вироби із гарячекатаної сталі: Технічні умови поставки для антикорозійних сталей	IDT	ДСТУ EN 10025-5:2007 Вироби гарячекатані з конструкційної сталі. Частина 5. Технічні умови поставки конструкційних сталей з підвищеною тривкістю до атмосферної корозії (EN 10025-5:2004, IDT)
EN 10025-6:2002 Вироби із гарячекатаної сталі: Технічні умови поставки для плоских виробів із високоміцної загартованої і відпущеної сталі	IDT	ДСТУ EN 10025-6:2007 Вироби гарячекатані з конструкційної сталі. Частина 6. Технічні умови поставки плоских виробів з конструкційної сталі з високою границею текучості в загартованому та відпущеному стані (EN 10025-6:2004, IDT)

English version
Version Française
Deutsche Fassung

Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1:
General rules and rules for buildings

Eurocode 4: Calcul des structures mixtes
acier-béton - Partie 1-1: Règles générales
et règles pour les bâtiments

Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion
von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton -
Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und
Anwendungsregeln für den Hochbau

This corrigendum becomes effective on 15 April 2009 for incorporation in the three official language versions of the EN.

Ce corrigendum prendra effet le 15 avril 2009 pour incorporation dans les trois versions linguistiques officielles de la EN.

Die Berichtigung tritt am 15. April 2009 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: Avenue Marnix 17, B-1000 Brussels

© 2009 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 1994-1-1:2004/AC:2009 D/E/F

ICS 91.080.10; 91.080.40; 91.010.30

(Український переклад англomовної версії)

**ЄВРОКОД 4: ПРОЕКТУВАННЯ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ –
Частина 1-1: Загальні правила і правила для споруд**

Дана поправка вступає в силу з 15 квітня 2009 р. і вноситься у три офіційні мовні версії EN.



ЄВРОПЕЙСЬКИЙ КОМІТЕТ СТАНДАРТИЗАЦІЇ

Адміністративний центр: Авеню Марникс, 17 В-1000 Brussels

© 2009 CEN Всі права на використання в будь-якій формі та будь-яким чином
у всьому світі зберігаються для національних членів CEN

Ref. No. EN 1994-1-1:2004/AC:2009 D/E/F

Технічна поправка
EN 1994-1-1:2004/AC:2009

1) Зміни до "Змісту"

Сторінка 5, рядок до підрозділу 6.8.7.1, замінити "арматура, і бетон" на "арматура і бетон".

2) Зміни до "Національного додатка EN 1994-1-1"

2-й абзац, сторінка 11, список пунктів, замінити "2.4.1.2(5)" на "2.4.1.2(5)P".

2-й абзац, сторінка 11, список пунктів, замінити "2.4.1.2(6)" на "2.4.1.2(6)P".

2-й абзац, сторінка 11, список пунктів, замінити "2.4.1.2(7)" на "2.4.1.2(7)P".

2-й абзац, сторінка 11, список пунктів, замінити "9.1.1(2)" на "9.1.1(2)P".

2-й абзац, сторінка 11, список пунктів, замінити "9.7.3(4)" на "9.7.3(4), Примітка 1".

2-й абзац, сторінка 11, список пунктів, замінити "9.7.3(8)" на "9.7.3(8), Примітка 1".

3) Зміни до п. 1.2.2

Сторінка 13, замінити "EN 1992-1-1¹" на "EN 1992-1-1:2004".

Сторінка 13, замінити "EN 1993-1-1¹" на "EN 1993-1-1:2005".

Сторінка 13, замінити "EN 1993-1-3¹" на "EN 1993-1-3:2006".

Сторінка 13, замінити "EN 1993-1-5¹" на "EN 1993-1-5:2006".

Сторінка 13, замінити "EN 1993-1-8¹" на "EN 1993-1-8:2005".

Сторінка 13, замінити "EN 1993-1-9¹" на "EN 1993-1-9:2005".

Видалити виноску знизу сторінки 13:

¹ Повинне бути опубліковане.

Сторінка 13, замінити "EN 10025-1:2002" на "EN 10025-1:2004".

Сторінка 13, замінити "EN 10025-2:2002" на "EN 10025-2:2004".

Сторінка 13, замінити "EN 10025-3:2002" на "EN 10025-3:2004".

Сторінка 13, замінити "EN 10025-4:2002" на "EN 10025-4:2004".

Сторінка 13, замінити "EN 10025-5:2002" на "EN 10025-5:2004".

Сторінка 13, замінити "EN 10025-6:2002" на "EN 10025-6:2004".

1) Modification to "Contents"

Page 5, line for Subclause "6.8.7.1", replace "reinforcement, and concrete" with: "reinforcement and concrete".

2) Modification to "National Annex for EN 1994-1-1"

2nd paragraph, page 11, list entries, replace "2.4.1.2(5)" with: "2.4.1.2(5)P".

2nd paragraph, page 11, list entries, replace "2.4.1.2(6)" with: "2.4.1.2(6)P".

2nd paragraph, page 11, list entries, replace "2.4.1.2(7)" with: "2.4.1.2(7)P".

2nd paragraph, page 11, list entries, replace "9.1.1(2)" with: "9.1.1(2)P".

2nd paragraph, page 11, list entries, replace "9.7.3(4)" with: "9.7.3(4), Note 1".

2nd paragraph, page 11, list entries, replace "9.7.3 (8)" with: "9.7.3 (8), Note 1".

3) Modification to 1.2.2

Page 13, replace "EN 1992-1-1¹" with: "EN 1992-1-1:2004".

Page 13, replace "EN 1993-1-1¹" with: "EN 1993-1-1:2005".

Page 13, replace "EN 1993-1-3¹" with: "EN 1993-1-3:2006".

Page 13, replace "EN 1993-1-5¹" with: "EN 1993-1-5:2006".

Page 13, replace "EN 1993-1-8¹" with: "EN 1993-1-8:2005".

Page 13, replace "EN 1993-1-9¹" with: "EN 1993-1-9:2005".

Delete footNote at the bottom of page 13:

¹ To be published.

Page 13, replace "EN 10025-1:2002" with: "EN 10025-1:2004".

Page 13, replace "EN 10025-2:2002" with: "EN 10025-2:2004".

Page 13, replace "EN 10025-3:2002" with: "EN 10025-3:2004".

Page 13, replace "EN 10025-4:2002" with: "EN 10025-4:2004".

Page 13, replace "EN 10025-5:2002" with: "EN 10025-5:2004".

Page 14, replace "EN 10025-6:2002" with: "EN 10025-6:2004".

Сторінка 14, замінити:
"EN 10147:2000" на "EN 10326:2004 Смуга і лист з конструкційної сталі, покритої гарячим розчином – Технічні вимоги поставки"

4) Зміни до п. 3.5

Сторінка 25, абзац "(2)", замінити "EN 10147" на "EN 10326"

5) Зміни до п. 4.2

Сторінка 26, абзац "(2)", замінити "EN 10147" на "EN 10326"

6) Зміни до п. 5.3.2.1

Сторінка 28, абзац "(2)", 2-й рядок, замінити "5.2.1(2)" на "5.2.1(3)"

7) Зміни до п. 5.4.2.2

Сторінка 31, абзац "(2)", визначення " ψ_L ", необхідно додати дієслово "should" між словами "which" і "be".

8) Зміни до п. 5.4.3

Сторінка 34, абзац "3(P)", замінити "should" на "shall".

9) Зміни до п. 6.2.1.3

Сторінка 43, абзац (5), у рівнянні "(6.10)", замінити " N_{cf} " на " $N_{c,f}$ ".

10) Зміни до п. 6.2.2.4

Сторінка 45, абзац (3), замінити на наступний:

"Відносно поперечних перерізів класу 3 і 4, EN 1993-1-5, 7.1 можливо використання як загального моменту M_{Ed} , так і моментів $M_{pl,Rd}$ і $M_{f,Rd}$ відносно комбінованого перерізу."

11) Зміни до п. 6.6.1.2

Сторінка 54, абзац (1), замінити " n_f " на " n_r ".

12) Зміни до п. 6.6.3.1

Сторінка 56, абзац (1), замінити " f_{ck} " на " f_{ck} ".

13) Зміни до п. 6.6.4.2

Сторінка 57, абзац (1), замінити визначення " n_r " на наступне:

" n_r – кількість поперечних стрижнів у одному ребрі перерізу балки, що не перевищує 2 при розрахунку знижувального коефіцієнта k_t і поздовжнього опору зсуву. Інші символи показані на рисунку 6.13."

Page 14, replace: "EN 10147:2000 Continuously hot-dip zinc coated structural steels strip and sheet: Technical delivery conditions" with: "EN 10326:2004 Continuously hot dip coated strip and sheet of structural steels – Technical delivery conditions"

4) Modification to 3.5

Page 25, paragraph "(2)", replace "EN 10147" with: "EN 10326".

5) Modification to 4.2

Page 26, paragraph "(2)", replace "EN 10147" with: "EN 10326".

6) Modification to 5.3.2.1

Page 28, paragraph "(2)", 2nd line, replace "5.2.1(2)" with: "5.2.1(3)".

7) Modification to 5.4.2.2

Page 31, paragraph "(2)", definition of " ψ_L ", add: "should" between "which" and "be".

8) Modification to 5.4.3

Page 34, paragraph "3(P)", replace "should" with: "shall".

9) Modification to 6.2.1.3

Page 43, paragraph "(5)", Equation "(6.1)", replace " N_{cf} " with: " $N_{c,f}$ ".

10) Modification to 6.2.2.4

Page 45, paragraph "(3)", replace the existing paragraph with the following one:

"(3) For cross-sections in Class 3 and 4, EN 1993-1-5, 7.1 is applicable using as M_{Ed} the total bending moment in the considered cross section and both $M_{pl,Rd}$ and $M_{f,Rd}$ for the composite cross section."

11) Modification to 6.6.1.2

Page 54, paragraph "(1)", page 54, replace " n_f " with: " n_r ".

12) Modification to 6.6.3.1

Page 56, paragraph "(1)", replace " f_{ck} " with: " f_{ck} ".

13) Modification to 6.6.4.2

Page 57, paragraph "(1)", replace the definition for " n_r " with the following one:

" n_r is the number of stud connectors in one rib at the beam intersection, not to exceed two in calculation of the reduction factor k_t and of the longitudinal shear resistance of the connection. Other symbols are as defined in Figure 6.13."

14) Зміни до п. 6.6.5.5

Сторінка 60, абзац (2), перший рядок, замінити "нижчий клас" на "клас 3 або клас 4"

15) Зміни до п. 6.6.6.4

Сторінка 63, абзац (5), замінити два рази " A_p " на " A_{pe} ".

16) Зміни до п. 6.7.4.2

Сторінка 75, абзац (6), рівняння (6.48), видалити кому ",",

17) Зміни до п. 9.1.2.1

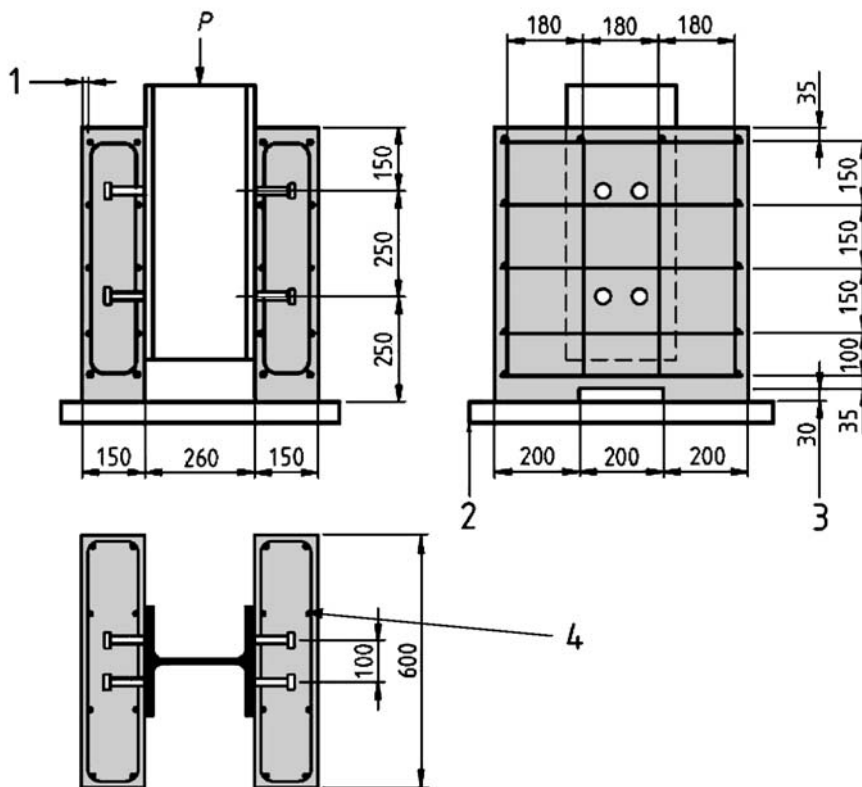
Сторінка 95, 1-й абзац, початок, додати "(1)P".

18) Зміни до п. 9.1.2.2

Сторінка 95, 1-й абзац, початок, додати "(1)".

19) Зміни до п. В.2.2

Сторінка 111, "Рисунок В.1", замінити даний рисунок наступним:



20) Зміни до п. В.3.6

Сторінка 117, абзац (2), рівняння (B.2), замінити " N_{cf} " на " $N_{c,f}$ ".

Сторінка 117, абзац (2), "Рисунок В.5" замінити ліву частину рисунка на наступну (де " N_{cf} " замінено на " $N_{c,f}$ ", " $M_{p,Rm}$ " на " $M_{pl,Rm}$ " і " f_{cm} " на " $0,85f_{cm}$ ").

14) Modification to 6.6.5.5

Page 60, paragraph "(2)", 1st line, replace "a lower class" with: "Class 3 or Class 4".

15) Modification to 6.6.6.4

Page 63, paragraph "(5)", replace two times " A_p " with: " A_{pe} ".

6) Modification to 6.7.4.2

Page 75, paragraph "(6)", Equation "(6.48)", delete the comma: ",".

17) Modification to 9.1.2.1

Page 95, 1st paragraph, at the beginning of the paragraph, add: "(1)P".

18) Modification to 9.1.2.2

Page 95, 1st paragraph, at the beginning of the paragraph, add: "(1)".

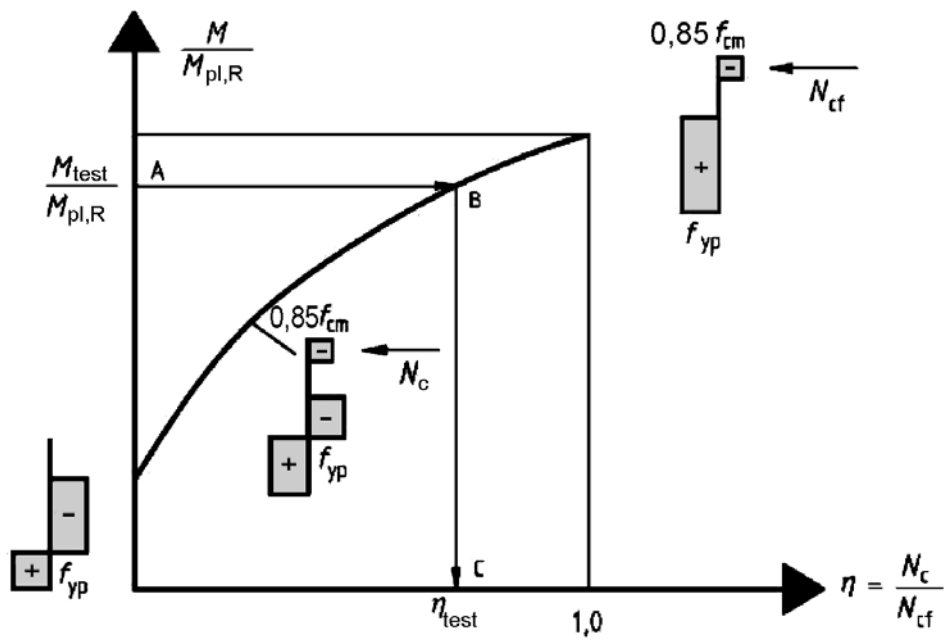
19) Modification to B.2.2

Page 111, "Figure B.1", replace the figure with the following one:

20) Modifications to B.3.6

Page 117, paragraph "(2)", Equation "(B.2)", change " N_{cf} " into: " $N_{c,f}$ ".

Page 117, paragraph "(2)", "Figure B.5", replace the left part of the Figure with the following one (in which " N_{cf} " is replaced with: " $N_{c,f}$ ", " $M_{p,Rm}$ " with: " $M_{pl,Rm}$ ", and " f_{cm} " with: " $0,85f_{cm}$ ").



Сторінка 117, абзац (2), рівняння (B.3), замінити " N_{cf} " на " $N_{c,f}$ ".

Page 117, paragraph "(2)", Equation "(B.3)", change " N_{cf} " into: " $N_{c,f}$ ".

БІБЛІОГРАФІЯ

EN 1991-1-5: Дії на конструкції: Температурні дії – буде опубліковано.

EN 1991-1-6: Дії на конструкції: Дії при зведенні – буде опубліковано.

EN 13670 Вимоги стосовно зведення бетонних конструкцій – буде опубліковано.

EN ISO 13918:1998 Зварені стрижні і керамічні муфти для дугового зварювання стрижнів (ISO 13918:1998).

EN ISO 14555:1998 Зварені дуговим зварюванням стрижні із металевих матеріалів (ISO 14555:1998).

BIBLIOGRAPHY

EN 1991-1-5: Actions on structures: Thermal actions-to be published.

EN 1991-1-6: Actions on structures: Actions during execution-to be published.

EN 13670: Requirements for the execution of concrete structures-to be published.

EN ISO 13918: 1998 Welding-Studs and ceramic ferrules for arc stud welding (ISO 13918:1998).

EN ISO 14555: 1998 Welding-Arc stud welding of metallic materials (ISO 14555:1998).

Код УКНД 91.080.10; 91.080.40; 91.010.30

Ключові слова: сталезалізобетонні конструкції, вимоги до проектування сталезалізобетонних конструкцій, вимоги до матеріалів, принципи проектування за граничними станами, конструктивний розрахунок сталезалізобетонних конструкцій, вимоги до зсувних з'єднань, граничний стан за придатністю до експлуатації, комбіновані з'єднання у рамках будівель, комбіновані плити з профільованими настилами для будівель, жорсткість з'єднань, випробування.

Редактор – А.О. Луковська
Комп'ютерна верстка – В.Б.Чукашкіна

Формат 60x84¹/₈. Папір офсетний. Гарнітура "Arial".
Друк офсетний.

Державне підприємство "Укрархбудінформ".
вул. М. Кривоноса, 2А, корп. 3, м. Київ-37, 03037, Україна.
Тел. 249-36-62
Відділ реалізації: тел.факс (044) 249-36-62 (63, 64)
www.uabi.gov.ua Е-mail: uabi90@ukr.net

Свідоцтво про внесення суб'єкта видавничої справи до державного реєстру видавців
ДК № 690 від 27.11.2001 р.