



НАЦІОНАЛЬНИЙ СТАНДАРТ УКРАЇНИ

**ЄВРОКОД 3: ПРОЕКТУВАННЯ СТАЛЕВИХ
КОНСТРУКЦІЙ**

**Частина 1-5: Пластинчасті конструктивні елементи
(EN 1993-1-5:2005, IDT)**

ДСТУ-Н Б EN 1993-1-5:201X

(Друга, остаточна редакція)

Видання офіційне

Київ
Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального
господарства України

201X

ПЕРЕДМОВА

1 ВНЕСЕНО: Товариство з обмеженою відповідальністю «Український інститут сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського»

ПЕРЕКЛАД І НАУКОВО-ТЕХНІЧНЕ РЕДАГУВАННЯ: **В. Артюшенко, А. Гром** (керівник розробки), к.т.н., **О. Кордун, Я. Левченко, Г. Ленда, Я Лимар, К. Павлова, В. Самусь, О. Шимановський**, д.т.н.

2 НАДАНО ЧИННОСТІ: наказ Міністерства регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України від «___» _____ 20__ № ____

3 Національний стандарт відповідає EN 1993-1-5:2006 Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-5: Plated structural elements (Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-5: Пластинчасті конструктивні елементи). Ступінь відповідності – ідентичний (IDT)

Переклад з англійської (en)

Цей стандарт видано з дозволу CEN

4 УВЕДЕНО ВПЕРШЕ

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

Мінрегіон України, 201X

НАЦІОНАЛЬНИЙ ВСТУП

Цей стандарт є тотожним перекладом EN 1993-1-5:2006 Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-5: Plated structural elements (Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-5: Пластинчасті конструктивні елементи).

EN 1993-1-5:2006 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 1993-1-5:2006 Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-5: Plated structural elements (Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-5: Пластинчасті конструктивні елементи), 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.1.2 «Система надійності та безпеки в будівництві».

Стандарт містить вимоги, які відповідають чинному законодавству.

Науково-технічна організація, відповідальна за цей стандарт, – Товариство з обмеженою відповідальністю «Український інститут сталевих конструкцій ім. В.М. Шимановського».

До стандарту внесено такі редакційні зміни:

- слова «цей міжнародний стандарт» замінено на «цей стандарт»;
- структурні елементи стандарту: «Обкладинку», «Передмову», «Національний вступ», «Визначення понять» та «Бібліографічні дані» оформлено згідно з вимогами національної стандартизації України;
- з «Передмови до EN 1993-1-5» у цей «Національний вступ» взяте те, що безпосередньо стосується цього стандарту;
- національний довідковий додаток наведено як настанову для користувачів.

Перелік національних стандартів України (ДСТУ), ідентичних МС, посилення на які

є в

EN 1993-1-5:2006.

Копії МС, неприйнятих як національні стандарти, на які є посилення в EN 1993-1-5:2006, можна отримати в Головному фонді нормативних документів ДП «УкрНДНЦ».

ЗМІСТ

	C.
Вступ	VI
Основи програми Єврокоду	1
Статус та галузь застосування Єврокодів	3
Національні стандарти, що впроваджують Єврокоди	4
Зв'язки між Єврокодами та гармонізованими технічними специфікаціями (ENs та ETAs) для виробів	5
Додаткова інформація щодо EN 1993-1-5	5
Національний додаток до EN 1993-1-5	5
1 Загальні положення	7
1.1 Сфера застосування	7
1.2 Нормативні посилання	7
1.3 Терміни і визначення	8
1.4 Позначення	9
2 Основи проектування і моделювання	11
2.1 Загальні положення	11
2.2 Методика визначення ефективної ширини при статичному розрахунку	11
2.3 Втрата стійкості пластин елементів постійного поперечного перерізу	12
2.4 Методика розрахунку по приведеному напруженню	12
2.5 Елементи конструкцій із змінним перерізом	13
2.6 Елементи конструкцій з гофрованими стінками	13
3 Врахування ефекту зсувного запізнювання при розрахунку елементів	13
3.1 Загальні положення	13
3.2 Визначення ефективної ширини при зсувному запізнюванні в пружній стадії	14
3.3 Врахування ефекту зсувного запізнювання при розрахунку за граничними станами	18
4 Втрата стійкості пластини під дією нормального напруження при розрахунку за граничними станами	20
4.1 Загальні положення	20
4.2 Міцність і стійкість при дії нормального напруження	20
4.3 Ефективний поперечний переріз	21
4.4 Пластинчасті елементи без поздовжніх елементів жорсткості	23
4.5 Підсилення пластин поздовжніми елементами жорсткості	27
4.6 Перевірка стійкості	33
Foreword	VI
Background of the Eurocode programme	1
Status and field of application of Eurocodes	3
National Standards implementing Eurocodes	4
Links between Eurocodes and harmonised technical specifications (ENs and ETAs) for products	5
Additional information specific for EN 1993-1-5	5
National annex for EN 1993-1-5	5
1 Introduction	7
1.1 Scope	7
1.2 Normative references	7
1.3 Terms and definitions	8
1.4 Symbols	9
2 Basis of design and modelling	11
2.1 General	11
2.2 Effective width models for global analysis	11
2.3 Plate buckling effects on uniform members	12
2.4 Reduced stress method	12
2.5 Non uniform members	13
2.6 Members with corrugated webs	13
3 Shear lag in member design	13
3.1 General	13
3.2 Effectives width for elastic shear lag	14
3.3 Shear lag at the ultimate limit state	18
4 Plate buckling effects due to direct stresses at the ultimate limit state	20
4.1 General	20
4.2 Resistance to direct stresses	20
4.3 Effective cross section	21
4.4 Plate elements without longitudinal stiffeners	23
4.5 Stiffened plate elements with longitudinal stiffeners	27
4.6 Verification	33

5 Несуча здатність при зсуві	5 Resistance to shear	34
5.1 Загальні положення	5.1 Basis	34
5.2 Розрахунок несучої здатності	5.2 Design resistance	35
5.3 Несуча здатність стінки	5.3 Contribution from the web	35
5.4 Несуча здатність поясів	5.4 Contribution from flanges	39
5.5 Перевірка міцності	5.5 Verification	39
6 Несуча здатність стінки при локальних навантаженнях	6 Resistance to transverse forces	40
6.1 Загальні положення	6.1 Basis	40
6.2 Розрахунок несучої здатності	6.2 Design resistance	40
6.3 Довжина розподілу навантаження на пояс	6.3 Length of stiff bearing	41
6.4 Понижуючий коефіцієнт χ_F для ефективної довжини при визначенні несучої здатності	6.4 Reduction factor χ_F for effective length for resistance	42
6.5 Ефективна довжина прикладання навантаження на стінку	6.5 Effective loaded length	43
6.6 Перевірка несучої здатності	6.6 Verification	44
7 Взаємодія зусиль	7 Interaction	44
7.1 Взаємодія поперечної сили, згинального моменту і осьової сили	7.1 Interaction between shear force, bending moment and axial force	44
7.2 Взаємодія поперечної сили, згинального моменту і осьової сили	7.2 Interaction between transverse force, bending moment and axial force	46
8 Вплив поясу на втрату стійкості стінки	8 Flange induced buckling	46
9 Елементи жорсткості та їх детальне виконання	9 Stiffeners and detailing	47
9.1 Загальні положення	9.1 General	47
9.2 Нормальне напруження	9.2 Direct stresses	48
9.3 Зсув	9.3 Shear	53
9.4 Поперечне навантаження	9.4 Transverse loads	56
10 Приведене напруження	10 Reduced stress method	57
Додаток А (довідковий) Розрахунок критичного напруження для листів з елементами жорсткості	Annex A (informative) Calculation of critical stresses for stiffened plates	60
Додаток В (довідковий) Елементи конструкції зі змінним перерізом	Annex B (informative) Non uniform members	68
Додаток С (довідковий) Розрахунки за допомогою методу скінченних елементів (МСЕ)	Annex C (informative) Finite Element Methods of Analysis (FEM)	70
Додаток Д (довідковий) Балки з гофрованими стінками	Annex D (informative) Plate girders with corrugated webs	77
Додаток Е (обов'язковий) Альтернативні методи визначення ефективних перерізів	Annex E (normative) Alternative methods for determining effective cross sections	81
Технічна поправка	Технічна поправка	85

Вступ

Цей документ EN 1993-1-5:2006 підготовлений Технічним комітетом CEN/TC 250 «Будівельні Єврокоди», секретаріат якого підтримується BSI.

Цьому Європейському стандарту буде наданий статус національного з публікацією ідентичного тексту або схваленням не пізніше квітня 2007 року і при скасуванні конфлікуючих національних стандартів не пізніше березня 2010 року.

У відповідності з внутрішніми постановами CEN/CENELEC національні органи зі стандартизації таких країн зобов'язані здійснити імплементацію цього Європейського стандарту: Австрія, Бельгія, Кіпр, Чеська Республіка, Данія, Естонія, Фінляндія, Франція, Німеччина, Греція, Угорщина, Ісландія, Ірландія, Італія, Латвія, Литва, Люксембург, Мальта, Нідерланди, Норвегія, Польща, Португалія, Румунія, Словаччина, Словенія, Іспанія, Швеція, Швейцарія і Об'єднане Королівство.

Даний Європейський стандарт замінює ENV 1993-1-5.

CEN/TC 250 є відповідальним за всі Будівельні Єврокоди.

Foreword

This document EN 1993-1-5:2006 has been prepared by Technical Committee CEN/TC 250 "Structural Eurocodes", the Secretariat for 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 April 2007, and conflicting national standards shall be withdrawn at the latest by March 2010.

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, Netherlands, Norway, Poland, Portugal, Romania, Slovakia, Slovenia, Spain, Sweden, Switzerland and United Kingdom.

This European Standard supersedes ENV 1993-1-5.

CEN/TC 250 is responsible for all Structural Eurocodes.

НАЦІОНАЛЬНИЙ СТАНДАРТ УКРАЇНИ

ЄВРОКОД 3: ПРОЕКТУВАННЯ СТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ ЧАСТИНА 1-5: ПЛАСТИНЧАСТІ ЕЛЕМЕНТИ КОНСТРУКЦІЙ

ЕВРОКОД 3: ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ЧАСТЬ 1-5: ПЛАСТИНЧАСТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ КОНСТРУКЦИЙ

EUROCODE 3: DESIGN OF STEEL STRUCTURES PART 1-5: PLATED STRUCTURAL ELEMENTS

Чинний від _____

Основи програми Єврокоду

У 1975 році Комісія Європейської Спільноти вирішила розпочати програму дій у галузі будівництва на підставі статті 95 Договору. Метою програми було усунення технічних перешкод для торгівлі та узгодження технічних умов.

У рамках цієї програми дій Комісія взяла на себе ініціативу встановити систему узгоджених технічних правил для проектування будівель і споруд, які на першій стадії мали слугувати альтернативою чинним національним правилам держав-членів, а зрештою мали замінити їх.

Упродовж п'ятнадцяти років Комісія за допомогою Робочого комітету, до складу якого входили представники держав-членів, вела розробку програми Єврокодів, яка призвела до публікації комплекту першого покоління Європейських кодів у 80-х роках.

У 1989 році Комісія та держави-члени EU (Європейської Спільноти) та ЕФТА (Європейської Асоціації Вільної Торгівлі) на основі угоди¹ між Комісією та CEN

¹Угода між Комісією Європейської Спільноти та Європейським комітетом зі 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 1980s.

In 1989, the Commission and the Member States of the EU and EFTA decided, on the basis of an agreement¹ between the Commission and CEN, to transfer the

¹Agreement 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).

(Європейським комітетом зі стандартизації) вирішили передати підготовку та публікацію Єврокодів CEN за допомогою серії мандатів, що в результаті надало б Єврокодам у майбутньому статусу Європейського стандарту (EN). Це пов'язує Єврокоди з положеннями Директив Ради і Рішень Комісії щодо Європейських стандартів (тобто Директиви Ради 89/106/ЄЕС щодо будівельних виробів – CPD – та Директив Ради 93/37/ЄЕС, 92/50/ЄЕС та 89/440/ЄЕС відносно суспільних робіт та послуг і еквівалентних директив ЄФТА, започаткованих з метою допомогти заснуванню внутрішнього ринку).

Структурна програма Єврокодів включає стандарти, які 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

Стандарти Єврокодів визнають відповідальність регуляторних органів держав-членів та захищають їх право на призначення величин, які пов'язані з регулюванням питань безпеки на національному рівні там, де вони відрізняються.

preparation and the publication of the Eurocodes to the CEN through a series of Mandates, in order to provide them with a future status of European Standard (EN). This links *de facto* the Eurocodes with the provisions of all the Council's Directives and/or Commission's Decisions dealing with European standards (e.g. the Council Directive 89/106/EEC on construction products – CPD – and Council Directives 93/37/EEC, 92/50/EEC and 89/440/EEC on public works and services and equivalent EFTA Directives initiated in pursuit of setting up the internal market).

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

EN 1990 Eurocode 0: Basis of Structural Design

EN 1991 Eurocode 1: Actions on structures

EN 1992 Eurocode 2: Design of concrete structures

EN 1993 Eurocode 3: Design of steel structures

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

EN 1995 Eurocode 5: Design of timber structures

EN 1996 Eurocode 6: Design of masonry structures

EN 1997 Eurocode 7: Geotechnical design

EN 1998 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance

EN 1999 Eurocode 9: Design of aluminium structures.

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

Статус та галузь застосування Єврокодів

Держави-члени EU та EFTA визнають, що Єврокоди діють як еталонні документи для таких цілей:

- як засіб доведення відповідності будівель і споруд основним вимогам Директиви Ради 89/106/ЕЕС, зокрема основній вимозі N°1 – Механічна стійкість та стабільність і основній вимозі N°2 – Пожежна безпека;
- як основа для укладання контрактів для будівель і споруд та пов'язаних з ними інженерних послуг;
- як основа для складання узгоджених технічних специфікацій для будівельних виробів (ENs та ETAs).

Єврокоди, оскільки вони безпосередньо відносяться до будівельних споруд, мають прямий зв'язок з тлумачними документами² розділу 12 CPD, незважаючи на те, що вони мають різну природу з гармонізованими стандартами на виробі³. Таким чином, технічні аспекти, які впливають з Єврокодів для будівель і споруд, повинні в повній мірі бути розглянутими Технічними комітетами CEN та/чи робочими групами EOTA, які розробляють стандарти на будівельні вироби, з позицій досягнення повної сумісності технічних специфікацій з Єврокодами.

²Відповідно до ст. 3.3 документа CPD основні вимоги (ER) отримають конкретну форму у тлумачних документах для створення необхідних зв'язків між основними вимогами та мандатами для гармонізованих EN та ETAG/ETAs.

³Відповідно до ст. 12 CPD тлумачні документи мають:

a) конкретизувати основні вимоги щодо гармонізації термінології і технічної бази, із зазначенням класів або рівнів для кожної вимоги у разі потреби;

b) вказати методи наведення співвідношень між цими класами або рівнями вимог із технічними вимогами, наприклад, методи розрахунку і перевірки, технічні правила проектування і т. ін.;

c) слугувати рекомендацією для наведення узгоджених стандартів і настанов для Європейського технічного ухвалення.

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

Status and field of application of Eurocodes

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

- as a means to prove compliance of building and civil engineering works with the essential requirements of Council Directive 89/106/EEC, particularly Essential Requirement N°1 – Mechanical resistance and stability – and Essential Requirement N°2 – Safety in case of fire;
- as a basis for specifying contracts for construction works and related engineering services ;
- as a framework for drawing up harmonised technical specifications for construction products (ENs and ETAs)

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

²According 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.

³According 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.

Стандарти Єврокодів регламентують загальні правила проектування для практичного використання всіх конструкцій та їх компонентів як традиційного, так і інноваційного характеру. Унікальні форми конструкції або умови проектування спеціально не охоплюються, і в таких випадках проектувальнику потрібен додатковий експертний розгляд.

Національні стандарти, що впроваджують Єврокоди

Національні стандарти, що впроваджують Єврокоди, завжди включають повний текст Єврокоду (включаючи всі додатки), виданий CEN, якому можуть передувати Національний титульний лист та Національна передмова, а також можуть супроводжуватися Національним додатком.

Національний додаток може включати інформацію відносно тих параметрів, які залишилися відкритими в Єврокодах для національного вибору, відомі як національно визначені параметри для використання при проектуванні будівель та інженерних споруд, що будуть зведені у зацікавленій країні, а саме:

- значення часткових коефіцієнтів надійності та/або класифікацію випадків, для яких Єврокод регламентує використання альтернатив;
- значення, які слід використовувати там, де в Єврокодi наведено тільки символ;
- специфічні дані країни (географічні, кліматичні тощо), наприклад, карта вітру;
- конкретні методики для тих випадків, коли Єврокод регламентує використання альтернатив.

Він може також містити:

- рекомендації щодо застосування довідкових додатків;
- посилання на додаткову інформацію, яка не суперечить нормативним вимогам і допомагає при користуванні Єврокодами.

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

National Standards implementing Eurocodes

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

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

- values for partial factors 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. wind 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, and
- references to non-contradictory complementary information to assist the user to apply the Eurocode.

**Зв'язки між Єврокодами
та гармонізованими технічними
специфікаціями (ENs та ETAs) для
виробів**

Необхідна узгодженість між гармонізованими технічними специфікаціями для будівельних виробів та технічними правилами для будівель і споруд та будівельних робіт. Крім того, у повній інформації, яка супроводжує CE маркування будівельних виробів і має відношення до Єврокодів, має бути чітко зазначено, які національно визначені параметри були взяті до уваги.

**Додаткова інформація
щодо EN 1993-1-5**

В EN 1993-1-5 надані вказівки для проектування сталевих конструкцій та розрахунку з'єднань при проектуванні будівель та інженерних споруд.

EN 1993-1-5 призначений для використання замовниками, проектувальниками, підрядниками і відповідними державними органами.

EN 1993-1-5 призначений для використання з EN 1990, іншими частинами EN 1991 і EN 1992-1999 для проектування конструкцій.

**Національний додаток
до EN 1993-1-5**

У цьому стандарті наведені альтернативні методи, оцінки і рекомендації з примітками, які вказують, де необхідно зробити національний вибір. Таким чином, національний стандарт, який імплементує EN 1993-1-5, повинен мати Національний додаток, до якого включено усі національно визначені параметри, які використовуються при проектуванні сталевих конструкцій, що будуть побудовані у відповідній країні.

Національний вибір дозволено у EN 1993-1-5 за допомогою:

- 2.2(5)
- 3.3(1)
- 4.3(6)

**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 works. 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.

**Additional information specific
for EN 1993-1-5**

EN 1993-1-5 gives pointing from planning of steel constructions and design of joints of shells at planning of buildings and civil engineering works for wind.

EN 1993-1-5 is intended for the use by clients, designers, contractors and relevant authorities.

EN 1993-1-5 is intended to be used with EN 1990, the other Parts of EN 1991 and EN 1992-1999 for the design of structures.

**National annex
for EN 1993-1-5**

This standard gives alternative procedures, values and recommendations with notes indicating where national choices may have to be made. Therefore the National Standard implementing EN 1993-1-5 should have a National Annex containing all Nationally Determined Parameters to be used for the design of steel structures to be constructed in the relevant country.

National choice is allowed in EN 1993-1-5 through:

- 2.2(5)
- 3.3(1)
- 4.3(6)

ДСТУ-Н Б EN 1993-1-5:201X

– 5.1(2)	– 5.1(2)
– 6.4(2)	– 6.4(2)
– 8(2)	– 8(2)
– 9.1(1)	– 9.1(1)
– 9.2.1(9)	– 9.2.1(9)
– 10(1)	– 10(1)
– 10(5)	– 10(5)
– C.2(1)	– C.2(1)
– C.5(2)	– C.5(2)
– C.8(1)	– C.8(1)
– C.9(3)	– C.9(3)
– D.2.2(2)	– D.2.2(2)

1 ЗАГАЛЬНІ ПОЛОЖЕННЯ

1.1 Сфера застосування

(1) В EN 1993-1-5 приведені правила проектування і розрахунку елементів конструкцій, що складаються з пластинчатих листів, які сприймають навантаження в площині листа з елементами жорсткості або без них.

(2) Дані правила поширюються також на несучі балки з металевого листа двотаврового перерізу і коробчасті балки, в яких виникають нерівномірні розподіли напруження внаслідок ефекту зсувного запізнювання, а також втрати стійкості (випучування) пластинчатих конструктивних елементів при дії нормального напруження або при одночасній дії нормального і дотичного напружень.

Примітка 1. Правила в цій частині доповнюють правила для поперечних перерізів класів 1, 2, 3 і 4, див. EN 1993-1-1.

Примітка 2. Правила, що поширюються на гнучкі пластини із змінним нормальним напруженням і напруженням зсуву, які можуть призвести до втоми внаслідок поперечного згину пластини (дихання листа), наведені EN 1993-2 і EN 1993-6.

Примітка 3. Правила, що розповсюджуються на вплив навантажень поза площиною листа і на сполучення дій навантажень в площині та поза площиною листа, наведені в EN 1993-2 і EN 1993-1-7.

Примітка 4. Окремі поля листа можуть розглядатися як площинні, якщо для радіусу кривизни справедливо наступне:

$$r \geq \frac{a^2}{t}$$

де a – ширина площини листа;
 t – товщина листа.

1.2 Нормативні посилання

(1) Цей Європейський стандарт містить у вигляді датованих або недатованих посилань положення інших публікацій. Ці нормативні посилання наведені у відповідних місцях тексту та внесені до списку публікацій. Для датованих посилань наступні поправки або зміни в будь-яких із цих публікацій приймаються цим Європейським стандартом тільки тоді, коли ці поправки або зміни

1 INTRODUCTION

1.1 Scope

(1) EN 1993-1-5 gives design requirements of stiffened and unstiffened plates which are subject to inplane forces.

(2) Effects due to shear lag, in-plane load introduction and plate buckling for I-section girders and box girders are covered. Also covered are plated structural components subject to in-plane loads as in tanks and silos. The effects of out-of-plane loading are outside the scope of this document.

NOTE 1: The rules in this part complement the rules for class 1, 2, 3 and 4 sections, see EN 1993-1-1.

NOTE 2: For the design of slender plates which are subject to repeated direct stress and/or shear and also fatigue due to out-of-plane bending of plate elements (breathing) see EN 1993-2 and EN 1993-6.

NOTE 3: For the effects of out-of-plane loading and for the combination of in-plane effects and out-of-plane loading effects see EN 1993-2 and EN 1993-1-7.

NOTE 4: Single plate elements may be considered as flat where the curvature radius r satisfies:

where a is the panel width
 t is the plate thickness

1.2 Normative references

(1) This European Standard incorporates, by dated or undated reference, provisions from other publications. These normative references are cited at the appropriate places in the text and the publications are listed hereafter. For dated references, subsequent amendments to or revisions of any of these publications apply to this European Standard only when incorporated in it by amendment or revision. For undated

zareestrovani. Dlya nedatovanih posilanyh zastosovuyetsya ostannya redaktsiya publikatsii.

EN 1993-1-1 Eurocode 3. Proektuvannya stallevih konstruksiy. Chastina 1-1. Zagalnyi pravila i pravila dlya budivelyh.

1.3 Терміни і визначення

U tsumu standartі vikoristovuyutsya nastupni termini ta poznachennya:

1.3.1 Пружне критичне напруження

Напруження в елементі конструкції, досягнувши якого елемент стає нестійким, відбувається випучення (втрата стійкості) елементу при пружній роботі усєї конструкції.

1.3.2 Мембранне напруження

Напруження в середині площини пластини.

1.3.3 Поперечний переріз бруто

Vsya plosha poperechnogo pererizu elementu konstruksiy bez vrahuvannya pererivchastih pozdovzhnih elementiv zhorstkosti, spoluchenihi listiv abo listiv dlya zakrittya stiku.

1.3.4 Ефективна площа поперечного перерізу і ефективна ширина

Plosha pererizu brutto abo shirina pererizu elementu, zmenshena na dilyanku abo dovzhynu plastini, vnaslidok vtрати їх stiykosti vid dii normalnogo abo dotichnogo napruzhennya abo vid їх spilnoyi dii i efektu zsuвного zapiznyuvannya; ponyattya: "efektivnyi" klasifikuuyut takim chinom:

"efektivnyi" – vrahovuye efekt vtрати stiykosti (vypuchennya) plastini vid normalnogo napruzhennya;

"efektivnyi" – vrahovuye efekt zsuвного zapiznyuvannya;

"efektivnyi" – vrahovuye efekt vtрати stiykosti (vypuchennya) plastini vid normalnogo napruzhennya i zsuвного zapiznyuvannya.

1.3.5 Конструкція з листового прокату

Konstruksiya, sho skladayetsya z ploshinnih listiv (smugova abo listova stal);

references the latest edition of the publication referred to applies.

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

1.3 Terms and definitions

For the purpose of this standard, the following terms and definitions apply:

1.3.1 Elastic critical stress

Stress in a component at which the component becomes unstable when using small deflection elastic theory of a perfect structure

1.3.2 Membrane stress

Stress at mid-plane of the plate

1.3.3 Gross cross-section

The total cross-sectional area of a member but excluding discontinuous longitudinal stiffeners

1.3.4 Effective cross-section and effective width

The gross cross-section or width reduced for the effects of plate buckling or shear lag or both; to distinguish between their effects the word "effective" is clarified as follows:

"effective" denotes effects of plate buckling

"effective" denotes effects of shear lag

"effective" denotes effects of plate buckling and shear lag

1.3.5 Plated structure

A structure built up from nominally flat plates which are connected together; the plates may be

площинні металеві листи можуть мати або не мати елементів жорсткості.

1.3.6 Елемент жорсткості

Пластини або профільні стержні, які приєднуються до металевого листа для запобігання втрати стійкості або для підсилення листа при прикладанні місцевого навантаження; елементи жорсткості визначаються як:

- поздовжні елементи жорсткості, якщо вони проходять паралельно осі елемента конструкції;
- поперечні елементи жорсткості, якщо вони проходять перпендикулярно осі елемента конструкції.

1.3.7 Жорстка пластина (лист)

Пластина (металевий лист) з поперечними або поздовжніми елементами жорсткості або з тими і іншими.

1.3.8 Секція

Гнучка пластина (металевий лист), захищена поясами і/або елементами жорсткості.

1.3.9 Біметалева балка

Балка з листового прокату різних марок сталі для поясів і стінок; для вказаних правил приймається вища марка сталі для поясів, ніж для стінки.

1.3.10 Правило знаків

Зусилля стискання і, відповідно, напруження стискання, якщо не наведені інші, приймаються з позитивним знаком.

1.4 Позначення

(1) У доповнення до позначень, приведених у EN 1990 і EN 1993-1-1, застосовують наступні:

A_{st} – сумарна площа усіх поздовжніх елементів жорсткості підсиленої пластини (листа);

A_{st} – площа поперечного перерізу бруто поперечного елемента жорсткості;

A_{eff} – ефективна площа поперечного перерізу;

$A_{c,eff}$ – ефективна площа поперечного перерізу (при втраті стійкості пластини від

stiffened or unstiffened

1.3.6 Stiffener

A plate or section attached to a plate to resist buckling or to strengthen the plate; a stiffener is denoted:

- longitudinal if its direction is parallel to the member;
- transverse if its direction is perpendicular to the member.

1.3.7 Stiffened plate

Plate with transverse or longitudinal stiffeners or both

1.3.8 Subpanel

Unstiffened plate portion surrounded by flanges and/or stiffeners

1.3.9 Hybrid girder

Girder with flanges and web made of different steel grades; this standard assumes higher steel grade in flanges compared to webs

1.3.10 Sign convention

Unless otherwise stated compression is taken as positive

1.4 Symbols

(1) In addition to those given in EN 1990 and EN 1993-1-1, the following symbols are used:

A_{st} total area of all the longitudinal stiffeners of a stiffened plate;

A_{st} gross cross sectional area of one transverse stiffener;

A_{eff} effective cross sectional area;

$A_{c,eff}$ effective^p cross sectional area;

дії нормального напруження);

$A_{c,eff,loc}$ – ефективна^p площа поперечного перерізу при втраті місцевої стійкості пластини від дії нормального і місцевого напружень;

a – довжина пластини між елементами жорсткості або без них;

b – ширина пластини між елементами жорсткості або без них;

b_w – вільна ширина між зварними швами;

b_{eff} – ефективна^s ширина при ефекті зсувного запізнювання в пружній стадії роботи;

F_{Ed} – розрахункове значення поперечного зусилля;

h_w – висота стінки між поясами;

L_{eff} – ефективна довжина при дії поперечних зусиль, див. розділ 6;

$M_{f,Rd}$ – розрахункове значення несучої здатності поперечного перерізу при згині з урахуванням розвитку пластичних деформацій, якщо при розрахунку враховуються тільки пояси балки;

$M_{pl,Rd}$ – розрахункове значення несучої здатності поперечного перерізу при згині з врахуванням розвитку пластичних деформацій (незалежно від класифікації перерізу);

M_{Ed} – розрахункове значення згинального моменту;

N_{Ed} – розрахункове значення осьової сили;

F_{Ed} – розрахункове значення локального зусилля;

t – товщина листа;

V_{Ed} – розрахункове значення поперечної сили при згині із закручуванням;

W_{eff} – пружний момент опору ефективного перерізу;

β – коефіцієнт, що враховує ефективну^s ширину при пружному зсувному запізнюванні;

(2) Інші позначення визначені в тексті.

$A_{c,eff,loc}$ effective^p cross sectional area for local buckling;

a length of a stiffened or unstiffened plate;

b width of a stiffened or unstiffened plate;

b_w clear width between welds;

b_{eff} effective^s width for elastic shear lag;

F_{Ed} design transverse force;

h_w clear web depth between flanges;

L_{eff} effective length for resistance to transverse forces, see 6;

$M_{f,Rd}$ design plastic moment of resistance of a cross-section consisting of the flanges only;

$M_{pl,Rd}$ design plastic moment of resistance of the cross-section (irrespective of cross-section class);

M_{Ed} design bending moment;

N_{Ed} design axial force;

F_{Ed} design transverse force;

t thickness of the plate;

V_{Ed} design shear force including shear from torque;

W_{eff} effective elastic section modulus;

β effective^s width factor for elastic shear lag;

(2) Additional symbols are defined where they first occur.

2 ОСНОВИ ПРОЕКТУВАННЯ І МОДЕЛЮВАННЯ

2.1 Загальні положення

(1)P Вплив ефекту зсувного запізнювання і втрата стійкості пластини мають бути враховані при розрахунку несучої здатності або втомної міцності за граничними станами.

Примітка. Використані в цьому стандарті часткові коефіцієнти безпеки γ_{M0} та γ_{M1} вказані для різних сфер застосування в Національних додатках EN 1993-1 – EN 1993-6.

2.2 Методика визначення ефективної ширини при статичному розрахунку

(1)P Вплив ефекту зсувного запізнювання і втрати стійкості на жорсткість елементів і з'єднань повинен враховуватися при статичному розрахунку конструкції.

(2) Вплив ефекту зсувного запізнювання поясів при статичному розрахунку конструкції враховується з використанням в розрахунку ефективної^s ширини. Для спрощення ефективна^s ширина може бути прийнята постійною по всій довжині прогону.

(3) У нерозрізних балках для кожного прогону ефективна^s ширина поясів повинна прийматися меншою за ширину поясу, у тому числі і на ділянці $L/8$ довжини прогону від кожної опори, де L – прогін або подвійна довжина консолі.

(4) Вплив ефекту втрати стійкості пластини при статичному розрахунку в пружній стадії враховується з використанням в розрахунку ефективної^P площі поперечного перерізу, на яку діють стискаючі зусилля (див. 4.3).

(5) При статичному розрахунку конструкції вплив ефекту втрати стійкості пластин ігнорується, якщо ефективна^P площа поперечного перерізу стиснутого елемента перевищує значення ρ_{lim} , помножене на площу поперечного перерізу бруто цього елемента.

Примітка 1. Граничне значення ρ_{lim} може бути вказано в Національному додатку. Рекомендоване значення $\rho_{lim} = 0,5$.

2 BASIS OF DESIGN AND MODELLING

2.1 General

(1)P The effects of shear lag and plate buckling shall be taken into account at the ultimate, serviceability or fatigue limit states.

NOTE: Partial factors γ_{M0} and γ_{M1} used in this part are defined for different applications in the National Annexes of EN 1993-1 to EN 1993-6.

2.2 Effective width models for global analysis

(1)P The effects of shear lag and of plate buckling on the stiffness of members and joints shall be taken into account in the global analysis.

(2) The effects of shear lag of flanges in global analysis may be taken into account by the use of an effective^s width. For simplicity this effective^s width may be assumed to be uniform over the length of the span.

(3) For each span of a member the effective^s width of flanges should be taken as the lesser of the full width and $L/8$ per side of the web, where L is the span or twice the distance from the support to the end of a cantilever.

(4) The effects of plate buckling in elastic global analysis may be taken into account by effective^P cross sectional areas of the elements in compression, see 4.3.

(5) For global analysis the effect of plate buckling on the stiffness may be ignored when the effective^P cross-sectional area of an element in compression is larger than ρ_{lim} times the gross cross-sectional area of the same element.

NOTE 1: The parameter ρ_{lim} may be given in the National Annex. The value $\rho_{lim} = 0,5$ is recommended.

Примітка 2. Вказівки щодо визначення жорсткості для випадку, коли вимога (5) не дотримується, див. в додатку Е.

2.3 Втрата стійкості пластин елементів постійного поперечного перерізу

(1) Методи визначення ефективної^р ширини при дії нормального напруження, методи визначення несучої здатності при втраті стійкості від зсуву і при втраті стійкості внаслідок дії поперечних навантажень, а також при їх спільній дії в граничному стані можуть бути використані, якщо дотримуються наступні умови:

- панелі пластин прямокутні і пояси проходять паралельно;
- діаметр невідсилених отворів або вирізів не повинен перевищувати $0,05b$, де b – ширина панелі пластин.

Примітка. Правилами допускається також застосовувати не прямокутні панелі пластин, якщо для кута α_{limit} (див. рисунок 2.1) справедлива умова $\alpha_{\text{limit}} \leq 10^\circ$. Якщо $\alpha_{\text{limit}} > 10^\circ$, то в якості панелі пластини допускається приймати умовну прямокутну панель із більшим з двох розмірів b_1 і b_2 пластини.

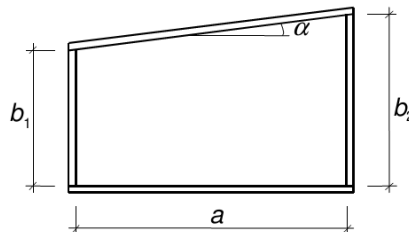


Рисунок 2.1 – Визначення кута α
Figure 2.1 – Definition of angle α

(2) При розрахунку несучої здатності і втомної міцності ефективна^с площа перерізу приймається у випадках, коли виконуються умови, наведені в 3.1. При розрахунку за граничними станами ефективна площа перерізу приймається згідно з 3.3, замінюючи β на β_{ult} .

2.4 Методика розрахунку по приведеному напруженню

(1) В якості альтернативи використанню методики визначення ефективної^р ширини при визначенні нормального напруження, згідно з вимогами розділів 4 – 7, поперечні

NOTE 2: For determining the stiffness when (5) is not fulfilled, see Annex E.

2.3 Plate buckling effects on uniform members

(1) Effective^р width models for direct stresses, resistance models for shear buckling and buckling due to transverse loads as well as interactions between these models for determining the resistance of uniform members at the ultimate limit state may be used when the following conditions apply:

- panels are rectangular and flanges are parallel;
- the diameter of any unstiffened open hole or cut out does not exceed $0,05b$, where b is the width of the panel.

NOTE: The rules may apply to non rectangular panels provided the angle α_{limit} (see Figure 2.1) is not greater than 10 degrees. If α_{limit} exceeds $\alpha_{\text{limit}} > 10^\circ$, panels may be assessed assuming it to be a rectangular panel based on the larger of b_1 and b_2 of the panel.

(2) For the calculation of stresses at the serviceability and fatigue limit state the effective^с area may be used if the condition in 3.1 is fulfilled. For ultimate limit states the effective area according to 3.3 should be used with β replaced by β_{ult} .

2.4 Reduced stress method

(1) As an alternative to the use of the effective^р width models for direct stresses given in sections 4 to 7, the cross sections may be assumed to be class 3 sections provided that

перерізи можуть бути прийняті як для перерізів класу 3, якщо нормальне напруження для кожної панелі не перевищує граничних значень, визначених відповідно до розділу 10.

Примітка. Методика розрахунку за приведеним напруженням для окремих пластинчастих елементів відповідає методу розрахунку з ефективною^p шириною (див. 2.3). Проте при перевірках напруження не враховується зменшення навантаження між пластинчастими елементами в поперечному перерізі.

2.5 Елементи конструкцій зі змінним перерізом

(1) В елементах конструкцій зі змінним перерізом (елементи з вутами, панелі з непаралельними поясами) або елементах конструкції з регулярними або нерегулярними великими отворами допускається застосовувати метод скінченних елементів.

Примітка 1. В додатку В наведені вказівки для елементів конструкцій зі змінним перерізом.

Примітка 2. В додатку С наведені вказівки до розрахунку за методом скінченних елементів (МСЕ).

2.6 Елементи конструкцій з гофрованими стінками

(1) При розрахунку елементів конструкцій з гофрованими стінками, як правило, згинальна жорсткість залежить тільки від поясів, стінки сприймають лише зусилля зсуву і поперечні навантаження.

Примітка. В додатку D наведені правила визначення розрахункових параметрів за втратою стійкості стиснутих поясів і за несучою здатністю стінки при зсуві.

3 ВРАХУВАННЯ ЕФЕКТУ ЗСУВНОГО ЗАПІЗНЮВАННЯ ПРИ РОЗРАХУНКУ ЕЛЕМЕНТІВ

3.1 Загальні положення

(1) В поясах допускається не враховувати ефект зсувного запізнювання, якщо виконана умова $\beta_0 < L_e / 50$. Для частин поясів з односторонньою опорою ширина поясу b_0 відповідає наявній ширині поясу, для частин поясу з двосторонньою

the stresses in each panel do not exceed the limits specified in section 10.

NOTE: The reduced stress method is analogous to the effective^p width method (see 2.3) for single plated elements. However, in verifying the stress limitations no load shedding has been assumed between the plated elements of the cross section.

2.5 Non uniform members

(1) Non uniform members (e.g. haunched members, non rectangular panels) or members with regular or irregular large openings may be analysed using Finite Element (FE) methods.

NOTE 1: See Annex B for non uniform members.

NOTE 2: For FE-calculations see Annex C.

2.6 Members with corrugated webs

(1) For members with corrugated webs, the bending stiffness should be based on the flanges only and webs should be considered to transfer shear and transverse loads.

NOTE: For plate buckling resistance of flanges in compression and the shear resistance of webs see Annex D.

3 SHEAR LAG IN MEMBER DESIGN

3.1 General

(1) Shear lag in flanges may be neglected if $\beta_0 < L_e / 50$ where b_0 is taken as the flange outstand or half the width of an internal element and L_e is the length between points of zero bending moment, see 3.2.1(2).

опорою b_0 дорівнює половині ширини поясу. Довжина L_e дорівнює відстані між нульовими точками діючих моментів, див. 3.2.1(2).

(2) Якщо вказана в (1) умова для b_0 не виконується, то при оцінці несучої здатності і втомної міцності матеріалу, необхідно враховувати вплив зсувного запізнювання поясів, для цього визначають ефективну^s ширину згідно з 3.2.1 і використовують розподіл напруження згідно з 3.2.2. При оцінці несучої здатності в граничному стані допускається застосовувати ефективну площу згідно з 3.3.

(3) Напруження в стінці внаслідок локального прикладання навантаження в рівні поясу визначають згідно з 3.2.3.

3.2 Визначення ефективної^s ширини при зсувному запізнюванні в пружній стадії

3.2.1 Ефективна ширина

(1) Ефективну^s ширину b_{eff} при врахуванні зсувного запізнювання в пружній стадії, як правило, визначають за формулою:

$$b_{eff} = \beta \cdot b_0 \quad (3.1)$$

де ефективний^s коефіцієнт β вказаний в таблиці 3.1. Ця ефективна ширина може застосовуватися при оцінці експлуатаційної придатності і втомної міцності в граничному стані.

(2) Якщо суміжні прогони відрізняються не більше ніж на 50 % або довжина консолей складає не більше 50 % примикаючого прогону, то ефективну довжину L_e допускається визначати згідно рис. 3.1. В інших випадках L_e оцінюють як відстань між двома нульовими точками діючих моментів.

(2) Where the above limit for b_0 is exceeded the effects due to shear lag in flanges should be considered at serviceability and fatigue limit state verifications by the use of an effective^s width according to 3.2.1 and a stress distribution according to 3.2.2. For the ultimate limit state verification an effective area according to 3.3 may be used.

(3) Stresses due to patch loading in the web applied at the flange level should be determined from 3.2.3.

3.2 Effective^s width for elastic shear lag

3.2.1 Effective width

(1) The effective^s width b_{eff} for shear lag under elastic conditions should be determined from:

where the effective^s factor β is given in Table 3.1. This effective width may be relevant for serviceability and fatigue limit states.

(2) Provided adjacent spans do not differ more than 50 % and any cantilever span is not larger than half the adjacent span the effective lengths L_e may be determined from Figure 3.1. For all other cases L_e should be taken as the distance between adjacent points of zero bending moment.

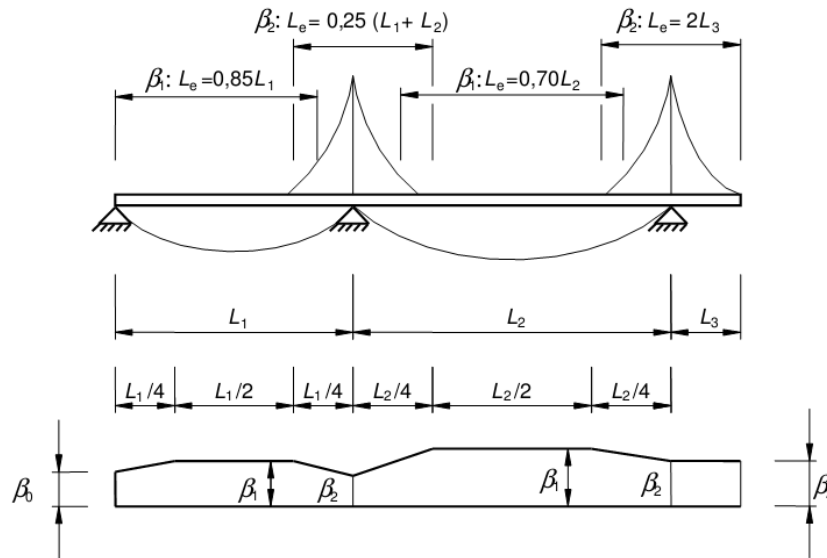
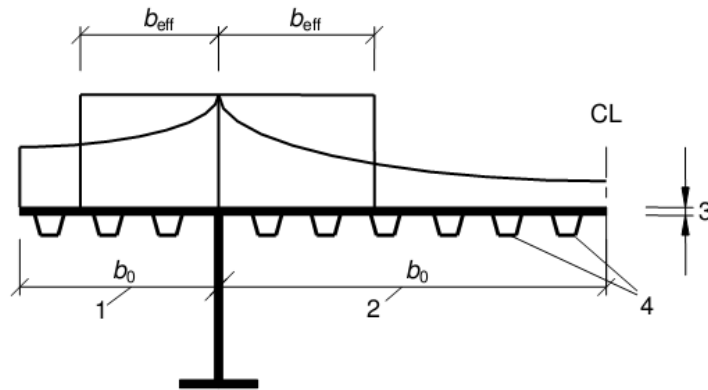


Рисунок 3.1 – Ефективна довжина L_e для нерозрізних балок і розподіл ефективної^s ширини
Figure 3.1 – Effective length L_e for continuous beam and distribution of effective^s width



- | | |
|---|---|
| 1 – нависання при обпиранні на одну сторону; | 1 for flange outstand |
| 2 – нависання при обпиранні на дві сторони; | 2 for internal flange |
| 3 – товщина листа t ; | 3 plate thickness t |
| 4 – поздовжні елементи жорсткості з $A_{sl} = \sum A_{sli}$ | 4 stiffeners with $A_{sl} = \sum A_{sli}$ |

Рисунок 3.2 – Визначення ефективної ширини
Figure 3.2 – Notations for shear lag

Таблиця 3.1 – Понижуючий коефіцієнт β для ефективної^s ширини

Table 3.1 – Effective^s width factor β

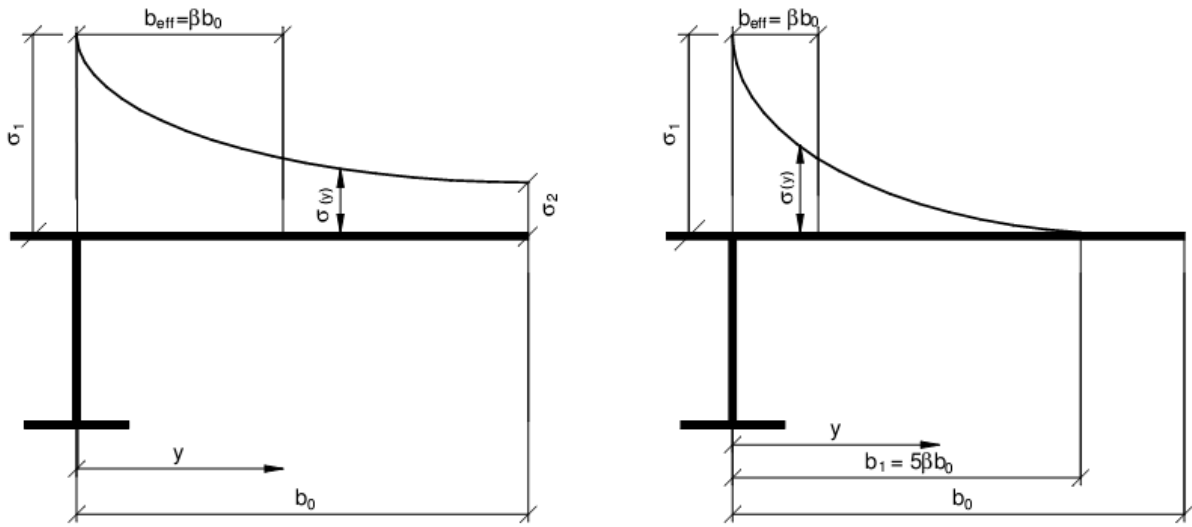
k	Місце розташування Verification	Значення β β -value
$k \leq 0,02$		$\beta = 1,0$
$0,02 < k \leq 0,70$	У прогоні балки Sagging bending	$\beta = \beta_1 = \frac{1}{1 + 6,4 \cdot k^2}$
	Біля опори балки Hogging bending	$\beta = \beta_2 = \frac{1}{1 + 6,0 \cdot \left(k - \frac{1}{2500 \cdot k} \right) + 1,6 \cdot k^2}$
$> 0,70$	У прогоні балки Sagging bending	$\beta = \beta_1 = \frac{1}{5,9 \cdot k}$
	Біля опори балки Hogging bending	$\beta = \beta_2 = \frac{1}{8,6 \cdot k}$
Усі k (all k)	Кінцева опора балки End support	$\beta_0 = (0,55 + 0,025/k) \cdot \beta_1, \beta_0 < \beta_1$
Усі k (all k)	Консоль балки Cantilever	$\beta = \beta_2$ – на опорі і на кінці консолі (at support and at the end)
$k = \alpha_0 \cdot \beta_0 / L_e \text{ при (with) } \alpha_0 = \sqrt{1 + \frac{A_{sl}}{b_0 \cdot t}}$		
<p>де A_{sl} – площа перерізу усіх поздовжніх елементів жорсткості в межах ширини b_0. Інші позначення вказані на рисунках 3.1 і 3.2. in which A_{sl} is the area of all longitudinal stiffeners within the width b_0 and other symbols are as defined in Figure 3.1 and Figure 3.2.</p>		

3.2.2 Розподіл напруження з урахуванням ефекту зсувного запізнювання

(1) Для врахування ефекту зсувного запізнювання, як правило, застосовують розподіл нормального напруження в поясі згідно з рисунком 3.3.

3.2.2 Stress distribution due to shear lag

(1) The distribution of longitudinal stresses across the flange plate due to shear lag should be obtained from Figure 3.3.



$\beta > 0,20$:

$$\sigma_2 = 1,25 \cdot (\beta - 0,20) \cdot \sigma_1$$

$$\sigma(y) = \sigma_2 + (\sigma_1 - \sigma_2) \cdot (1 - y/b_0)^4$$

σ_1 визначають із застосуванням ефективною ширини b_{eff} верхнього поясу

σ_1 is calculated with the effective width of the flange b_{eff}

$\beta \leq 0,20$

$$\sigma_2 = 0$$

$$\sigma(y) = \sigma_1 \cdot (1 - y/b_1)^4$$

Рисунок 3.3 – Розподіл напруження з урахуванням ефекту зсувного запізнювання
Figure 3.3 – Distribution of stresses due to shear lag

3.2.3 Прикладання навантаження в площині листа

(1) Пружний розподіл напруження в стінці балки з ребрами жорсткості або без них внаслідок місцевого прикладання навантаження в площині листа, як правило, визначають за формулою (рис. 3.4):

3.2.3 In-plane load effects

(1) The elastic stress distribution in a stiffened or unstiffened plate due to the local introduction of inplane forces (patch loads), see Figure 3.4, should be determined from:

$$\sigma_{z,Ed} = \frac{F_{Ed}}{b_{eff} \cdot (t_w + a_{st,l})}, \quad (3.2)$$

де (with): $b_{eff} = s_e \sqrt{1 + \left(\frac{z}{s_e n}\right)^2}$,

де $n = 0,636 \cdot \sqrt{1 + \frac{0,878 \cdot a_{st,l}}{t_w}}$;

$s_e = s_s + 2 \cdot t_f$;

де:

$a_{st,l}$ – площа перерізу бруто елементів жорсткості, розподілених на одиницю довжини s_e . Ця величина може бути прийнята у вигляді відношення площі елементів жорсткості до відстані між їх центрами тяжіння s_{st} ;

where:

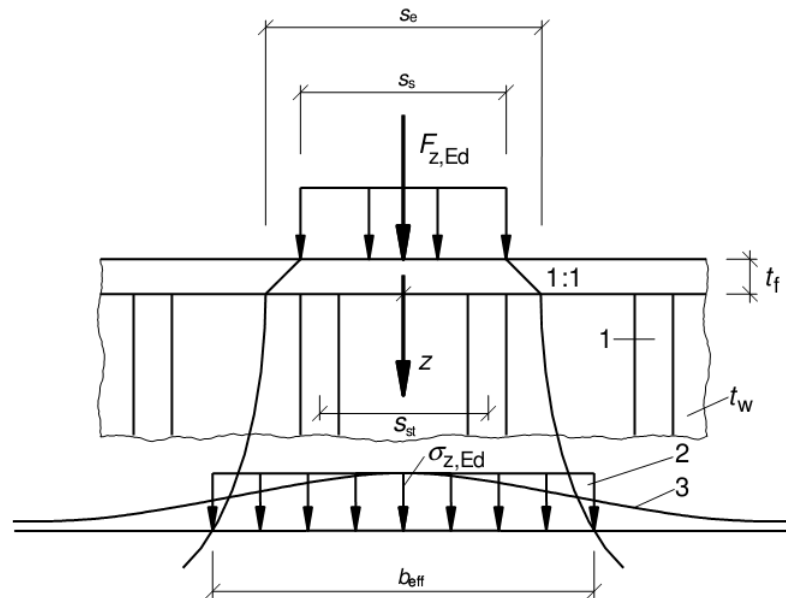
$a_{st,l}$ is the gross cross-sectional area of the stiffeners smeared over the length s_e . This may be taken, conservatively, as the area of the stiffeners divided by the spacing s_{st} ;

t_w – товщина стінки;
 z – відстань від поясу до даної точки стінки.

t_w is the web thickness;
 z is the distance to flange.

Примітка. Формула (3.2) дійсна для $s_{st}/s_e \leq 0,5$, інакше вплив елементів жорсткості не враховують.

NOTE: The equation (3.2) is valid when $s_{st}/s_e \leq 0,5$; otherwise the contribution of stiffeners should be neglected.



1 – елемент жорсткості;
 2 – спрощений розподіл напруження;
 3 – фактичний розподіл напруження

1 stiffener
 2 simplified stress distribution
 3 actual stress distribution

Рисунок 3.4 – Схема прикладання навантаження в площині листа
Figure 3.4 – In-plane load introduction

Примітка. Вказаний вище розподіл напруження також можна використовувати для розрахунків на втому з урахуванням втомних властивостей матеріалу.

NOTE: The above stress distribution may also be used for the fatigue verification.

3.3 Врахування ефекту зсувного запізнювання при розрахунку за граничними станами

3.3 Shear lag at the ultimate limit state

(1) При розрахунку за граничними станами ефект зсувного запізнювання може бути визначений наступним чином:

(1) At the ultimate limit state shear lag effects may be determined as follows:

- вплив ефекту зсувного запізнювання в пружній стадії роботи при визначенні несучої здатності і втомної міцності;
- при одночасній дії зсувного запізнювання і випучення пластин;
- при пружно-пластичній роботі матеріалу дія ефекту зсувного запізнювання допускається при врахуванні обмеження пластичних деформацій.

- elastic shear lag effects as determined for serviceability and fatigue limit states,
- combined effects of shear lag and of plate buckling,
- elastic-plastic shear lag effects allowing for limited plastic strains.

Примітка 1. Використаний метод може бути наведений в Національному додатку. Якщо в EN 1993-2 – EN 1993-6 не наведені інші методи, то рекомендується застосовувати метод, вказаний в примітці 3.

Примітка 2. Одночасну дію втрати стійкості пластини і зсувного запізнювання допускається розраховувати з врахуванням ефективної площі перерізу A_{eff} за формулою

$$A_{eff} = A_{c,eff} \cdot \beta_{ult} \quad (3.3)$$

де:

A_{eff} – ефективна^p площа поперечного перерізу стиснутого поясу при втраті стійкості пластини від дії нормального напруження (див. 4.4 і 4.5);

β_{ult} – понижуючий коефіцієнт ефективної^s ширини для врахування зсувного запізнювання в граничному стані при визначенні несучої здатності, β_{ult} допускається приймати рівним β згідно таблиці 3.1 із заміною α_0 на α_0^* за формулою:

$$\alpha_0^* = \sqrt{\frac{A_{c,eff}}{b_0 \cdot t_f}} \quad (3.4)$$

t_f – товщина поясу.

Примітка 3. При пружно-пластичній роботі матеріалу дія ефекту зсувного запізнювання з врахуванням обмеження пластичних деформацій допускається враховувати за допомогою ефективної площі перерізу A_{eff} за формулою:

$$A_{eff} = A_{c,eff} \cdot \beta^k \geq A_{c,eff} \cdot \beta \quad (3.5)$$

де β та k приймаються згідно таблиці 3.1.

Формули в примітках 2 і 3 допускається застосовувати також для поясів, що працюють на розтяг, в цьому випадку $A_{c,eff}$, як правило, замінюють на площу перерізу бруто розтягнутого поясу.

NOTE 1: The National Annex may choose the method to be applied. Unless specified otherwise in EN 1993-2 to EN 1993-6, the method in NOTE 3 is recommended.

NOTE 2: The combined effects of plate buckling and shear lag may be taken into account by using A_{eff} as given by

where:

A_{eff} is the effective^p area of the compression flange due to plate buckling (see 4.4 and 4.5);

β_{ult} is the effective^s width factor for the effect of shear lag at the ultimate limit state, which may be taken as β determined from Table 3.1 with α_0 replaced by

t_f is the flange thickness.

NOTE 3: Elastic-plastic shear lag effects allowing for limited plastic strains may be taken into account using A_{eff} as follows:

where β and k are taken from Table 3.1.

The expressions in NOTE 2 and NOTE 3 may also be applied for flanges in tension in which case $A_{c,eff}$ should be replaced by the gross area of the tension flange.

4 ВТРАТА СТІЙКОСТІ ПЛАСТИНИ ПІД ДІЄЮ НОРМАЛЬНОГО НАПРУЖЕННЯ ПРИ РОЗРАХУНКУ ЗА ГРАНИЧНИМИ СТАНАМИ

4.1 Загальні положення

(1) У цьому розділі наводяться правила врахування втрати стійкості пластин під дією стискаючого нормального напруження при розрахунку за граничними станами, якщо виконуються наступні умови:

- a) секції стінки (пластини) прямокутні, а пояси паралельні або приблизно паралельні (див. 2.3);
- b) елементи жорсткості, якщо такі є, проходять в поздовжньому і поперечному напрямі або в обох напрямках;
- c) отвори або вирізи невеликі (див. 2.3);
- d) елементи конструкції мають постійний поперечний переріз;
- e) вплив поясу на втрату стійкості стінки виключений.

Примітка 1. Вплив стиснутого поясу на втрату стійкості стінки наведено в розділі 8.

Примітка 2. Вимоги для елементів жорсткості і пластин при втраті стійкості вказані в розділі 9.

4.2 Міцність і стійкість при дії нормального напруження

(1) Перевірка міцності і стійкості обрамлених пластин при дії стискаючого нормального напруження поперечних перерізів класу 4 виконується з використанням характеристик ефективної площі поперечного перерізу ($A_{eff}, I_{eff}, W_{eff}$) для балок і колон, у тому числі і при крутильній формі втрати стійкості згідно EN 1993-1-1.

(2) Ефективні^p площі поперечного перерізу допускається визначати на основі розподілу деформацій за лінійним законом при досягненні пружних деформацій в середині площини стиснутої пластини.

4 PLATE BUCKLING EFFECTS DUE TO DIRECT STRESSES AT THE ULTIMATE LIMIT STATE

4.1 General

(1) This section gives rules to account for plate buckling effects from direct stresses at the ultimate limit state when the following criteria are met:

- a) The panels are rectangular and flanges are parallel or nearly parallel (see 2.3);
- b) Stiffeners, if any, are provided in the longitudinal or transverse direction or both;
- c) Open holes and cut outs are small (see 2.3);
- d) Members are of uniform cross section;
- e) No flange induced web buckling occurs.

NOTE 1: For compression flange buckling in the plane of the web see section 8.

NOTE 2: For stiffeners and detailing of plated members subject to plate buckling see section 9.

4.2 Resistance to direct stresses

(1) The resistance of plated members may be determined using the effective areas of plate elements in compression for class 4 sections using cross sectional data ($A_{eff}, I_{eff}, W_{eff}$) for cross sectional verifications and member verifications for column buckling and lateral torsional buckling according to EN 1993-1-1.

(2) Effective^p areas should be determined on the basis of the linear strain distributions with the attainment of yield strain in the mid plane of the compression plate.

4.3 Ефективний поперечний переріз

(1) При визначенні нормального напруження, як правило, необхідно враховувати ефект зсувного запізнювання і втрати стійкості (випучення) пластин, використовуючи ефективні площі перерізів, наведені в 3.3.

(2) Характеристики ефективного поперечного перерізу конструкції, як правило, визначаються за ефективними площами стиснутих елементів і ефективних^s площ розтягнутих елементів внаслідок ефекту зсувного запізнювання.

(3) Ефективна площа перерізу A_{eff} повинна бути визначена за умови, що поперечний переріз піддається тільки осьовому стисканню силою N_{Ed} . Для несиметричних перерізів має місце ексцентриситет e_N , який виникає в результаті зміщення центру тяжіння ефективної площі перерізу A_{eff} відносно центру тяжіння поперечного перерізу бруто (див. рис. 4.1), внаслідок чого виникає додатковий згинальний момент, який, як правило, необхідно враховувати при перевірці поперечного перерізу згідно з 4.6.

(4) Моменти опору ефективного перерізу W_{eff} повинні бути визначені виходячи з того, що поперечний переріз піддається тільки напруженню від згинального моменту M_{Ed} (див. рис. 4.2). При дії згинальних моментів в двох головних площинах, як правило, визначають моменти опору ефективного перерізу відносно двох головних осей.

Примітка. В якості альтернативи 4.3(3) і 4.3(4) допускається визначати ефективні значення характеристик поперечного перерізу із застосуванням результуючого розподілу поздовжнього напруження від одночасної дії N_{Ed} та M_{Ed} . Додатковий момент від e_N , як правило, необхідно враховувати згідно з 4.3(3). Це вимагає повторних розрахунків.

(5) Напруження в поясах визначається з використанням пружного моменту опору відносно середньої площини поясу.

4.3 Effective cross section

(1) In calculating longitudinal stresses, account should be taken of the combined effect of shear lag and plate buckling using the effective areas given in 3.3.

(2) The effective cross sectional properties of members should be based on the effective areas of the compression elements and on the effective^s area of the tension elements due to shear lag.

(3) The effective area A_{eff} should be determined assuming that the cross section is subject only to stresses due to uniform axial compression. For non-symmetrical cross sections the possible shift e_N of the centroid of the effective area A_{eff} relative to the centre of gravity of the gross cross-section, see Figure 4.1, gives an additional moment which should be taken into account in the cross section verification using 4.6.

(4) The effective section modulus W_{eff} should be determined assuming the cross section is subject only to bending stresses, see Figure 4.2. For biaxial bending effective section moduli should be determined about both main axes.

NOTE: As an alternative to 4.3(3) and (4) a single effective section may be determined from N_{Ed} and M_{Ed} acting simultaneously. The effects of e_N should be taken into account as in 4.3(3). This requires an iterative procedure.

(5) The stress in a flange should be calculated using the elastic section modulus with reference to the midplane of the flange.

(6) Біметалеві балки повинні мати пояси з межею текучості матеріалу стінки від f_{yf} до $\varphi_h \times f_{yw}$ за умови:

а) збільшення напруження в поясі призводить до появи текучості матеріалу стінки, яка враховується за допомогою обмеження напруження в стінці до f_{yw} ;

б) ефективна площа стінки визначається із врахуванням f_{yf} (замість f_{yw}).

Примітка. Значення φ_h допускається встановлювати в Національному додатку. Рекомендоване значення $\varphi_h = 2,0$.

(7) Збільшення деформацій і напружень для біметалевих балок при перевірках втомної міцності за несучою здатністю допускається не враховувати при дотриманні умов за 4.3(6) з урахуванням примітки.

(8) У біметалевих балках, які відповідають умовам 4.3(6), напруження при перевірці стійкості згідно EN 1993-1-9 допускається приймати рівним $1,5f_{yf}$.

(6) Hybrid girders may have flange material with yield strength f_{yf} up to $\varphi_h \times f_{yw}$ provided that:

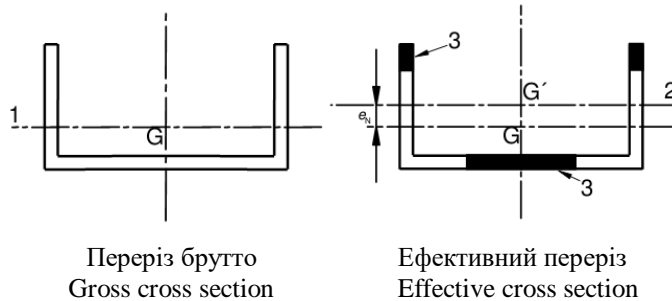
a) the increase of flange stresses caused by yielding of the web is taken into account by limiting the stresses in the web to f_{yw} ;

b) f_{yf} (rather than f_{yw}) is used in determining the effective area of the web.

NOTE: The National Annex may specify the value φ_h . A value of $\varphi_h = 2,0$ is recommended.

(7) The increase of deformations and of stresses at serviceability and fatigue limit states may be ignored for hybrid girders complying with 4.3(6) including the NOTE.

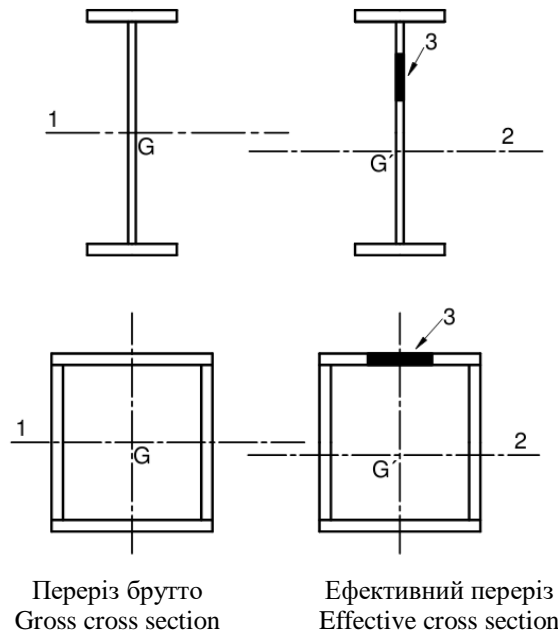
(8) For hybrid girders complying with 4.3(6) the stress range limit in EN 1993-1-9 may be taken as $1,5f_{yf}$.



G - центр тяжіння перерізу бруто;
G' - центр тяжіння ефективного перерізу;
1 - вісь центру тяжіння перерізу бруто;
2 - вісь центру тяжіння ефективного перерізу;
3 - неефективні ділянки перерізу (ділянки перерізу, для яких місцева стійкість не забезпечена)

G centroid of the gross cross section
G' centroid of the effective cross section
1 centroidal axis of the gross cross section
2 centroidal axis of the effective cross section
3 non effective zone

Рисунок 4.1 – Перерізи класу 4 – дія осьових сил
Figure 4.1 – Class 4 cross-sections – axial force



G - центр тяжіння перерізу бруutto;
G' - центр тяжіння ефективного перерізу;
1 - вісь центру тяжіння перерізу бруutto;
2 - вісь центру тяжіння ефективного перерізу;
3 - неефективні ділянки перерізу (ділянки перерізу, для яких місцева стійкість не забезпечена)

G centroid of the gross cross section
G' centroid of the effective cross section
1 centroidal axis of the gross cross section
2 centroidal axis of the effective cross section
3 non effective zone

Рисунок 4.2 – Перерізи класу 4 – дія згинальних моментів

Figure 4.2 – Class 4 cross-sections – bending moment

4.4 Пластиначасті елементи без поздовжніх елементів жорсткості

4.4 Plate elements without longitudinal stiffeners

(1) Ефективні^p площі пластин стиснутих елементів з двостороннім закріпленням по краях повинні визначатися з використанням таблиці 4.1, а для пластин з одностороннім закріпленням (звиси листа) – таблиці 4.2. Ефективна^p площа стиснутої зони листа з поперечною площею перерізу бруutto A_c , як правило, визначається за формулою:

(1) The effective^p areas of flat compression elements should be obtained using Table 4.1 for internal elements and Table 4.2 for outstand elements. The effective^p area of the compression zone of a plate with the gross cross-sectional area A_c should be obtained from:

$$A_{c,eff} = \rho \cdot A_c \tag{4.1}$$

де ρ – понижуючий коефіцієнт при втраті стійкості пластини.

where ρ is the reduction factor for plate buckling.

(2) При цьому ρ допускається приймати за формулами:

(2) The reduction factor ρ may be taken as follows:

– для стиснутої пластини з двостороннім закріпленням:

– internal compression elements:

$$\rho = 1,0 \quad \text{для (for) } \bar{\lambda}_p \leq 0,673$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055 \cdot (3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1,0 \quad \text{для (for) } \bar{\lambda}_p > 0,673, \text{ де (where) } (3 + \psi) \geq 0; \tag{4.2}$$

– для стиснутої пластини з одностороннім закріпленням (звис листа):

$$\rho = 1,0 \quad \text{для (for) } \bar{\lambda}_p \leq 0,748$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,188}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1,0 \quad \text{для (for) } \bar{\lambda}_p > 0,748$$

(4.3)

де (where): $\lambda_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{\bar{b}/t}{28,4\varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}}$,

ψ – відношення напруження, яке визначається згідно з 4.4(3) і 4.4(4);

\bar{b} – розрахункова ширина пластини приймається наступною (позначення див. в таблиці 5.2 EN 1993-1-1):

b_w – для стінки;

b – для елементів поясів з двостороннім закріпленням (окрім прямокутних порожнистих профілів);

$b - 3t$ – для поясів прямокутних порожнистих профілів;

c – для звисів поясів з одностороннім закріпленням;

h – для рівнополичних кутиків;

h – для нерівнополичних кутиків;

k_σ – коефіцієнт, що враховує втрату стійкості залежно від відношення напруження ψ по краях пластини і умов їх закріплення. Для довгих пластин значення коефіцієнта k_σ вказані в таблиці 4.1 або таблиці 4.2;

t – товщина листа;

σ_{cr} – пружне критичне напруження втрати стійкості (див. формулу (A.1) в A.1(2) і таблиці 4.1, 4.2);

– outstand compression elements:

ψ is the stress ratio determined in accordance with 4.4(3) and 4.4(4)

\bar{b} is the appropriate width to be taken as follows (for definitions, see Table 5.2 of EN 1993-1-1)

b_w for webs;

b for internal flange elements (except RHS);

$b - 3t$ for flanges of RHS;

c for outstand flanges;

h for equal-leg angles;

h for unequal-leg angles;

k_σ is the buckling factor corresponding to the stress ratio ψ and boundary conditions. For long plates k_σ is given in Table 4.1 or Table 4.2 as appropriate;

t is the thickness;

σ_{cr} is the elastic critical plate buckling stress see equation (A.1) in Annex A.1(2) and Table 4.1 and Table 4.2;

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y [H / \text{мм}^2]}}$$

(3) Для поясів двотаврових перерізів і коробчастих балок коефіцієнт відношення напруження ψ , прийнятий в таблицях 4.1 та 4.2, є основою для визначення характеристик поперечного перерізу брунто, які обов'язково повинні прийматися в розрахунку поясів при врахуванні ефекту зсувного запізнювання, якщо це доцільно. Для стінки визначають відношення напруження ψ згідно таблиці 4.1 з урахуванням розподілу напруження, який

(3) For flange elements of I-sections and box girders the stress ratio ψ used in Table 4.1 and Table 4.2 should be based on the properties of the gross cross-sectional area, due allowance being made for shear lag in the flanges if relevant. For web elements the stress ratio ψ used in Table 4.1 should be obtained using a stress distribution based on the effective area of the compression flange and the gross area of the web.

визначається за ефективною шириною стиснутого поясу і перерізу бруто стінки.

Примітка. Якщо на різних стадіях будівництва розподіл напружень міняється (наприклад, в комбінованих мостах), спочатку допускається розраховувати напруження для перерізу, який складається з ефективних площ поясів і перерізів бруто стінки. З отриманим при цьому розподілом напруження визначають ефективну площу перерізу стінки, яка потім застосовується на всіх стадіях остаточного розрахунку.

(4) З обмеженням, вказаним в 4.4(5), умовну гнучкість пластини $\bar{\lambda}_p$ допускається замінити на:

$$\bar{\lambda}_{p,red} = \bar{\lambda}_p \sqrt{\frac{\sigma_{com,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}}} \quad (4.4)$$

де $\sigma_{com,Ed}$ – найбільше розрахункове значення стискуючих напружень в елементі, визначене з врахуванням ефективного^p поперечного перерізу при всіх одночасно діючих навантаженнях.

Примітка 1. Цей метод вимагає ітеративного розрахунку, в якому відношення напруження ψ (див. таблиці 4.1 та 4.2) повторно визначається на кожному етапі розподілу напруження з ефективним^p перерізом попереднього ітеративного кроку.

Примітка 2. Альтернативний метод вказаний в додатку E.

(5) При проектуванні перевірку несучої здатності при втраті стійкості елементів конструкції класу 4 виконують, використовуючи EN 1993-1-1 6.3.1, 6.3.2 або 6.3.4, умовну гнучкість $\bar{\lambda}_p$ або $\bar{\lambda}_{p,red}$ з $\sigma_{com,Ed}$, де $\sigma_{com,Ed}$ визначається за розрахунком 2-го порядку з врахуванням наявної недосконалості.

(6) При відношенні сторін пластини $a/b < 1$ можлива втрата стійкості стержня, перевірка повинна бути виконана відповідно до 4.5.4 з використанням понижуючого коефіцієнта ρ_c .

Примітка. Це стосується у тому числі і пластинок між поперечними елементами жорсткості, де втрата стійкості пластини порівняна з втратою стійкості стержня і вимагає застосування понижуючого коефіцієнта ρ_c для χ_c (рисунок 4.3 а) і б)). Для пластин з поздовжніми елементами жорсткості втрата стійкості стержня може також мати місце для $a/b \geq 1$ (див. рисунок 4.3 с)).

NOTE: If the stress distribution results from different stages of construction (as e.g. in a composite bridge) the stresses from the various stages may first be calculated with a cross section consisting of effective flanges and gross web and these stresses are added together. This resulting stress distribution determines an effective web section that can be used for all stages to calculate the final stress distribution for stress analysis.

(4) Except as given in 4.4(5), the plate slenderness $\bar{\lambda}_p$ of an element may be replaced by:

where $\sigma_{com,Ed}$ is the maximum design compressive stress in the element determined using the effective^p area of the section caused by all simultaneous actions.

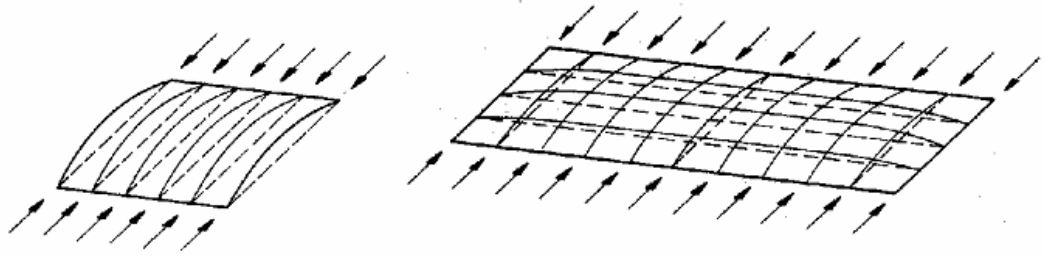
NOTE 1: The above procedure is conservative and requires an iterative calculation in which the stress ratio ψ (see Table 4.1 and Table 4.2) is determined at each step from the stresses calculated on the effective^p cross-section defined at the end of the previous step.

NOTE 2: See also alternative procedure in Annex E.

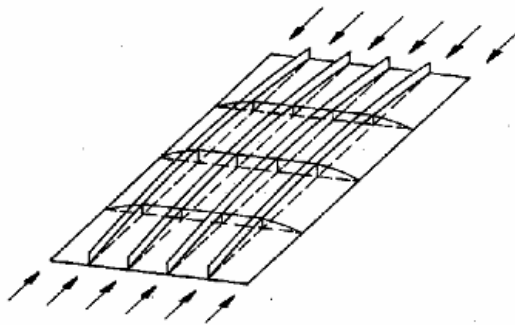
(5) For the verification of the design buckling resistance of a class 4 member using 6.3.1, 6.3.2 or 6.3.4 of EN 1993-1-1, either the plate slenderness $\bar{\lambda}_p$ or $\bar{\lambda}_{p,red}$ with $\sigma_{com,Ed}$ based on second order analysis with global imperfections should be used.

(6) For aspect ratios $a/b < 1$ a column type of buckling may occur and the check should be performed according to 4.5.4 using the reduction factor ρ_c .

NOTE: This applies e.g. for flat elements between transverse stiffeners where plate buckling could be column-like and require a reduction factor ρ_c close to χ_c as for column buckling, see Figure 4.3 a) and b). For plates with longitudinal stiffeners column type buckling may also occur for $a/b \geq 1$, see Figure 4.3 c).



- a) випучення пластини без закріплення по краях в поздовжньому напрямі
 b) випучення пластини без елементів жорсткості із закріпленням по краях в поздовжньому напрямі з малим відношенням сторін α
- a) column-like behaviour of plates without longitudinal supports
 b) column-like behaviour of an unstiffened plate with a small aspect ratio α



- c) випучення пластини з поздовжніми елементами жорсткості з великим відношенням сторін α
 c) column-like behaviour of a longitudinally stiffened plate with a large aspect ratio α

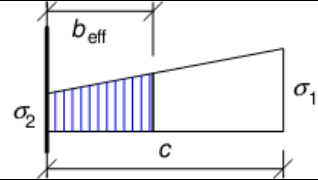
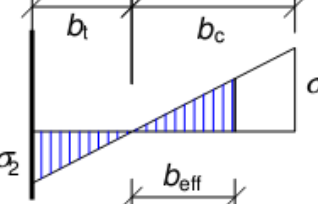
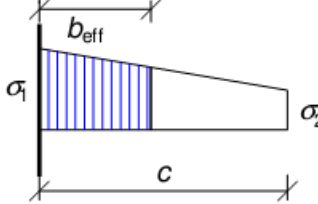
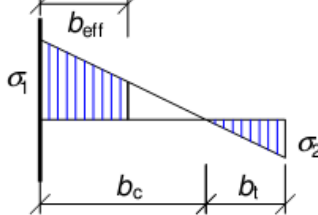
Рисунок 4.3 – Робота пластини за типом стиснутого стержня
Figure 4.3 – Column-like behaviour

Таблиця 4.1 – Стиснуті пластини з двостороннім закріпленням по краях
Table 4.1 – Internal compression elements

Розподіл напруження (стискання позитивне) Stress distribution (compression positive)				Ефективна ^p ширина b_{eff} Effective ^p width b_{eff}		
				$\psi = 1 :$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 \cdot b_{eff}, b_{e2} = 0,5 \cdot b_{eff}$		
				$1 > \psi \geq 0 :$ $b_{eff} = \rho \cdot \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2}{5-\psi} \cdot b_{eff}, b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$		
				$\psi < 0 :$ $b_{eff} = \rho \cdot b_c = \rho \cdot \bar{b} / (1-\psi)$ $b_{e1} = 0,4 \cdot b_{eff}, b_{e2} = 0,6 \cdot b_{eff}$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -3$
Коефіцієнт втрати стійкості k_σ Buckling factor k_σ	4,0	$8,2 / (1,05 + \psi)$	7,81	$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$	23,9	$5,98 \cdot (1 - \psi)^2$

Таблиця 4.2 – Стиснуті пластини з одностороннім закріпленням

Table 4.2 – Outstand compression elements

Розподіл напруження (стискання позитивне) Stress distribution (compression positive)		Ефективна ^p ширина b_{eff} Effective ^p width b_{eff}			
		$1 > \psi \geq 0:$ $b_{eff} = \rho \cdot c$			
		$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho \cdot b_c = \rho \cdot c / (1 - \psi)$			
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	0	-1	$1 \geq \psi \geq -3$	
Коефіцієнт втрати стійкості k_σ Buckling factor k_σ	0,43	0,57	0,85	$0,57 - 0,21 \cdot \psi + 0,07 \cdot \psi^2$	
		$1 > \psi \geq 0:$ $b_{eff} = \rho \cdot c$			
		$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$			
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1
Коефіцієнт втрати стійкості k_σ Buckling factor k_σ	0,43	$0,578 / (\psi + 0,34)$	1,70	$1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$	23,8

4.5 Підсилення пластин поздовжніми елементами жорсткості

4.5 Stiffened plate elements with longitudinal stiffeners

4.5.1 Загальні положення

4.5.1 General

(1) Для пластин з поздовжніми елементами жорсткості ефективні^p площі при місцевій втраті стійкості враховуються для окремих секцій між елементами жорсткості і ефективні^p області підсилених панелей повинні враховуватися при перевірці загальної стійкості.

(1) For plates with longitudinal stiffeners the effective^p areas from local buckling of the various subpanels between the stiffeners and the effective^p areas from the global buckling of the stiffened panel should be accounted for.

(2) Ефективна^p площа поперечного перерізу кожної окремої секції повинна

(2) The effective^p section area of each subpanel should be determined by a reduction

визначатися за допомогою понижуючого коефіцієнта згідно з 4.4, внаслідок місцевої втрати стійкості пластини. Підсилена елементами жорсткості пластина з ефективною^p площею поперечного перерізу має бути перевірена при статичному розрахунку на загальну стійкість (моделюючи її у вигляді еквівалентної ортотропної пластини) і понижуючий коефіцієнт ρ має бути визначений для всієї пластини при втраті стійкості.

(3) Ефективну^p площу стиснутої зони підсиленої пластини визначають за формулою

$$A_{c,eff} = \rho_c A_{c,eff,loc} + \sum b_{edge,eff} \cdot t \quad (4.5)$$

де $A_{c,eff,loc}$ – ефективна^p площа поперечних перерізів усіх елементів жорсткості листів або секцій, які повністю або частково знаходяться в зоні стиснення, за винятком ефективних частин перерізу біля опорних ділянок суміжних пластин елемента шириною $b_{edge,eff}$, див. приклад на рис. 4.4.

(4) Площу $A_{c,eff,loc}$ визначають за формулою:

$$A_{c,eff,loc} = A_{sl,eff} + \sum_c \rho_{loc} \cdot b_{c,loc} \cdot t \quad (4.6)$$

де:

\sum_c – відноситься до ширини стиснутої панелі підсиленої елементами жорсткості за винятком частин перерізу $b_{edge,eff}$, див. рисунок 4.4;

$A_{sl,eff}$ – сума ефективних^p площ усіх поздовжніх елементів жорсткості площею перерізу бруто A_{sl} , розташованих в зоні стиску відповідно до 4.4;

$b_{c,loc}$ – ширина стиснутої частини листа для кожної секції;

ρ_{loc} – понижуючий коефіцієнт згідно з 4.4(2) для кожної секції.

factor in accordance with 4.4 to account for local plate buckling. The stiffened plate with effective^p section areas for the stiffeners should be checked for global plate buckling (by modelling it as an equivalent orthotropic plate) and a reduction factor ρ should be determined for overall plate buckling.

(3) The effective^p area of the compression zone of the stiffened plate should be taken as:

where $A_{c,eff,loc}$ is the effective^p section areas of all the stiffeners and subpanels that are fully or partially in the compression zone except the effective parts supported by an adjacent plate element with the width $b_{edge,eff}$, see example in Figure 4.4.

(4) The area $A_{c,eff,loc}$ should be obtained from:

where:

\sum_c applies to the part of the stiffened panel width that is in compression except the parts $b_{edge,eff}$, see Figure 4.4;

$A_{sl,eff}$ is the sum of the effective^p sections according to 4.4 of all longitudinal stiffeners with gross area A_{sl} located in the compression zone;

$b_{c,loc}$ is the width of the compressed part of each subpanel;

ρ_{loc} is the reduction factor from 4.4(2) for each subpanel.

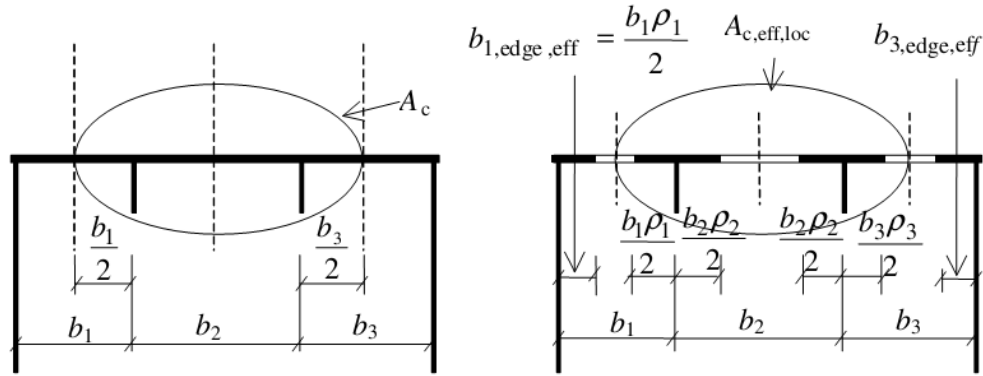


Рисунок 4.4 – Робота підсиленої пластини при рівномірному стисканні
Figure 4.4 – Stiffened plate under uniform compression

Примітка. При нерівномірному розподілі напруження стискання див. рис. А.1.

NOTE: For non-uniform compression see Figure A.1.

(5) Для визначення понижуючого коефіцієнта ρ_c при втраті стійкості всієї пластини необхідно враховувати, що понижуючий коефіцієнт втрати стійкості за типом стержня є точнішим, ніж при втраті стійкості пластини.

(5) In determining the reduction factor ρ_c for overall buckling, the reduction factor for column-type buckling, which is more severe than the reduction factor than for plate buckling, should be considered.

(6) Понижуючий коефіцієнт ρ_c , як правило, визначають за допомогою інтерполяції між понижуючим коефіцієнтом ρ втрати стійкості пластини і понижуючим коефіцієнтом χ_c втрати стійкості пластини за типом стиснутого стержня відповідно 4.5.4.

(6) Interpolation should be carried out in accordance with 4.5.4(1) between the reduction factor ρ for plate buckling and the reduction factor χ_c for column buckling to determine ρ_c see 4.5.4.

(7) Зменшення стиснутої площі $A_{c,eff,loc}$ за допомогою ρ_c допускається приймати постійним для усього поперечного перерізу.

(7) The reduction of the compressed area $A_{c,eff,loc}$ through ρ_c may be taken as a uniform reduction across the whole cross section.

(8) Якщо ефект зсувного запізнювання відповідний (див. 3.3), замість ефективної площі поперечного перерізу $A_{c,eff}$ стиснутої зони підсиленої пластини має бути прийнятий $A_{c,eff}^*$ для розрахунку не лише місцевої втрати стійкості пластини, а також для врахування ефекту зсувного запізнювання.

(8) If shear lag is relevant (see 3.3), the effective cross-sectional area $A_{c,eff}$ of the compression zone of the stiffened plate should then be taken as $A_{c,eff}^*$ accounting not only for local plate buckling effects but also for shear lag effects.

(9) В якості ефективної площі поперечного перерізу підсиленої пластини в зоні розтягування застосовують зменшену площу перерізу бруто розтягнутої зони, якщо має місце ефект зсувного запізнювання (див. 3.3).

(9) The effective cross-sectional area of the tension zone of the stiffened plate should be taken as the gross area of the tension zone reduced for shear lag if relevant, see 3.3.

(10) Момент опору ефективного перерізу W_{eff} визначають як момент інерції площі ефективного поперечного перерізу, що ділиться на відстань від центру тяжіння до краю пластини.

4.5.2 Робота пластини

(1) Умовна гнучкість $\bar{\lambda}_p$ еквівалентної пластини визначається за формулою:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\beta_{A,c} \cdot f_y}{\sigma_{cr,p}}} \quad (4.7)$$

при (with) $\beta_{A,c} = \frac{A_{c,eff,loc}}{A_c}$

де:

A_c – площа перерізу бруто стиснутої зони підсиленої пластини (з елементами жорсткості) без урахування суміжних пластин крайніх ділянок секцій (у певних випадках враховується ефект зсувного запізнювання, див. 3.3);

$A_{c,eff,loc}$ – ефективна площа перерізу частини пластини (у певних випадках з урахуванням ефекту зсувного запізнювання), враховуючи можливість втрати стійкості пластини, секцій і елементів жорсткості.

(2) Понижуючий коефіцієнт ρ для еквівалентної ортотропної пластини визначають згідно з 4.4(2), визначаючи $\bar{\lambda}_p$ за формулою (4.7).

Примітка. В додатку А наведені вказівки щодо розрахунку $\sigma_{cr,p}$

4.5.3 Робота пластини за типом стиснутого стержня

(1) Пружне критичне напруження втрати стійкості за типом стиснутого стержня $\sigma_{cr,c}$ непідсиленої (див. 4.4) або підсиленої пластини (див. 4.5), як правило, приймаються без урахування закріплень уздовж поздовжніх країв пластини.

(2) Пружне критичне напруження втрати стійкості за типом стиснутого стержня $\sigma_{cr,c}$ непідсиленої пластини

(10) The effective section modulus W_{eff} should be taken as the second moment of area of the effective cross section divided by the distance from its centroid to the mid depth of the flange plate.

4.5.2 Plate type behaviour

(1) The relative plate slenderness $\bar{\lambda}_p$ of the equivalent plate is defined as:

where:

A_c is the gross area of the compression zone of the stiffened plate except the parts of subpanels supported by an adjacent plate, see Figure 4.4 (to be multiplied by the shear lag factor if shear lag is relevant, see 3.3);

$A_{c,eff,loc}$ is the effective area of the same part of the plate (including shear lag effect, if relevant) with due allowance made for possible plate buckling of subpanels and/or stiffeners.

(2) The reduction factor ρ for the equivalent orthotropic plate is obtained from 4.4(2) provided $\bar{\lambda}_p$ is calculated from equation (4.7).

NOTE: For calculation of $\sigma_{cr,p}$ see Annex A.

4.5.3 Column type buckling behaviour

(1) The elastic critical column buckling stress $\sigma_{cr,c}$ of an unstiffened (see 4.4) or stiffened (see 4.5) plate should be taken as the buckling stress with the supports along the longitudinal edges removed.

(2) For an unstiffened plate the elastic critical column buckling stress $\sigma_{cr,c}$ may be obtained from

елементами жорсткості допускається визначати за формулою

$$\sigma_{cr,c} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot t^2}{12(1-\nu^2)a^2} \quad (4.8)$$

(3) Для пластини, підсиленої елементами жорсткості по краях панелі з високим рівнем напруження стискання, значення $\sigma_{cr,c}$ допускається визначати за пружним критичним напруженням втрати стійкості стержня $\sigma_{cr,sl}$, яке визначають за формулою:

(3) For a stiffened plate $\sigma_{cr,c}$ may be determined from the elastic critical column buckling stress $\sigma_{cr,sl}$ of the stiffener closest to the panel edge with the highest compressive stress as follows:

$$\sigma_{cr,sl} = \frac{\pi^2 E \cdot I_{sl,1}}{A_{sl,1} \cdot a^2}, \quad (4.9)$$

де:

$I_{sl,1}$ – момент інерції поперечного перерізу бруто елемента жорсткості і суміжних частин пластини, відповідної панелі, при втраті стійкості пластини;

where:

$I_{sl,1}$ is the second moment of area of the gross cross section of the stiffener and the adjacent parts of the plate, relative to the out-of-plane bending of the plate;

$A_{sl,1}$ – площа поперечного перерізу бруто елемента жорсткості і суміжних частин пластини, що приймається відповідно до рис. А.1.

$A_{sl,1}$ is the gross cross-sectional area of the stiffener and the adjacent parts of the plate according to Figure A.1.

Примітка. Значення $\sigma_{cr,c}$ може бути визначено за

NOTE: $\sigma_{cr,c}$ may be obtained from $\sigma_{cr,c} = \sigma_{cr,sl} \cdot \frac{b_c}{b_{sl,1}}$,

$\sigma_{cr,c} = \sigma_{cr,sl} \cdot \frac{b_c}{b_{sl,1}}$, де $\sigma_{cr,c}$ визначається відносно

where $\sigma_{cr,c}$ is related to the compressed edge of the plate, and, $b_{sl,1}$ and b_c are geometric values from the stress distribution used for the extrapolation, see Figure A.1.

стиснутого краю пластини. Значення $b_{sl,1}$, і b_c приймаються за екстраполяцією (див. рис. А.1) по епюрі розподілу напружень.

(4) Умовну гнучкість стиснутого стержня $\bar{\lambda}_c$ визначають за формулами:

(4) The relative column slenderness $\bar{\lambda}_c$ is defined as follows:

$$\bar{\lambda}_c = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr,c}}} \quad \text{для пластин без елементів жорсткості (for unstiffened plates)} \quad (4.10)$$

$$\bar{\lambda}_c = \sqrt{\frac{\beta_{A,c} \cdot f_y}{\sigma_{cr,c}}} \quad \text{для пластин з елементами жорсткості (for stiffened plates)} \quad (4.11)$$

де (with) $\beta_{A,c} = \frac{A_{sl,1,eff}}{A_{sl,1}}$,

$A_{sl,1}$ – згідно 4.5.3(3);

$A_{sl,1}$ is defined in 4.5.3(3);

$A_{sl,1,eff}$ – ефективна площа поперечного перерізу елемента жорсткості і прилеглих частин пластини з належним урахуванням згину пластини, див. рис. А.1.

(5) Понижуючий коефіцієнт χ_c визначають згідно з 6.3.1.2 EN 1993-1-1. Для пластин без елементів жорсткості коефіцієнт $\alpha = 0,21$ повинен відповідати кривій втрати стійкості. Для пластин з елементами жорсткості α замінюють на α_e , що визначають за формулою:

$$\alpha_e = \alpha + \frac{0,09}{i/e}, \quad (4.12)$$

де (with)
$$i = \sqrt{\frac{I_{sl,1}}{A_{sl,1}}}$$

$e = \max(e_1, e_2)$ більша з відстаней від відповідного центру тяжіння пластини до центру тяжіння одностороннього ребра жорсткості (або ребер, розташованих з двох сторін) або до нейтральної осі ефективного умовного стержня (див. рис. А.1);

$\alpha = 0,34$ (крива b) – для замкнутих перерізів елементів жорсткості;

$\alpha = 0,49$ (крива c) – для відкритих перерізів елементів жорсткості.

4.5.4 Зв'язок між втратою стійкості пластини і втратою стійкості умовного стиснутого стержня

(1) Остаточний понижуючий коефіцієнт ρ_c визначається з урахуванням χ_c і ρ за формулою:

$$\rho_c = (\rho - \chi_c) \cdot \xi(2 - \xi) + \chi_c, \quad (4.13)$$

де (where): $\xi = \frac{\sigma_{cr,p}}{\sigma_{cr,c}} - 1$, але (but) $0 \leq \xi \leq 1$

$\sigma_{cr,p}$ – пружне критичне напруження втрати стійкості пластини (див. додаток А.1(2));

$\sigma_{cr,c}$ – пружне критичне напруження втрати стійкості за типом стиснутого стержня, визначається відповідно до 4.5.3(2) і (3);

χ_c – понижуючий коефіцієнт при втраті стійкості пластини за типом стиснутого стержня;

$A_{sl,1,eff}$ is the effective cross-sectional area of the stiffener and the adjacent parts of the plate with due allowance for plate buckling, see Figure A.1.

(5) The reduction factor χ_c should be obtained from 6.3.1.2 of EN 1993-1-1. For unstiffened plates $\alpha = 0,21$ corresponding to buckling curve a should be used. For stiffened plates its value should be increased to:

$e = \max(e_1, e_2)$ is the largest distance from the respective centroids of the plating and the one-sided stiffener (or of the centroids of either set of stiffeners when present on both sides) to the neutral axis of the effective column, see Figure A.1;

$\alpha = 0,34$ (curve b) for closed section stiffeners;

$\alpha = 0,49$ (curve c) for open section stiffeners.

4.5.4 Interaction between plate and column buckling

(1) The final reduction factor ρ_c should be obtained by interpolation between χ_c and ρ as follows:

$\sigma_{cr,p}$ is the elastic critical plate buckling stress, see Annex A.1(2);

$\sigma_{cr,c}$ is the elastic critical column buckling stress according to 4.5.3(2) and (3), respectively;

χ_c is the reduction factor due to column buckling.

ρ – понижуючий коефіцієнт при втраті стійкості пластини (див. 4.4(1)).

ρ is the reduction factor due to plate buckling, see 4.4(1).

4.6 Перевірка стійкості

4.6 Verification

(1) Перевірка елементів при площинній формі втрати стійкості виконується за формулою

(1) Member verification for uniaxial bending should be performed as follows:

$$\eta_1 = \frac{N_{Ed}}{f_y \cdot A_{eff}} + \frac{M_{Ed} + N_{Ed} \cdot e_N}{f_y \cdot W_{eff}} \leq 1,0 \quad (4.14)$$

де:

where:

A_{eff} – ефективна площа поперечного перерізу, визначається відповідно до 4.3(3);

A_{eff} is the effective cross-section area in accordance with 4.3(3);

e_N – відхилення центру тяжіння ефективної площі A_{eff} відносно нейтральної осі див. 4.3(3);

e_N is the shift in the position of neutral axis, see 4.3(3);

M_{Ed} – розрахункове значення діючого згинального моменту;

M_{Ed} is the design bending moment;

N_{Ed} – розрахункове значення діючої нормальної сили;

N_{Ed} is the design axial force;

W_{eff} – пружний момент опору ефективного перерізу, див. 4.3(4);

W_{eff} is the effective elastic section modulus, see 4.3(4);

γ_{M0} – частковий коефіцієнт безпеки, див. EN 1993-2 – EN 1993-6.

γ_{M0} is the partial factor, see application parts EN 1993-2 to 6.

Примітка. Формула (4.14) для перевірки стиснутих елементів конструкції та елементів, що зазнають двоосового згинання, може бути перетворена на наступну:

NOTE: For members subject to compression and biaxial bending the above equation (4.14) may be modified as follows:

$$\eta_1 = \frac{N_{Ed}}{f_y \cdot A_{eff}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} \cdot e_{y,N}}{f_y \cdot W_{y,eff}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} \cdot e_{z,N}}{f_y \cdot W_{z,eff}} \leq 1,0, \quad (4.15)$$

$M_{y,Ed}, M_{z,Ed}$ – розрахункові значення діючих згинальних моментів відносно відповідних осей $y-y$ і $z-z$;

$M_{y,Ed}, M_{z,Ed}$ are the design bending moments with respect to $y-y$ and $z-z$ axes respectively;

$e_{y,N}, e_{z,N}$ – відхилення відносно відповідної нейтральної осі.

$e_{y,N}, e_{z,N}$ are the eccentricities with respect to the neutral axis.

(2) Дія ефектів навантаження M_{Ed} і N_{Ed} повинна використовуватися в розрахунку 2-го порядку.

(2) Action effects M_{Ed} and N_{Ed} should include global second order effects where relevant.

(3) Для панелі перевірка місцевої стійкості пластини виконується для

(3) The plate buckling verification of the panel should be carried out for the stress

основного вектора напруження на відстані 0,4a або 0,5b (найменше зі значень) від краю панелі, де виникає найбільше напруження. В даному випадку необхідна перевірка несучої здатності поперечного перерізу бруто на краю пластини.

5 НЕСУЧА ЗДАТНІСТЬ ПРИ ЗСУВІ

5.1 Загальні положення

(1) Правила цього розділу щодо визначення несучої здатності при зсуві елементів пластин з врахуванням втрати стійкості при зсуві за граничними станами справедливі за наступних умов:

- a) панелі пластин мають бути прямокутними або з обмеженням кута панелі згідно 2.3;
- b) наявні елементи жорсткості проходять в поздовжньому і поперечному напрямі або в обох напрямках;
- c) отвори або вирізи невеликі (див. 2.3);
- d) елементи конструкції мають постійний поперечний переріз.

(2) Для пластин без елементів жорсткості з відношенням $h_w/t > \frac{72}{\eta} \cdot \varepsilon$ і для пластин з елементами жорсткості з відношенням $h_w/t > \frac{31}{\eta} \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau}$ повинна виконуватись перевірка несучої здатності при зсуві і на опорах мають бути передбачені поперечні елементи жорсткості,

$$\text{де (where) } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y [H / \text{MM}^2]}}$$

Примітка 1. h_w див. на рис. 5.1, а для k_τ — див 5.3(3).

Примітка 2. η визначається в Національному додатку. Значення $\eta = 1,20$ рекомендоване для марок сталі до S460. Для вищих марок сталі рекомендується застосовувати $\eta = 1,0$.

5.2 Розрахунок несучої здатності

resultants at a distance 0,4a or 0,5b, whichever is the smallest, from the panel end where the stresses are the greater. In this case the gross sectional resistance needs to be checked at the end of the panel.

5 RESISTANCE TO SHEAR

5.1 Basis

(1) This section gives rules for shear resistance of plates considering shear buckling at the ultimate limit state where the following criteria are met:

- a) the panels are rectangular within the angle limit stated in 2.3;
- b) stiffeners, if any, are provided in the longitudinal or transverse direction or both;
- c) all holes and cut outs are small (see 2.3);
- d) members are of uniform cross section.

(2) Plates with h_w/t greater than $\frac{72}{\eta} \cdot \varepsilon$ for an unstiffened web, or $\frac{31}{\eta} \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau}$ for a stiffened web, should be checked for resistance to shear buckling and should be provided with transverse stiffeners at the supports,

NOTE 1: h_w see Figure 5.1 and for k_τ see 5.3(3).

NOTE 2: The National Annex will define η . The value $\eta = 1,20$ is recommended for steel grades up to and including S460. For higher steel grades $\eta = 1,0$ is recommended.

5.2 Design resistance

(1) Для стінок без елементів жорсткості і з елементами жорсткості розрахункове значення несучої здатності на зсув визначається за формулою:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}}, \quad (5.1)$$

де складова несучої здатності стінки:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}}. \quad (5.2)$$

Складова несучої здатності поясів $V_{bf,Rd}$ визначається згідно 5.4.

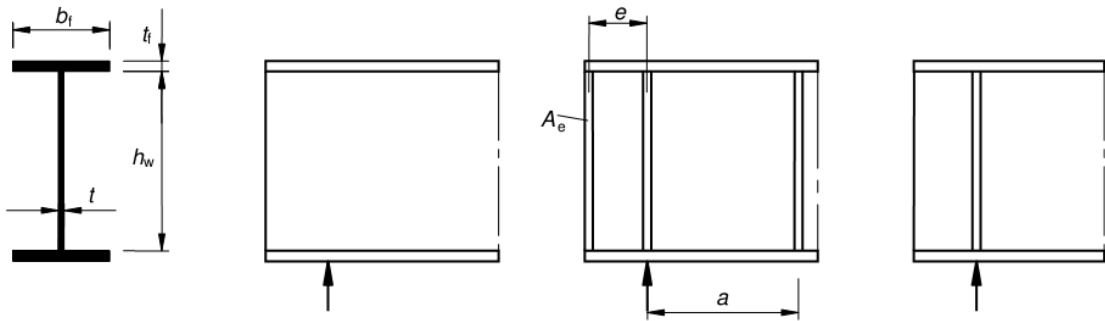
(2) Елементи жорсткості повинні відповідати вимогам 9.3, зварні шви необхідно виконувати відповідно до 9.3.5.

(1) For unstiffened or stiffened webs the design resistance for shear should be taken as:

in which the contribution from the web is given by:

and the contribution from the flanges $V_{bf,Rd}$ is according to 5.4.

(2) Stiffeners should comply with the requirements in 9.3 and welds should fulfil the requirement given in 9.3.5.



Параметри поперечного перерізу
Cross section notations

a) без елементів жорсткості на опори;
a) No end post

b) з жорсткою опорною частиною;
b) Rigid end post

c) з гнучкою опорною частиною
c) Non-rigid end post

Рисунок 5.1 – Конструктивні рішення опорних частин балок
Figure 5.1 – End supports

5.3 Несуча здатність стінки

(1) У стінках з поперечними елементами жорсткості тільки на опорах і для стінок з проміжними поперечними і поздовжніми елементами жорсткості або при їх одночасній установці при визначенні несучої здатності коефіцієнт χ_w , що враховує втрату стійкості стінки при роботі на зсув, повинен визначатися згідно таблиці 5.1 або рис. 5.2.

5.3 Contribution from the web

(1) For webs with transverse stiffeners at supports only and for webs with either intermediate transverse stiffeners or longitudinal stiffeners or both, the factor χ_w for the contribution of the web to the shear buckling resistance should be obtained from Table 5.1 or Figure 5.2.

Таблиця 5.1 – Коефіцієнт χ_w при визначенні несучої здатності стінки при втраті стійкості при зсуві

Table 5.1 – Contribution from the web χ_w to shear buckling resistance

	Жорстка опорна частина Rigid end post	Гнучка опорна частина Non-rigid end post
$\bar{\lambda}_w < 0,83/\eta$	η	η
$0,83/\eta \leq \bar{\lambda}_w < 1,08$	$0,83/\bar{\lambda}_w$	$0,83/\bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1,08$	$1,37/(0,7 + \bar{\lambda}_w)$	$0,83/\bar{\lambda}_w$

Примітка. Див. 6.2.6 EN 1993-1-1.

NOTE: See 6.2.6 in EN 1993-1-1.

(2) На рисунку 5.1 наведені різні конструктивні рішення опорних частин балок:

(2) Figure 5.1 shows various end supports for girders:

а) без елементів жорсткості на опорі (див. 6.1(2), тип с);

a) No end post, see 6.1(2), type c);

б) з жорсткою опорною частиною (див. 9.3.1); цей випадок також застосовується для панелей в проміжній опорі багатопрольотної балки;

b) Rigid end posts, see 9.3.1; this case is also applicable for panels at an intermediate support of a continuous girder;

в) з гнучкою опорною частиною (див. 9.3.2).

c) Non rigid end posts see 9.3.2.

(3) Умовна гнучкість стінки $\bar{\lambda}_w$, що наведена в таблиці 5.1 і на рисунку 5.2, повинна визначатися за формулою:

(3) The slenderness parameter $\bar{\lambda}_w$ in Table 5.1 and Figure 5.2 should be taken as:

$$\bar{\lambda}_w = 0,76 \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr}}} \quad (5.3)$$

де (where)

$$\tau_{cr} = k_\tau \cdot \sigma_E \quad (5.4)$$

Примітка 1. Значення σ_E и k_τ можуть бути наведені в додатку А.

NOTE 1: Values for σ_E and k_τ may be taken from Annex A.

Примітка 2. Параметр гнучкості стінки $\bar{\lambda}_w$ біля опорної частини може бути визначений за формулами:

NOTE 2: The slenderness parameter $\bar{\lambda}_w$ may be taken as follows:

а) для опори тільки з поперечними елементами жорсткості

a) transverse stiffeners at supports only:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{86,4 \cdot t \cdot \varepsilon}; \quad (5.5)$$

б) для опори з поперечними елементами жорсткості і проміжними поперечними або поздовжніми елементами жорсткості або з тими і іншими при їх одночасній установці:

b) transverse stiffeners at supports and intermediate transverse or longitudinal stiffeners or both:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{37,4 \cdot t \cdot \varepsilon \sqrt{k_\tau}}, \quad (5.6)$$

де k_τ – найменше значення коефіцієнта, що

in which k_τ is the minimum shear buckling coefficient

враховує втрату стійкості стінки панелі при роботі на зсув.

Примітка 3. Для панелей з гнучкими поперечними елементами жорсткості також додатково встановлюють жорсткі поперечні елементи жорсткості. В цьому випадку k_{τ} приймається найменшим із значень для стінки панелей між двома будь-якими поперечними елементами жорсткості (наприклад, $a_2 \times h_w$ і $a_3 \times h_w$) і для панелей між двома жорсткими елементами жорсткості, що містять гнучкі поперечні елементи жорсткості (наприклад, $a_4 \times h_w$).

Примітка 4. Жорсткі межі панелей приймаються, якщо по краях знаходяться пояси і жорсткі елементи жорсткості. В цьому випадку розрахунок втрати стійкості при зсуві може виконуватися для панелі між двома сусідніми поперечними елементами жорсткості (наприклад, $a_1 \times h_w$ на рис. 5.3).

Примітка 5. При гнучких поперечних елементах жорсткості найменше значення k_{τ} допускається визначати при розрахунках втрати стійкості таким чином:

- 1) комбінація з двох сусідніх панелей стінки з одним гнучким поперечним елементом жорсткості;
- 2) комбінація з трьох сусідніх панелей стінки з двома гнучкими поперечними елементами жорсткості.

Щодо визначень k_{τ} див. додаток А.3.

(4) При визначенні k_{τ} момент інерції площі поздовжнього елемента жорсткості має бути зменшений на 1/3 його дійсного значення. У формулі для визначення k_{τ} приймається це зниження згідно п. А.3 (додаток А).

for the web panel.

NOTE 3: Where non-rigid transverse stiffeners are also used in addition to rigid transverse stiffeners, k_{τ} is taken as the minimum of the values from the web panels between any two transverse stiffeners (e.g. $a_2 \times h_w$ and $a_3 \times h_w$) and that between two rigid stiffeners containing non-rigid transverse stiffeners (e.g. $a_4 \times h_w$).

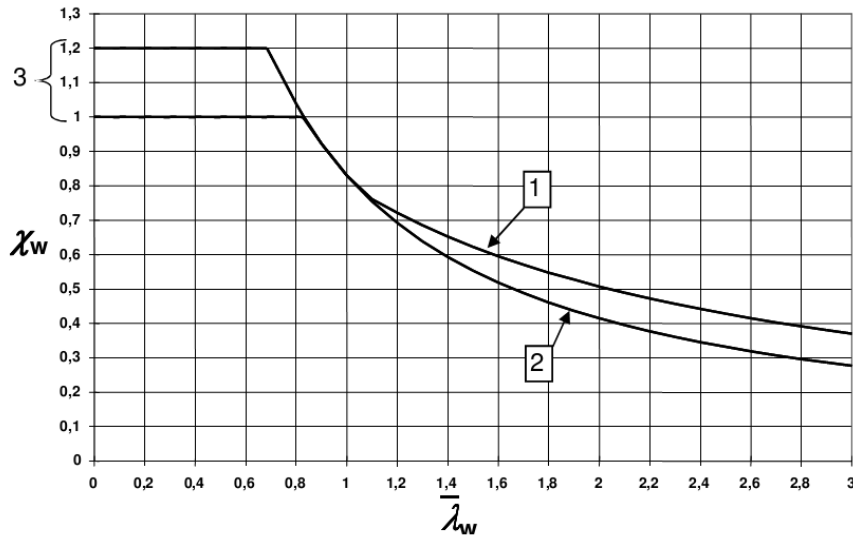
NOTE 4: Rigid boundaries may be assumed for panels bordered by flanges and rigid transverse stiffeners. The web buckling analysis can then be based on the panels between two adjacent transverse stiffeners (e.g. $a_1 \times h_w$ in Figure 5.3).

NOTE 5: For non-rigid transverse stiffeners the minimum value k_{τ} may be obtained from the buckling analysis of the following:

- 1) a combination of two adjacent web panels with one flexible transverse stiffener
- 2) a combination of three adjacent web panels with two flexible transverse stiffeners

For procedure to determine k_{τ} see Annex A.3.

(4) The second moment of area of a longitudinal stiffener should be reduced to 1/3 of its actual value when calculating k_{τ} . Formulae for k_{τ} taking this reduction into account in A.3 may be used.



1 – жорстка опорна частина;
 2 – гнучка опорна частина;
 3 – зона рекомендованих значень для η

1 Rigid end post
 2 Non-rigid end post
 3 Range of recommended η

Рисунок 5.2 – Параметр χ_w втрати стійкості при зсуві

Figure 5.2 – Shear buckling factor χ_w

(5) Для стінок з поздовжніми елементами жорсткості умовна гнучкість λ_w-bar у (3) повинна прийматися не менше ніж

(5) For webs with longitudinal stiffeners the slenderness parameter λ_w-bar in (3) should not be taken as less than

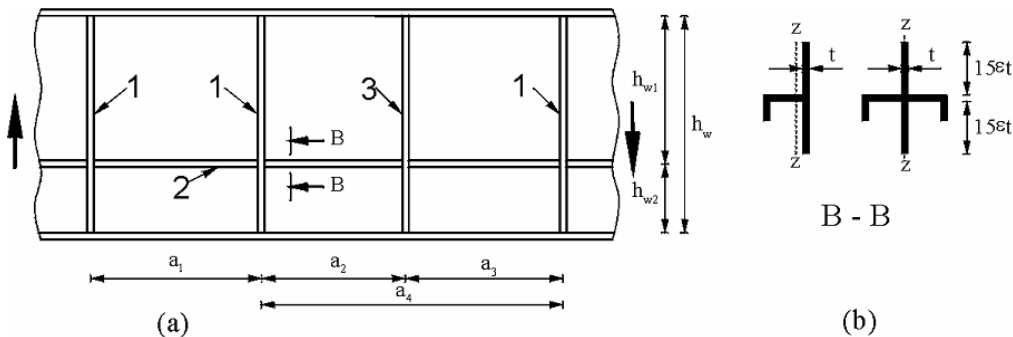
$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{wi}}{37,4t \cdot \varepsilon \sqrt{k_{\tau i}}} \quad (5.7)$$

В цьому випадку h_wi і k_τi відносяться до секції з найбільшою умовною гнучкістю λ_w-bar при розгляді стінки панелі всіх секцій.

where h_wi and k_τi refer to the subpanel with the largest slenderness parameter λ_w-bar of all subpanels within the web panel under consideration.

Примітка. Для розрахунку k_τi визначення, наведене в А.3, допускається використовувати з k_τst = 0.

NOTE: To calculate k_τi the expression given in A.3 may be used with k_τst = 0.



1 – жорсткий поперечний елемент жорсткості;
 2 – поздовжній елемент жорсткості;
 3 – гнучкий поперечний елемент жорсткості

1 Rigid transverse stiffener
 2 Longitudinal stiffener
 3 Non-rigid transverse stiffener

Рисунку 5.3 – Стінка з поперечними і поздовжніми елементами жорсткості

Figure 5.3 – Web with transverse and longitudinal stiffeners

5.4 Несуча здатність поясів

(1) Коли розрахунковий згинальний момент, що діє на пояси, не відповідає розрахунковому значенню несучої здатності поясів на згин при втраті стійкості $M_{Ed} < M_{f,Rd}$, складову несучої здатності поясів можна визначити за формулою:

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{c \cdot \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right), \quad (5.8)$$

b_f і t_f – приймаються для поясу, який забезпечує найменшу осьову міцність;

b_f – приймається не більше $15\varepsilon \cdot t_f$ від кожної сторони стінки;

5.4 Contribution from flanges

(1) When the flange resistance is not completely utilized in resisting the bending moment ($M_{Ed} < M_{f,Rd}$) the contribution from the flanges should be obtained as follows:

b_f and t_f are taken for the flange which provides the least axial resistance,

b_f being taken as not larger than $15\varepsilon \cdot t_f$ on each side of the web,

$$M_{f,Rd} = \frac{M_{f,k}}{\gamma_{M0}},$$

– розрахункове значення несучої здатності поперечного перерізу поясів за згинальним моментом при врахуванні тільки ефективних площ поясів

is the moment of resistance of the cross section consisting of the effective area of the flanges only,

$$c = a \left(0,25 + \frac{1,6b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{t \cdot h_w^2 \cdot f_{yw}} \right).$$

(2) Якщо також діє осьове зусилля N_{Ed} , то значення $M_{f,Rd}$ зменшують за допомогою коефіцієнта:

(2) When an axial force N_{Ed} is present, the value of $M_{f,Rd}$ should be reduced by multiplying it by the following factor:

$$\left(1 - \frac{N_{Ed}}{(A_{f1} + A_{f2}) \cdot f_{yf}} \right) \gamma_{M0} \quad (5.9)$$

При цьому A_{f1} і A_{f2} є відповідно площами верхнього і нижнього поясів.

where A_{f1} and A_{f2} are the areas of the top and bottom flanges respectively.

5.5 Перевірка міцності

(1) Перевірку міцності проводять за формулою:

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.10)$$

де V_{Ed} – розрахункове значення поперечної

5.5 Verification

(1) The verification should be performed as follows:

where V_{Ed} is the design shear force

сили при згині із закручуванням.

6 НЕСУЧА ЗДАТНІСТЬ СТІНКИ ПРИ ЛОКАЛЬНИХ НАВАНТАЖЕННЯХ

6.1 Загальні положення

(1) Розрахунок несучої здатності стінки прокатних і зварних балок повинен виконуватися згідно 6.2 за умови, що стиснутий пояс розкріплений від бічного зміщення.

(2) Застосовують наступні типи прикладання навантаження:

a) з передачею локальних сил на стінку через опорний лист поясу (рис. 6.1, a);

b) з передачею сил через стінку з одного опорного листа на інший (див. рис. 6.1, b);

c) через опорний лист на опорі без елементів жорсткості (рис. 6.1, c).

(3) Для коробчастих балок з похилими стінками має бути перевірена несуча здатність як стінки, так і поясу. Враховані внутрішні зусилля є компонентами зовнішніх навантажень, відповідно діючих в площині стінки і поясу.

(4) Необхідно враховувати спільну дію локального навантаження, згинального моменту і осрової сили при перевірках згідно з 7.2.

including shear from torque.

6 RESISTANCE TO TRANSVERSE FORCES

6.1 Basis

(1) The design resistance of the webs of rolled beams and welded girders should be determined in accordance with 6.2, provided that the compression flange is adequately restrained in the lateral direction.

(2) The load is applied as follows:

a) through the flange and resisted by shear forces in the web, see Figure 6.1 (a);

b) through one flange and transferred through the web directly to the other flange, see Figure 6.1 (b).

c) through one flange adjacent to an unstiffened end, see Figure 6.1 (c)

(3) For box girders with inclined webs the resistance of both the web and flange should be checked. The internal forces to be taken into account are the components of the external load in the plane of the web and flange respectively.

(4) The interaction of the transverse force, bending moment and axial force should be verified using 7.2.

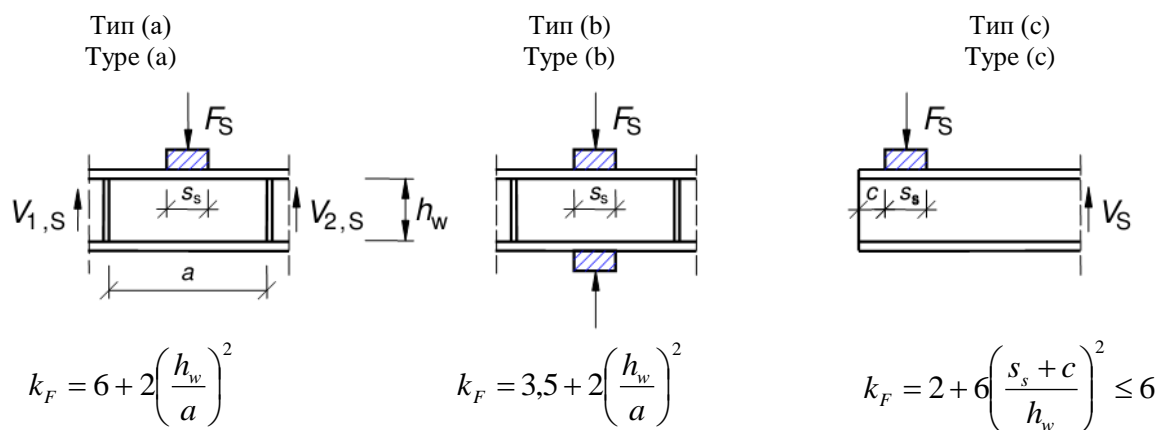


Рисунок 6.1 – Коефіцієнти втрати стійкості для різних типах прикладання навантаження
Figure 6.1 – Buckling coefficients for different types of load application

6.2 Розрахунок несучої здатності

(1) Розрахунок несучої здатності для стінок з елементами жорсткості або без них

6.2 Design resistance

(1) For unstiffened or stiffened webs the design resistance to local buckling under

при місцевій втраті стійкості під впливом локального навантаження виконують за наступною формулою

$$F_{Rd} = \frac{f_{yw} \cdot L_{eff} \cdot t_w}{\gamma_{M1}} \quad (6.1)$$

де:

t_w – товщина стінки;

f_{yw} – межа текучості матеріалу стінки;

L_{eff} – ефективна довжина при визначенні несучої здатності стінки, під дією поперечних локальних навантажень, яка визначається за формулою

$$L_{eff} = \chi_F \cdot l_y \quad (6.2)$$

де:

l_y – ефективна довжина прикладання навантаження, визначена в 6.5, приймається по довжині розподілу зусилля на пояс через жорсткі опорні елементи s_s , див. 6.3;

χ_F – понижуючий коефіцієнт, що враховує місцеву втрату стійкості стінки, див. 6.4(1).

6.3 Довжина розподілу навантаження на пояс

(1) Довжина розподілу навантаження на пояс s_s через жорсткі опорні елементи, по якій відбувається передача локального навантаження на пояс, приймається відповідно до рис. 6.2. Цю довжину при прикладанні навантаження на пояс прокатних і зварних балок можна розраховувати по куту розподілення навантаження як 1:1. Значення s_s повинно прийматися не більше h_w .

(2) Якщо декілька окремих навантажень близько розташовані один до одного, то несучу здатність визначають як для кожної окремої сили, так і для всього навантаження s_s , з силою, прикладеною в середині довжини між зовнішніми навантаженнями.

transverse forces should be taken as

where:

t_w is the thickness of the web;

f_{yw} is the yield strength of the web;

L_{eff} is the effective length for resistance to transverse forces, which should be determined from

where:

l_y is the effective loaded length, see 6.5, appropriate to the length of stiff bearing s_s , see 6.3;

χ_F is the reduction factor due to local buckling, see 6.4(1).

6.3 Length of stiff bearing

(1) The length of stiff bearing s_s on the flange should be taken as the distance over which the applied load is effectively distributed at a slope of 1:1, see Figure 6.2. However, s_s should not be taken as larger than h_w .

(2) If several concentrated forces are closely spaced, the resistance should be checked for each individual force as well as for the total load with s_s as the centre-to-centre distance between the outer loads.

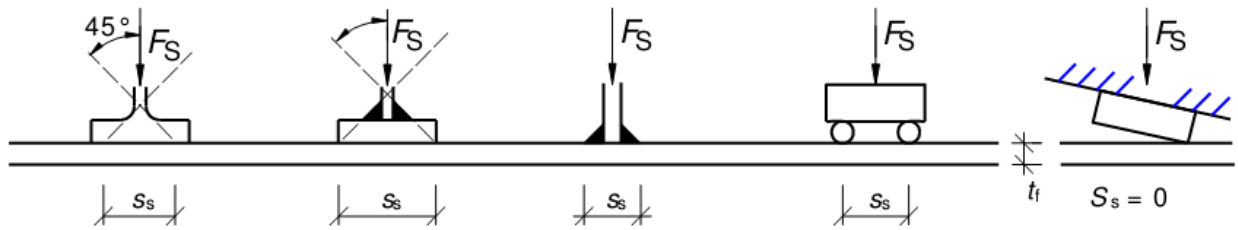


Рисунок 6.2 – Довжина розподілу навантаження на пояс
Figure 6.2 – Length of stiff bearing

(3) Якщо передача навантаження на стінку відбувається не через усю поверхню опорного листа, а під кутом в місці прикладання навантаження (див. праву частину рис. 6.2), то, як правило, приймають $s_s = 0$.

(3) If the bearing surface of the applied load rests at an angle to the flange surface, see Figure 6.2, s_s should be taken as zero.

6.4 Понижуючий коефіцієнт χ_F для ефективної довжини при визначенні несучої здатності

6.4 Reduction factor χ_F for effective length for resistance

(1) Понижуючий коефіцієнт χ_F визначається за формулою:

(1) The reduction factor χ_F should be obtained from:

$$\chi_F = \frac{0,5}{\lambda_F} \leq 1,0 \quad (6.3)$$

де (where)

$$\lambda_F = \sqrt{\frac{l_y \cdot t_w \cdot f_{yw}}{F_{cr}}} \quad (6.4)$$

$$F_{cr} = 0,9 \cdot k_F \cdot E \frac{t_w^3}{h_w} \quad (6.5)$$

(2) Коефіцієнт k_F для стінок без поздовжніх елементів жорсткості визначають згідно з рис. 6.1.

(2) For webs without longitudinal stiffeners k_F should be obtained from Figure 6.1.

Примітка. В Національному додатку допускається встановлювати вимоги для визначення k_F для стінок з поздовжніми елементами жорсткості. Рекомендуються наступні правила: для стінок: з поздовжніми елементами жорсткості значення k_F допускається визначати за формулою

NOTE: For webs with longitudinal stiffeners information may be given in the National Annex. The following rules are recommended: For webs with longitudinal stiffeners k_F may be taken as

$$k_F = 6 + 2 \left[\frac{h_w}{a} \right]^2 + \left[5,44 \frac{b_1}{a} - 0,21 \right] \sqrt{\gamma_s} \quad (6.6)$$

де b_1 – висота навантаженої секції, приймається як відстань у просвіті між навантаженим поясом і елементом жорсткості;

where b_1 is the depth of the loaded subpanel taken as the clear distance between the loaded flange and the stiffener

$$\gamma_s = 10,9 \frac{I_{sl,1}}{h_w \cdot t_w^3} \leq 13 \left[\frac{a}{h_w} \right]^3 + 210 \left[0,3 - \frac{b_1}{a} \right] \quad (6.7)$$

де $I_{sl,1}$ – момент інерції площі елемента жорсткості, що знаходиться найближче до навантаженого поясу, включаючи примикаючі ділянки стінки згідно з рис. 9.1.

where $I_{sl,1}$ is the second moment of area of the stiffener closest to the loaded flange including contributing parts of the web according to Figure 9.1.

Формула (6.6) справедлива для

Equation (6.6) is valid for

$$0,05 \leq \frac{b_1}{a} \leq 0,3 \text{ та (and) } \frac{b_1}{h_w} \leq 0,3;$$

і прикладання навантаження за типом (а) згідно з рис. 6.1.

and loading according to type a) in Figure 6.1.

(3) l_y визначають згідно з 6.5.

(3) l_y should be obtained from 6.5.

6.5 Ефективна довжина прикладання навантаження на стінку

6.5 Effective loaded length

(1) Ефективна довжина прикладання навантаження на стінку l_y розраховується із застосуванням безрозмірних параметрів m_1 і m_2 :

(1) The effective loaded length l_y should be calculated as follows:

$$m_1 = \frac{f_{yf} \cdot b_f}{f_{yw} \cdot t_w} \quad (6.8)$$

$$m_2 = 0,02 \left(\frac{h_w}{t_f} \right)^2 \quad \text{якщо (if) } \bar{\lambda}_F > 0,5 \quad (6.9)$$

$$m_2 = 0 \quad \text{якщо (if) } \bar{\lambda}_F \leq 0,5$$

У коробчастих балках значення b_f у формулі (6.8) обмежують до $15\varepsilon \cdot t_f$ від кожної сторони стінки.

For box girders, b_f in equation (6.8) should be limited to $15\varepsilon \cdot t_f$ on each side of the web.

(2) Для випадків типу (а) і (b) на рис. 6.1 l_y визначають за формулою:

(2) For types a) and b) in Figure 6.1, l_y should be obtained using:

$$l_y = s_s + 2t_f \left(1 + \sqrt{m_1 + m_2} \right), \text{ при (but) } l_y \leq a \quad (6.10)$$

l_y не перевищує відстань між сусідніми поперечними елементами жорсткості

$l_y \leq a$ distance between adjacent transverse stiffeners,

3) Для випадку типу (с) l_y визначають як найменше значення, визначене по формулах (6.11), (6.12) і (6.13):

(3) For type c) l_y should be taken as the smallest value obtained from the equations (6.11), (6.12) and (6.13).

$$l_y = l_e + t_f \sqrt{\frac{m_1}{2} + \left(\frac{l_e}{t_f}\right)^2} + m_2 \quad (6.11)$$

$$l_y = l_e + t_f \sqrt{m_1 + m_2} \quad (6.12)$$

$$l_e = \frac{k_F \cdot E \cdot t_w^2}{2 f_{yw} \cdot h_w} \leq s_s + c \quad (6.13)$$

6.6 Перевірка несучої здатності

(1) Перевірка несучої здатності стінки при місцевій втраті стійкості під впливом локального навантаження повинна виконуватися за формулою:

$$\eta_2 = \frac{F_{Ed}}{f_{yw} \cdot L_{eff} \cdot t_w} \leq 1,0, \quad (6.14)$$

γ_{M1}

де:

F_{Ed} – розрахункове значення локального навантаження;

L_{eff} – ефективна довжина при визначенні несучої здатності стінки по локальних навантаженнях відповідно до 6.2;

t_w – товщина листа.

7 ВЗАЄМОДІЯ ЗУСИЛЬ

7.1 Взаємодія поперечної сили, згинального моменту і осьової сили

(1) За умови, що $\bar{\eta}_3 \leq 0,5$ (див. нижче), розрахункова несуча здатність для згинального моменту і осьової сили приймаються без змін з урахуванням поперечної сили. Якщо $\bar{\eta}_3 > 0,5$, то вплив взаємодії згинального моменту і поперечної сили в стінці двотаврових або коробчастих балок мають відповідати умові:

$$\bar{\eta}_1 + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right) \cdot (2\bar{\eta}_3 - 1)^2 \leq 1,0 \quad \text{при} \quad \bar{\eta}_1 \geq \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}, \quad (7.1)$$

де:

$M_{f,Rd}$ – розрахункове значення несучої здатності на згин в пластичній стадії перерізу, що складається з ефективної

6.6 Verification

(1) The verification should be performed as follows:

$$\eta_2 = \frac{F_{Ed}}{f_{yw} \cdot L_{eff} \cdot t_w} \leq 1,0, \quad (6.14)$$

γ_{M1}

where:

F_{Ed} is the design transverse force;

L_{eff} is the effective length for resistance to transverse forces, see 6.2(2);

t_w is the thickness of the plate.

7 INTERACTION

7.1 Interaction between shear force, bending moment and axial force

(1) Provided that $\bar{\eta}_3$ (see below) does not exceed 0,5, the design resistance to bending moment and axial force need not be reduced to allow for the shear force. If $\bar{\eta}_3$ is more than 0,5 the combined effects of bending and shear in the web of an I or box girder should satisfy:

$$\bar{\eta}_1 + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right) \cdot (2\bar{\eta}_3 - 1)^2 \leq 1,0 \quad \text{при} \quad \bar{\eta}_1 \geq \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}, \quad (7.1)$$

where:

$M_{f,Rd}$ is the design plastic moment of resistance of the section consisting of the effective area of the flanges;

площі поясів;

$M_{pl,Rd}$ – розрахункове значення несучої здатності на згин в пластичній стадії поперечного перерізу, що складається з ефективної площі поясів і площі перерізу стінки незалежно від класу перерізу;

$M_{pl,Rd}$ is the design plastic resistance of the cross section consisting of the effective area of the flanges and the fully effective web irrespective of its section class.

$$\bar{\eta}_1 = \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}}$$

$$\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}}$$

Додатково мають бути виконані вимоги пунктів 4.6 і 5.5.

In addition the requirements in sections 4.6 and 5.5 should be met.

Вказані умови повинні враховуватися для елементів конструкцій при статичному розрахунку 2-го порядку, якщо це доцільно.

Action effects should include global second order effects of members where relevant.

(2) Умови, вказані в (1), мають бути перевірені для всіх перерізів, окрім місць прикладання локального навантаження, розташованого на відстані менше ніж $h_w/2$ від опори з вертикальними елементами жорсткості.

(2) The criterion given in (1) should be verified at all sections other than those located at a distance less than $h_w/2$ from a support with vertical stiffeners.

(3) Розрахункове значення несучої здатності на згин $M_{f,Rd}$ у пластичній стадії роботи може бути прийнято за межею текучості по ефективній площі поясу з найменшим значенням відношення $A_f f_y / \gamma_{M0}$ і відстані між центрами тяжіння поясів.

(3) The plastic moment of resistance $M_{f,Rd}$ may be taken as the product of the yield strength, the effective area of the flange with the smallest value of $A_f f_y / \gamma_{M0}$ and the distance between the centroids of the flanges.

(4) Якщо діє осьова сила N_{Ed} , то значення $M_{pl,Rd}$ і $M_{f,Rd}$ мають бути зменшені відповідно до 6.2.9 EN 1993-1-1 і 5.4(2). Якщо осьова сила настільки велика, що вся стінка є стиснутою, то застосовують 7.1(5).

(4) If an axial force N_{Ed} is present, $M_{pl,Rd}$ and $M_{f,Rd}$ should be reduced in accordance with 6.2.9 of EN 1993-1-1 and 5.4(2) respectively. When the axial force is so large that the whole web is in compression 7.1(5) should be applied.

(5) Пояси коробчастих балок мають бути перевірені згідно з 7.1(1), приймаючи $M_{f,Rd} = 0$, і τ_{Ed} приймається як середнє значення напруження при зсуві в поясі, яке має бути не менше половини максимального напруження зсуву в поясі; в цьому випадку для $\bar{\eta}_1$ застосовують η_1 згідно з 4.6(1). Додатково секції мають бути перевірені, використовуючи середнє значення напруження при зсуві у секції і

(5) A flange in a box girder should be verified using 7.1(1) taking $M_{f,Rd} = 0$ and τ_{Ed} taken as the average shear stress in the flange which should not be less than half the maximum shear stress in the flange and $\bar{\eta}_1$ is taken as η_1 according to 4.6(1). In addition the subpanels should be checked using the average shear stress within the subpanel and χ_w determined for shear buckling of the subpanel

понижуючий коефіцієнт χ_w , визначений згідно з 5.3 з урахуванням втрати стійкості секції, за наявності жорстких поздовжніх елементів жорсткості.

7.2 Взаємодія поперечної сили, згинального моменту і осьової сили

(1) Якщо балка навантажена зосередженим локальним навантаженням, діючим на стиснутий пояс, що працює одночасно на згин і осьову силу, несуча здатність має бути перевірена згідно 4.6 і 6.6 при дотриманні наступної умови

$$\eta_2 + 0,8\eta_1 \leq 1,4 \quad (7.2)$$

(2) Якщо зосереджене навантаження діє на розтягнутий пояс, то несучу здатність перевіряють згідно з розділом 6. Додатково мають бути дотримані правила 6.2.1(5) EN 1993-1-1.

8 ВПЛИВ ПОЯСУ НА ВТРАТУ СТІЙКОСТІ СТІНКИ

(1) Втраті місцевої стійкості стінки в межах панелі перешкоджає стиснутий пояс, якщо дотримується наступна умова

$$\frac{h_w}{t_w} \leq k \frac{E}{f_{yf}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} \quad (8.1)$$

де:

A_w – площа поперечного перерізу стінки;

A_{fc} – ефективна площа поперечного перерізу стиснутого поясу;

h_w – висота стінки;

t_w – товщина стінки.

Значення коефіцієнта k застосовується:

- при роботі в пластичній стадії $k = 0,3$;
- при роботі в пружно-пластичній стадії $k = 0,4$;
- при пружній стадії роботи $k = 0,55$.

(2) У зігнутих балках, що мають залишкові прогини, в яких стиснутий пояс

according to 5.3, assuming the longitudinal stiffeners to be rigid.

7.2 Interaction between transverse force, bending moment and axial force

(1) If the girder is subjected to a concentrated transverse force acting on the compression flange in conjunction with bending and axial force, the resistance should be verified using 4.6, 6.6 and the following interaction expression:

$$\eta_2 + 0,8\eta_1 \leq 1,4 \quad (7.2)$$

(2) If the concentrated load is acting on the tension flange the resistance should be verified according to section 6. Additionally 6.2.1(5) of EN 1993-1-1 should be met.

8 FLANGE INDUCED BUCKLING

(1) To prevent the compression flange buckling in the plane of the web, the following criterion should be met:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq k \frac{E}{f_{yf}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} \quad (8.1)$$

where:

A_w is the cross section area of the web;

A_{fc} is the effective cross section area of the compression flange;

h_w is the depth of the web;

t_w is the thickness of the web.

The value of the factor k should be taken as follows:

- plastic rotation utilized $k = 0,3$
- plastic moment resistance utilized $k = 0,4$
- elastic moment resistance utilized $k = 0,55$

(2) When the girder is curved in elevation, with the compression flange on the concave

знаходиться на увігнутій стороні, повинна виконуватися наступна умова:

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{k \frac{E}{f_{yf}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}}}{\sqrt{1 + \frac{h_w \cdot E}{3r \cdot f_{yf}}}} \quad (8.2)$$

де r – радіус кривизни стиснутого поясу.

face, the following criterion should be met:

r is the radius of curvature of the compression flange.

Примітка. В Національному додатку може наводитися додаткова інформація по поясу, що впливає на втрату стійкості.

NOTE: The National Annex may give further information on flange induced buckling.

9 ЕЛЕМЕНТИ ЖОРСТКОСТІ ТА ЇХ ДЕТАЛЬНЕ ВИКОНАННЯ

9 STIFFENERS AND DETAILING

9.1 Загальні положення

9.1 General

(1) У цьому розділі наводяться правила розрахунку елементів жорсткості в пластинчастих конструкціях, які є доповненням до правил по втраті стійкості пластин, наведених в розділах 4 – 7.

(1) This section gives design rules for stiffeners in plated structures which supplement the plate buckling rules specified in sections 4 to 7.

Примітка. В Національному додатку можуть бути наведені додаткові вимоги до елементів жорсткості та їх детального виконання при особливих випадках їх застосування.

NOTE: The National Annex may give further requirements on stiffeners for specific applications.

(2) Коли перевіряють несучу здатність, при втраті стійкості пластин допускається застосовувати ефективний переріз бруто стиснутого елемента жорсткості плюс примикаючі ділянки листа на кожній стороні елемента жорсткості шириною не більше $15et$, виключаючи будь-які додаткові накладки суміжних елементів жорсткості (рис. 9.1).

(2) When checking the buckling resistance, the section of a stiffener may be taken as the gross area comprising the stiffener plus a width of plate equal to $15et$ but not more than the actual dimension available, on each side of the stiffener avoiding any overlap of contributing parts to adjacent stiffeners, see Figure 9.1.

(3) Нормальне зусилля в поперечних елементах жорсткості застосовують як суму результуючого зусилля від зсуву (див. 9.3.3(3)) та усіх зовнішніх навантажень.

(3) The axial force in a transverse stiffener should be taken as the sum of the force resulting from shear (see 9.3.3(3)) and any external loads.

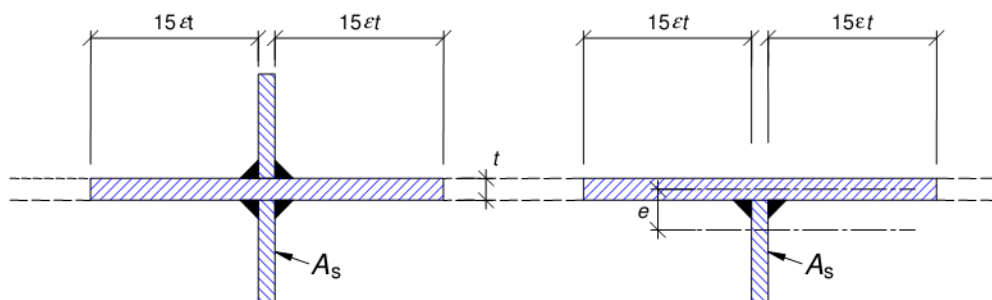


Рисунок 9.1 – Ефективний поперечний переріз елемента жорсткості
Figure 9.1 – Effective cross-section of stiffener

9.2 Нормальне напруження

9.2 Direct stresses

9.2.1 Мінімальні вимоги до поперечних елементів жорсткості

9.2.1 Minimum requirements for transverse stiffeners

(1) Для створення жорсткої опори для пластини з поздовжніми елементами жорсткості або без них проміжні поперечні елементи жорсткості повинні задовольняти критерію, вказаному нижче.

(1) In order to provide a rigid support for a plate with or without longitudinal stiffeners, intermediate transverse stiffeners should satisfy the criteria given below.

(2) Поперечний елемент жорсткості необхідно розглядати як простий стержень, що піддається бічному навантаженню з початковим викривленням за синусоїдальною кривою з $w_0 = s/300$, де s – найменше зі значень a_1 , a_2 чи b (рис. 9.2). В цьому випадку a_1 і a_2 є довжинами суміжних панелей даного елемента жорсткості, а b являється висотою між центрами поясів балки або довжиною поперечного елемента жорсткості. Цей ексцентриситет повинен враховуватися в подальшому розрахунку.

(2) The transverse stiffener should be treated as a simply supported member subject to lateral loading with an initial sinusoidal imperfection w_0 equal to $s/300$, where s is the smallest of a_1 , a_2 or b , see Figure 9.2, where a_1 and a_2 are the lengths of the panels adjacent to the transverse stiffener under consideration and b is the height between the centroids of the flanges or span of the transverse stiffener. Eccentricities should be accounted for.

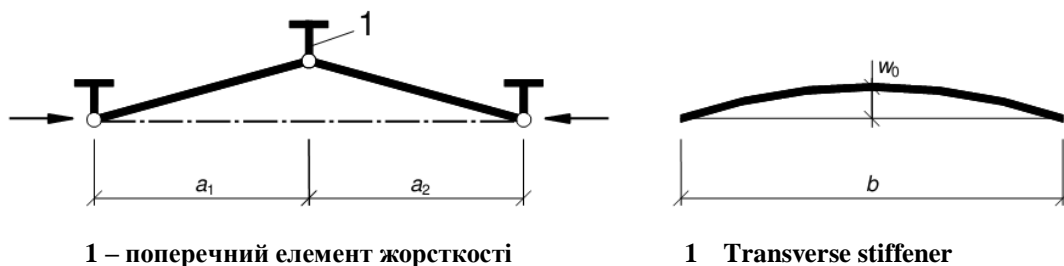


Рисунок 9.2 – Поперечний елемент жорсткості
Figure 9.2 – Transverse stiffener

(3) Поперечний елемент жорсткості повинен сприймати зусилля від згину суміжних стиснутих панелей за умови, коли обидва суміжні поперечні елементи є одночасно жорсткими і міцними при дії якого-небудь зовнішнього навантаження і осьової сили згідно з приміткою до 9.3.3(3). Стиснуті панелі і поздовжні елементи жорсткості розглядаються як шарнірно приєднані до поперечних елементів жорсткості.

(3) The transverse stiffener should carry the deviation forces from the adjacent compressed panels under the assumption that both adjacent transverse stiffeners are rigid and straight together with any external load and axial force according to the NOTE to 9.3.3(3). The compressed panels and the longitudinal stiffeners are considered to be simply supported at the transverse stiffeners.

(4) За теорією розрахунку 2-го порядку в пружній стадії роботи потрібна перевірка

(4) It should be verified that using a second order elastic method analysis both the

з урахуванням двох наступних критеріїв, що задовольняють методиці розрахунку за граничними станами:

- максимальне напруження в елементі жорсткості не повинне перевищувати f_y/γ_{M1} ;
- додатковий згин елементу жорсткості не повинен перевищувати значення $b/300$.

(5) За відсутності в поперечному елементі жорсткості осьової сили, обидва критерії в (4) допускається вважати виконаними, якщо момент інерції поперечного елементу жорсткості I_{st} буде не менше

$$I_{st} = \frac{\sigma_m}{E} \left(\frac{b}{\pi} \right)^4 \left(1 + w_0 \frac{300}{b} u \right) \quad (9.1)$$

де (where) $\sigma_m = \frac{\sigma_{cr,c}}{\sigma_{cr,p}} \cdot \frac{N_{Ed}}{b} \left(\frac{1}{a_1} + \frac{1}{a_2} \right)$

$$u = \frac{\pi^2 E \cdot e_{max}}{f_y 300 b} \geq 1,0$$

γ_{M1}

e_{max} – максимальна відстань від центру тяжіння елементу жорсткості до найбільш віддаленої точки елементу жорсткості;

N_{Ed} – розрахункове значення діючого зусилля стискання в суміжних панелях, але не менше зусилля, рівного найбільшому напруженню стиску, помноженому на половину ефективної^p стиснутої площі поперечного перерізу панелі, включаючи елементи жорсткості;

$\sigma_{cr,c}$, $\sigma_{cr,p}$ – визначені в 4.5.3 і додатку А.

Примітка. EN 1993-2 і EN 1993-1-7 містять вказівки по застосуванню поперечних елементів жорсткості, що навантажуються з площини стінки балки.

(6) Якщо поперечні елементи жорсткості сприймають осьове зусилля стиску, то воно має бути збільшене на значення $\Delta N_{st} = \sigma_m b^2 / \pi^2$ для того, щоб врахувати додаткові зусилля від згину. Критерії в (4) зберігають свою силу, але ΔN_{st} можна не враховувати, коли при розрахунку в елементі жорсткості

following criteria are satisfied at the ultimate limit state:

- that the maximum stress in the stiffener should not exceed f_y/γ_{M1} ;
- that the additional deflection should not exceed $b/300$.

(5) In the absence of an axial force in the transverse stiffener both the criteria in (4) above may be assumed to be satisfied provided that the second moment of area I_{st} of the transverse stiffeners is not less than:

e_{max} is the maximum distance from the extreme fibre of the stiffener to the centroid of the stiffener;

N_{Ed} is the maximum compressive force of the adjacent panels but not less than the maximum compressive stress times half the effective^p compression area of the panel including stiffeners;

$\sigma_{cr,c}$, $\sigma_{cr,p}$ are defined in 4.5.3 and Annex A.

NOTE: Where out of plane loading is applied to the transverse stiffeners reference should be made to EN 1993-2 and EN 1993-1-7.

(6) If the stiffener carries axial compression this should be increased by $\Delta N_{st} = \sigma_m b^2 / \pi^2$ in order to account for deviation forces. The criteria in (4) apply but ΔN_{st} need not be considered when calculating the uniform stresses from axial load in the stiffener.

напруження від осьової сили одного знаку.

(7) За відсутності в поперечному елементі жорсткості осьових сил вимоги в (4) можуть перевірятися по теорії розрахунку 1-го порядку в пружній стадії роботи з урахуванням наступного рівномірно розподіленого по довжині b додаткового поперечного навантаження q , що визначається за формулою:

$$q = \frac{\pi}{4} \sigma_m (w_0 + w_{el}), \quad (9.2)$$

де:

σ_m – визначено в (5);

w_0 – вказано на рис. 9.2;

w_{el} – деформація при пружній стадії роботи, яку допускається визначати методами ітерації або прийняти рівною додатковому згину елементу жорсткості ($b/300$).

(8) Якщо не застосовується точніший метод розрахунку для виключення крутильної форми втрати стійкості елементів жорсткості з відкритим поперечним перерізом, то для елементів жорсткості повинна виконуватися наступна умова

$$\frac{I_T}{I_p} \geq 5,3 \frac{f_y}{E}, \quad (9.3)$$

де:

I_p – полярний момент інерції поперечного перерізу одного елементу жорсткості, що розраховується відносно точки кріплення до пластини;

I_T – момент інерції Сен-Венана при крученні для поперечного перерізу одного елементу жорсткості.

(9) При врахуванні згинальної жорсткості елементів для них має бути виконаний критерій, вказаний в (8), або наступний критерій:

$$\sigma_{cr} \geq \theta \cdot f_y \quad (9.4)$$

(7) As a simplification the requirement of (4) may, in the absence of axial forces, be verified using a first order elastic analysis taking account of the following additional equivalent uniformly distributed lateral load q acting on the length b :

where:

σ_m is defined in (5) above;

w_0 is defined in Figure 9.2;

w_{el} is the elastic deformation, that may be either determined iteratively or be taken as the maximum additional deflection $b/300$.

(8) Unless a more advanced method of analysis is carried out in order to prevent torsional buckling of stiffeners with open cross-sections, the following criterion should be satisfied:

where:

I_p is the polar second moment of area of the stiffener alone around the edge fixed to the plate;

I_T is the St. Venant torsional constant for the stiffener alone.

(9) Where warping stiffness is considered stiffeners should either fulfil (8) or the criterion

де:

σ_{cr} – критичне напруження при крутильній формі втрати стійкості без урахування затискання пластини при закручуванні;

θ – параметр, що забезпечує 3 клас роботи.

Примітка. Параметр θ може бути наведений в Національному додатку. Рекомендоване значення $\theta = 6$.

9.2.2 Необхідні вимоги до поздовжніх елементів жорсткості

(1) Вимоги, що стосуються крутильної форми втрати стійкості, наведені в 9.2.1(8) і 9.2.1(9), поширюються також на поздовжні елементи жорсткості.

(2) Переривчасті поздовжні елементи жорсткості, які не проходять через прорізи, зроблені в поперечних елементах жорсткості, або при їх відсутності з іншого боку поперечних елементів жорсткості, повинні:

- застосовуватися тільки для стінок (тобто неприпустимо для поясів);
- не враховуватися в статичному розрахунку;
- не враховуватися при розрахунку напруження;
- розглядатися при визначенні ефективної^p ширини стінки секцій;
- розглядатися при розрахунку пружного критичного напруження.

(3) Перевірка несучої здатності для елементів жорсткості виконується згідно з 4.5.3 і 4.6.

9.2.3 Зварні стики листів

(1) Зварні стики при різній товщині листів необхідно розміщувати поблизу поперечних елементів жорсткості (рис. 9.3). Ексцентриситети не враховують, якщо відстань від зварного стику до поперечного елемента жорсткості не перевищує меншого зі значень $b_0/2$ і 200 мм, де: b_0 – відстань між поздовжніми елементами жорсткості тоншої стінки.

where:

σ_{cr} is the elastic critical stress for torsional buckling not considering rotational restraint from the plate;

θ is a parameter to ensure class 3 behaviour.

NOTE: The parameter θ may be given in the National Annex. The value $\theta = 6$ is recommended.

9.2.2 Minimum requirements for longitudinal stiffeners

(1) The requirements concerning torsional buckling in 9.2.1(8) and (9) also apply to longitudinal stiffeners.

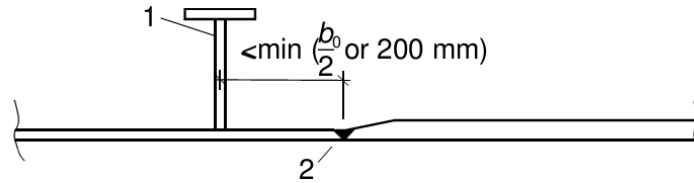
(2) Discontinuous longitudinal stiffeners that do not pass through openings made in the transverse stiffeners or are not connected to either side of the transverse stiffeners should be:

- used only for webs (i.e. not allowed in flanges);
- neglected in global analysis;
- neglected in the calculation of stresses;
- considered in the calculation of the effective^p widths of web sub-panels;
- considered in the calculation of the elastic critical stresses.

(3) Strength assessments for stiffeners should be performed according to 4.5.3 and 4.6.

9.2.3 Welded plates

(1) Plates with changes in plate thickness should be welded adjacent to the transverse stiffener, see Figure 9.3. The effects of eccentricity need not be taken into account unless the distance to the stiffener from the welded junction exceeds $b_0/2$ or 200 mm whichever is the smallest, where b_0 is the width of the plate between longitudinal stiffeners.



1 – поперечний елемент жорсткості; 1 Transverse stiffener
2 – зварний шов 2 Transverse weld

Рисунок 9.3 – Зварні стики листів
Figure 9.3 – Welded plates

9.2.4 Вирізи в елементах жорсткості

(1) Вирізи в поздовжніх елементах жорсткості необхідно виконувати, як показано на рис. 9.4.

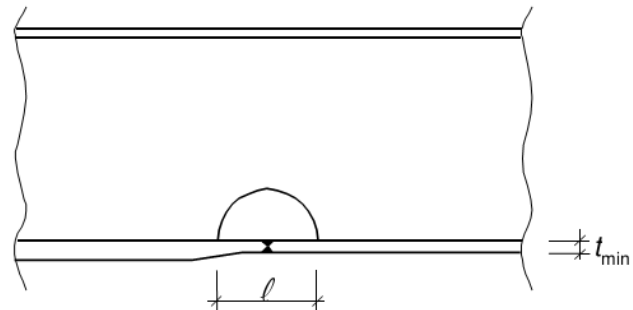
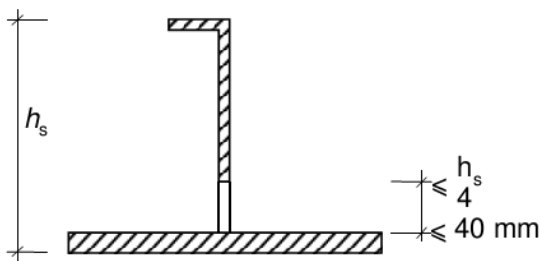


Рисунок 9.4 – Вирізи в поздовжніх елементах жорсткості
Figure 9.4 – Cut outs in longitudinal stiffeners

9.2.4 Cut outs in stiffeners

(1) The dimensions of cut outs in longitudinal stiffeners should be as shown in Figure 9.4.

(2) Довжина вирізу l повинна задовольняти наступним умовам:

$l \geq 6t_{min}$ – для стиснутих плоских елементів жорсткості;

$l \geq 8t_{min}$ – для стиснутих елементів жорсткості інших форм перерізу;

$l \geq 15t_{min}$ – для елементів жорсткості, що не знаходяться під навантаженням стиску,

де t_{min} – менше із значень товщини листів.

(2) The length l should not exceed:

$l \geq 6t_{min}$ for flat stiffeners in compression

$l \geq 8t_{min}$ for other stiffeners in compression

$l \geq 15t_{min}$ for stiffeners without compression

Where t_{min} is the lesser of the plate thicknesses

(3) Граничні значення l в (2) для стиснутих елементів жорсткості допускається збільшити на величину

$\sqrt{\frac{\sigma_{x,Rd}}{\sigma_{x,Ed}}}$, якщо виконується наступна умова:

$\sigma_{x,Ed} \leq \sigma_{x,Rd}$ і $l \leq 15t_{min}$,

де $\sigma_{x,Ed}$ – стискаюче напруження в зоні

(3) The limiting values l in (2) for stiffeners in compression may be increased by

$\sqrt{\frac{\sigma_{x,Rd}}{\sigma_{x,Ed}}}$ when $\sigma_{x,Ed} \leq \sigma_{x,Rd}$ and $l \leq 15t_{min}$

$\sigma_{x,Ed}$ is the compression stress at the location

вирізу.

(4) Розміри вирізів в поперечних елементах жорсткості мають бути виконані, як показано на рис. 9.5.

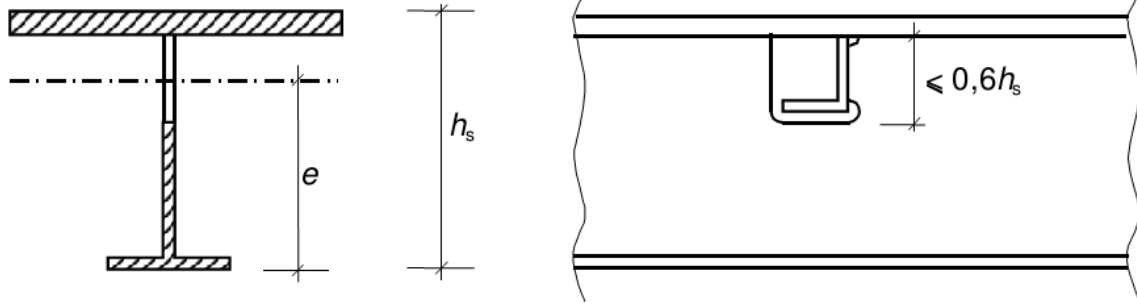


Рисунок 9.5 – Вирізи в поперечних елементах жорсткості
Figure 9.5 – Cut outs in transverse stiffeners

(5) Переріз бруто стінки в зоні вирізу розраховують на поперечну силу V_{Ed} за формулою:

$$V_{Ed} = \frac{I_{net}}{e} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \cdot \frac{\pi}{b_G} \quad (9.5)$$

I_{net} – момент інерції площі перерізу нетто поперечного елемента жорсткості;

e – максимальна відстань від зовнішньої сторони поясу поперечного ребра до нейтральної осі перерізу нетто (див. рис. 9.5);

b_G – довжина поперечного елемента жорсткості між поясами.

of the cut-out.

(4) The dimensions of cut outs in transverse stiffeners should be as shown in Figure 9.5.

(5) The gross web adjacent to the cut out should resist a shear force V_{Ed} , where

I_{net} is the second moment of area for the net section of the transverse stiffener;

e is the maximum distance from the underside of the flange plate to the neutral axis of net section, see Figure 9.5;

b_G is the length of the transverse stiffener between the flanges.

9.3 Зсув

9.3.1 Жорсткі опорні частини

(1) Жорстка опорна частина балки (див. рис. 5.1) використовується в якості елемента жорсткості, що сприймає реакцію опори (див. 9.4), і розраховується як коротка балка, що сприймає поздовжнє напруження в площині стінки.

Примітка. В EN 1993-2 містяться вказівки щодо впливу ексцентриситету від зміщення опор.

(2) Жорстка опорна частина балки складається з двох поперечних елементів жорсткості, розташованих з двох сторін, які на опорі утворюють пояси короткої балки

9.3 Shear

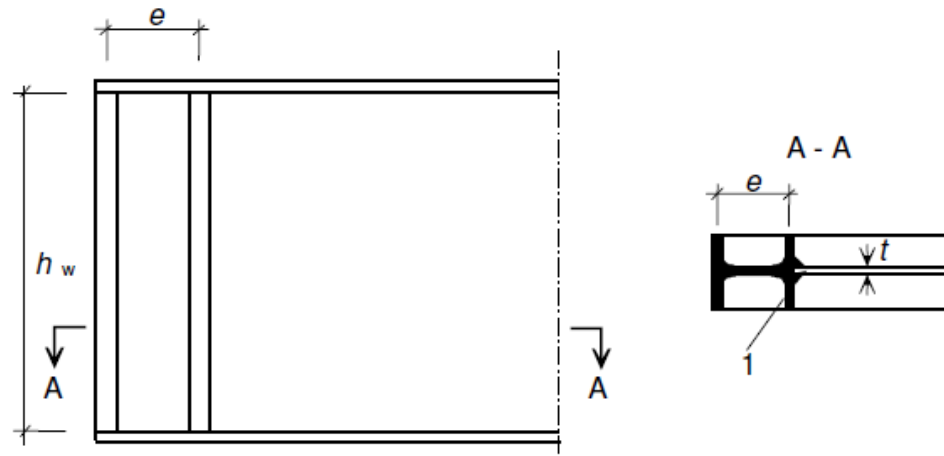
9.3.1 Rigid end post

(1) The rigid end post (see Figure 5.1) should act as a bearing stiffener resisting the reaction from the support (see 9.4), and should be designed as a short beam resisting the longitudinal membrane stresses in the plane of the web.

NOTE: For the effects of eccentricity due to movements of bearings, see EN 1993-2.

(2) A rigid end post should comprise of two double-sided transverse stiffeners that form the flanges of a short beam of length h_w , see Figure 5.1 (b). The strip of web plate

завдовжки h_w (див. рис. 5.1(b)). Смуга стінки між вказаними вище поперечними елементами жорсткості утворює стінку цієї балки. Альтернативно жорстка опорна частина балки може бути виконана з балки прокатного профілю, яка з'єднується із стінкою на опорі, як показано на рис. 9.6.



1 – вставлена балка прокатного профілю

1 Inserted section

Рисунок 9.6 – Конструкція опорної частини балки з використанням прокатних профілів
Figure 9.6 – Rolled section forming an end-post

(3) Мінімальна площа поперечного перерізу кожного з обох елементів жорсткості має бути не менше $4h_w \cdot t^2/e$, де e – відстань між центрами тяжіння елементів жорсткості, $e > 0,1h_w$ (див. рис. 5.1(b)). Якщо опорна частина виконана з прокатного профілю, то момент опору відносно осі, перпендикулярної стінці балки, має бути не менше $4h_w \cdot t^2$.

(4) В якості альтернативи кінець балки може мати один єдиний двосторонній елемент жорсткості за умови, що ще один поперечний елемент жорсткості знаходиться настільки близько до опори, що секція може сприймати максимальне зсувне зусилля, що виникає при розрахунку гнучких опорних частин.

9.3.2 Елементи жорсткості гнучкої опорної частини

(1) У гнучких опорних частинах можуть застосовуватися прості двосторонні елементи жорсткості, як показано на рисунку 5.1(c). Вони працюють як елементи опори, що сприймають опорну реакцію

between the stiffeners forms the web of the short beam. Alternatively, a rigid end post may be in the form of a rolled section, connected to the end of the web plate as shown in Figure 9.6.

(3) Each double sided stiffener consisting of flats should have a cross sectional area of at least $4h_w \cdot t^2/e$, where e is the centre to centre distance between the stiffeners and $e > 0,1h_w$, see Figure 5.1 (b). Where a rolled section other than flats is used for the end-post its section modulus should be not less than $4h_w \cdot t^2$ for bending around a horizontal axis perpendicular to the web.

(4) As an alternative the girder end may be provided with a single double-sided stiffener and a vertical stiffener adjacent to the support so that the subpanel resists the maximum shear when designed with a non-rigid end post.

9.3.2 Stiffeners acting as non-rigid end post

(1) A non-rigid end post may be a single double sided stiffener as shown in Figure 5.1 ©. It may act as a bearing stiffener resisting the reaction at the girder support (see 9.4).

балок (див. 9.4).

9.3.3 Проміжні поперечні елементи жорсткості

(1) Проміжні поперечні елементи жорсткості, які застосовуються в якості жорсткої опори крайньої панелі стінки, мають бути розраховані на міцність і жорсткість.

(2) Коли застосовуються гнучкі проміжні поперечні елементи жорсткості, їх жорсткість має бути врахована при розрахунку для k_r згідно з 5.3(5).

(3) Момент інерції площі проміжних жорстких поперечних елементів жорсткості разом з ефективною частиною стінки I_{st} повинен відповідати наступним мінімальним значенням:

$$\begin{aligned} \text{для (for) } a/h_w < \sqrt{2} : & I_{st} \geq 1,5h_w^3t^3/a^2 \\ \text{для (for) } a/h_w \geq \sqrt{2} : & I_{st} \geq 0,75h_wt^3 \end{aligned} \quad (9.6)$$

Примітка. Проміжні жорсткі поперечні елементи жорсткості мають бути розраховані на осьову силу, рівну: $V_{Ed} - \frac{1}{\lambda_w^2} f_{yw} \cdot h_w / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1})$ згідно 9.2.1(3). У разі змінної поперечної сили виконують перевірку на відстані $0,5h_w$ від краю панелі з максимальною поперечною силою.

9.3.4 Поздовжні елементи жорсткості

(1) Якщо поздовжні елементи жорсткості враховуються при розрахунку на міцність, то вони також мають бути перевірені на вплив нормального напруження.

9.3.5 Зварні шви

(1) Зварні шви приварювання стінки до поясу короткої балки допускається розраховувати для номінального значення зсувного зусилля V_{Ed}/h_w , якщо V_{Ed} не перевищує значення $\chi_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1})$. При великих значеннях V_{Ed} зварні шви між поясом короткої балки жорсткої опори і стінкою балки необхідно розраховувати на зсувне зусилля, рівне $\eta \cdot f_{yw} \cdot t / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1})$.

9.3.3 Intermediate transverse stiffeners

(1) Intermediate stiffeners that act as rigid supports to interior panels of the web should be designed for strength and stiffness.

(2) When flexible intermediate transverse stiffeners are used, their stiffness should be considered in the calculation of k_r in 5.3(5).

(3) The effective section of intermediate stiffeners acting as rigid supports for web panels should have a minimum second moment of area I_{st} :

NOTE: Intermediate rigid stiffeners may be designed for an axial force equal to $V_{Ed} - \frac{1}{\lambda_w^2} f_{yw} \cdot h_w / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1})$ according to 9.2.1(3). In the case of variable shear forces the check is performed for the shear force at the distance $0,5h_w$ from the edge of the panel with the largest shear force.

9.3.4 Longitudinal stiffeners

(1) If longitudinal stiffeners are taken into account in the stress analysis they should be checked for direct stresses for the cross sectional resistance.

9.3.5 Welds

(1) The web to flange welds may be designed for the nominal shear flow V_{Ed}/h_w if V_{Ed} does not exceed $\chi_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1})$. For larger values V_{Ed} the weld between flanges and webs should be designed for the shear flow $\eta \cdot f_{yw} \cdot t / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1})$.

(2) В усіх інших випадках зварні шви мають бути розраховані на поперечну силу, діючу вздовж і поперек зварних швів, з урахуванням їх роботи в пружній і пружно-пластичній стадії і з ефектом 2-го порядку.

9.4 Поперечне навантаження

(1) Якщо несуча здатність стінки балки без укріплення недостатня, то потрібна установка поперечних елементів жорсткості.

(2) Перевірка несучої здатності поперечного елементу жорсткості пластини при втраті стійкості під впливом місцевого навантаження і поперечної сили (9.3.3(3)) визначається згідно з 6.3.3 або 6.3.4 EN 1993-1-1, використовуючи криву втрати стійкості. Коли обидва кінці закріплено від бічного зміщення, розрахункова довжина l при втраті стійкості повинна прийматися $0,75h_w$. Більше значення довжини l приймається для випадку, коли забезпечується менш жорстке закріплення на кінцях. Якщо елементи жорсткості, навантажені на кінцях, мають вирізи, то перевірка несучої здатності поперечного перерізу повинна виконуватися для цієї частини.

(3) При застосуванні односторонніх або інших несиметрично розташованих елементів жорсткості необхідно враховувати ексцентриситет при розрахунку згідно з 6.3.3 або 6.3.4 EN 1993-1-1. Якщо елементи жорсткості закріплені від бічного зміщення стиснутим поясом, то для них повинні дотримуватися умови жорсткості і міцності при крутильній формі втрати стійкості.

(2) In all other cases welds should be designed to transfer forces along and across welds making up sections taking into account analysis method (elastic/plastic) and second order effects.

9.4 Transverse loads

(1) If the design resistance of an unstiffened web is insufficient, transverse stiffeners should be provided.

(2) The out-of-plane buckling resistance of the transverse stiffener under transverse loads and shear force (see 9.3.3(3)) should be determined from 6.3.3 or 6.3.4 of EN 1993-1-1, using buckling curve c . When both ends are assumed to be fixed laterally a buckling length of not less than $0,75h_w$ should be used. A larger value of should be used for conditions that provide less end restraint. If the stiffeners have cut outs at the loaded end, the cross sectional resistance should be checked at this end.

(3) Where single sided or other asymmetric stiffeners are used, the resulting eccentricity should be allowed for using 6.3.3 or 6.3.4 of EN 1993-1-1. If the stiffeners are assumed to provide lateral restraint to the compression flange they should comply with the stiffness and strength criteria in the design for lateral torsional buckling.

10 ПРИВЕДЕНЕ НАПРУЖЕННЯ

(1) Методику розрахунку по приведеному напруженню допускається використовувати для визначення граничного напруження пластин, підсилених або не підсилених елементами жорсткості.

Примітка 1. Цей метод є альтернативою методу із застосуванням ефективної ширини згідно з розділами 4 – 7 з урахуванням:

- $\sigma_{x,Ed}$, $\sigma_{z,Ed}$ і τ_{Ed} – компоненти напруженого стану, діючі спільно;
- граничне напруження найслабшої частини перерізу може визначати несучу здатність усього перерізу.

Примітка 2. Граничне напруження допускається також використовувати для визначення еквівалентних ефективних площ. У Національному додатку можуть встановлюватися обмеження на використання відповідних методів.

(2) Для підсилених і не підсилених елементами жорсткості панелей, у складному напруженому стані $\sigma_{x,Ed}$, $\sigma_{z,Ed}$ і τ_{Ed} , допускається прийняти клас перерізів 3 за умови

$$\frac{\rho \cdot \alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} \geq 1, \quad (10.1)$$

де $\alpha_{ult,k}$ – найменший коефіцієнт збільшення розрахункових навантажень, при яких буде досягнуте нормативне значення несучої здатності пластини для критичної точки при втраті стійкості, див. (4);

ρ – понижуючий коефіцієнт, що залежить від умовної гнучкості $\bar{\lambda}_p$ при втраті стійкості пластини, див. (5);

γ_{M1} – частковий коефіцієнт безпеки.

(3) Умовну гнучкість $\bar{\lambda}_p$ визначають за формулою

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\rho \cdot \alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr}}}, \quad (10.2)$$

де α_{cr} – найменший коефіцієнт збільшення розрахункового навантаження, при якому буде досягнуте критичне навантаження для пластини при пружній стадії роботи,

10 REDUCED STRESS METHOD

(1) The reduced stress method may be used to determine the stress limits for stiffened or unstiffened plates.

NOTE 1: This method is an alternative to the effective width method specified in section 4 to 7 in respect of the following:

- $\sigma_{x,Ed}$, $\sigma_{z,Ed}$ and τ_{Ed} are considered as acting together
- the stress limits of the weakest part of the cross section may govern the resistance of the full cross section.

NOTE 2: The stress limits may also be used to determine equivalent effective areas. The National Annex may give limits of application for the methods.

(2) For unstiffened or stiffened panels subjected to combined stresses $\sigma_{x,Ed}$, $\sigma_{z,Ed}$ and τ_{Ed} class 3 section properties may be assumed, where

Where $\alpha_{ult,k}$ is the minimum load amplifier for the design loads to reach the characteristic value of resistance of the most critical point of the plate, see (4);

ρ is the reduction factor depending on the plate slenderness $\bar{\lambda}_p$ to take account of plate buckling, see (5);

γ_{M1} is the partial factor applied to this method.

(3) The plate slenderness $\bar{\lambda}_p$ should be taken from

where α_{cr} is the minimum load amplifier for the design loads to reach the elastic critical load of the plate under the complete stress

завантаженої по всьому полю напруженням, див. (6).

Примітка 1. Для визначення α_{cr} підсилена елементами жорсткості пластина може моделюватися для розрахунку відповідно до правил розділів 4 і 5 без зменшення моменту інерції площі поздовжніх елементів жорсткості, як це вказано в 5.3(4).

Примітка 2. Якщо не можна визначити α_{cr} для панелі і її секцій в цілому, то допускається проводити перевірки окремо для секції і панелі.

(4) Для визначення $\alpha_{ult,k}$ допускається використовувати розрахунок несучої здатності пластини за межею текучості за формулою:

$$\frac{1}{\alpha_{ult,k}^2} = \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y} \right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y} \right) \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y} \right) + 3 \left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y} \right)^2, \quad (10.3)$$

де, $\sigma_{x,Ed}$, $\sigma_{z,Ed}$ і τ_{Ed} – компоненти напруженого стану пластини при розрахунку несучої здатності по граничних станах.

Примітка. При використанні рівняння (10.3) передбачається, що опірність несучої пластини досягається, коли межа текучості передеє втраті стійкості пластини.

(5) Понижуючий коефіцієнт ρ допускається визначати одним з наступних методів:

а) менше значення з наступних понижуючих коефіцієнтів:

ρ_x – понижуючий коефіцієнт, що приймається згідно з 4.5.4(1) при дії нормального напруження, враховуючи роботу пластини як стиснутого стержня, де це буде доречно;

ρ_z – понижуючий коефіцієнт, що приймається згідно з 4.5.4(1) при дії місцевого напруження в поперечному напрямі, враховуючи роботу пластини як стиснутого стержня, де це буде доречно;

χ_w – понижуючий коефіцієнт, що приймається згідно з 5.2(1) при розрахунку несучої здатності на зсув. Усі понижуючі коефіцієнти визначають із застосуванням умовної гнучкості $\bar{\lambda}_p$ згідно з формулою (10.2).

field, see (6)

NOTE 1: For calculating α_{cr} for the complete stress field, the stiffened plate may be modelled using the rules in section 4 and 5 without reduction of the second moment of area of longitudinal stiffeners as specified in 5.3(4).

NOTE 2: When α_{cr} cannot be determined for the panel and its subpanels as a whole, separate checks for the subpanel and the full panel may be applied.

(4) In determining $\alpha_{ult,k}$ the yield criterion may be used for resistance:

where $\sigma_{x,Ed}$, $\sigma_{z,Ed}$ and τ_{Ed} are the components of the stress field in the ultimate limit state.

NOTE: By using the equation (10.3) it is assumed that the resistance is reached when yielding occurs without plate buckling.

(5) The reduction factor ρ may be determined using either of the following methods:

a) the minimum value of the following reduction factors:

ρ_x for longitudinal stresses from 4.5.4(1) taking into account column-like behaviour where relevant;

ρ_z for transverse stresses from 4.5.4(1) taking into account column-like behaviour where relevant;

χ_w for shear stresses from 5.2(1); each calculated for the slenderness $\bar{\lambda}_p$ according to equation (10.2).

Примітка. Цей метод призводить до перевірки несучої здатності за формулою:

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M1}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M1}}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M1}}\right) \cdot \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M1}}\right) + 3 \cdot \left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y/\gamma_{M1}}\right)^2 \leq \rho^2 \quad (10.4)$$

Примітка. Для визначення ρ_z для місцевого напруження, діючого в поперечному напрямі, приймають правила згідно з розділом 4, де для нормального напруження σ_x повинне враховуватися напруження σ_z у поперечному напрямі. В цьому випадку розділ 6, як правило, не застосовують:

b) понижуючі коефіцієнти ρ_x , ρ_z і χ_w , визначені відповідно до а), використовуються у формулі для $\alpha_{ult,k}$, як функція інтерполяції.

Примітка. Цей метод призводить до перевірки несучої здатності за формулою:

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\rho_x \cdot f_y/\gamma_{M1}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{\rho_z \cdot f_y/\gamma_{M1}}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\rho_x \cdot f_y/\gamma_{M1}}\right) \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{\rho_z \cdot f_y/\gamma_{M1}}\right) + 3 \left(\frac{\tau_{Ed}}{\chi_w \cdot f_y/\gamma_{M1}}\right)^2 \leq 1 \quad (10.5)$$

Примітка 1. Оскільки перевірки згідно з формулами (10.3), (10.4) і (10.5) вже містять взаємодію між поперечною силою, згинальним моментом, поздовжньою силою і місцевим поперечним навантаженням, то розрахунок відповідно до розділу 7 може не застосовуватися.

Примітка 2. Національний додаток може містити додаткову інформацію по застосуванню формул (10.4) і (10.5). Якщо в пластині виникає напруження розтягу і стиску, то рекомендується застосовувати формулу (10.4) тільки для стиснутих частин перерізів.

(6) За відсутності значень α_{cr} завантаженої пластини і коли наведені тільки значення $\alpha_{cr,i}$ відповідно для компонентів напруження $\sigma_{x,Ed}$, $\sigma_{z,Ed}$ і τ_{Ed} пластини, то значення α_{cr} допускається визначити за формулою:

$$\frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{1+\psi_x}{4\alpha_{cr,x}} + \frac{1+\psi_z}{4\alpha_{cr,z}} + \left[\left(\frac{1+\psi_x}{4\alpha_{cr,x}} + \frac{1+\psi_z}{4\alpha_{cr,z}} \right)^2 + \frac{1-\psi_x}{2\alpha_{cr,x}^2} + \frac{1-\psi_z}{2\alpha_{cr,z}^2} + \frac{1}{\alpha_{cr,\tau}^2} \right]^{1/2}, \quad (10.6)$$

де (where) $\alpha_{cr,x} = \frac{\sigma_{cr,x}}{\sigma_{x,Ed}}$, $\alpha_{cr,z} = \frac{\sigma_{cr,z}}{\sigma_{z,Ed}}$, $\alpha_{cr,\tau} = \frac{\tau_{cr,\tau}}{\tau_{\tau,Ed}}$

$\sigma_{cr,x}$, $\sigma_{cr,z}$, τ_{Ed} , ψ_x і ψ_z визначають згідно розділам 4 – 6.

(7) Розрахунок параметрів елементів жорсткості, а також детальне виконання проводять згідно розділу 9.

NOTE: This method leads to the verification formula:

NOTE: For determining ρ_z for transverse stresses the rules in section 4 for direct stresses σ_x should be applied to σ_z in the z-direction. For consistency section 6 should not be applied.

b) a value interpolated between the values of ρ_x , ρ_z and χ_w as determined in a) by using the formula for $\alpha_{ult,k}$ as interpolation function

NOTE: This method leads to the verification format:

NOTE 1: Since verification formulae (10.3), (10.4) and (10.5) include an interaction between shear force, bending moment, axial force and transverse force, section 7 should not be applied.

NOTE 2: The National Annex may give further information on the use of equations (10.4) and (10.5). In case of panels with tension and compression it is recommended to apply equations (10.4) and (10.5) only for the compressive parts.

(6) Where α_{cr} values for the complete stress field are not available and only $\alpha_{cr,i}$ values for the various components of the stress field $\sigma_{x,Ed}$, $\sigma_{z,Ed}$ and τ_{Ed} can be used, the α_{cr} value may be determined from:

and $\sigma_{cr,x}$, $\sigma_{cr,z}$, τ_{Ed} , ψ_x and ψ_z are determined from sections 4 to 6.

(7) Stiffeners and detailing of plate panels should be designed according to section 9.

**ДОДАТОК А
(ДОВІДКОВИЙ)
РОЗРАХУНОК КРИТИЧНОГО
НАПРУЖЕННЯ ДЛЯ ЛИСТІВ З
ЕЛЕМЕНТАМИ ЖОРСТКОСТІ**

A.1 Еквівалентні ортотропні пластини

(1) Пластини з не менш ніж трьома поздовжніми елементами жорсткості можуть трактуватися як еквівалентні ортотропні пластини.

(2) Пружне критичне напруження втрати стійкості для еквівалентної ортотропної пластини визначається за формулою:

$$\sigma_{cr,p} = k_{\sigma,p} \cdot \sigma_E, \quad (\text{A.1})$$

$$\text{де (where): } \sigma_E = \frac{\pi^2 E \cdot t^2}{12(1-\nu^2)b^2} = 190000 \left(\frac{t}{b}\right)^2, \text{ МПа}$$

$k_{\sigma,p}$ – коефіцієнт втрати стійкості для ортотропної пластини з окремими елементами жорсткості;

b – визначене на рис. А.1;

t – товщина листа.

Примітка 1. Коефіцієнт втрати стійкості $k_{\sigma,p}$ допускається визначати або за допомогою відповідних діаграм (таблиць) для пластин з окремими елементами жорсткості, або за допомогою комп'ютерних розрахунків. Альтернативні діаграми (таблиці) для пластин з місцевими елементами жорсткості можуть бути використані у разі місцевої втрати стійкості окремих секцій або можуть бути виключені і трактуватися окремо.

Примітка 2. $\sigma_{cr,p}$ є пружним критичним напруженням втрати стійкості на краю секції з найбільшим напруженням стиску (рис. А.1).

Примітка 3. Для стінки балки ширину b у формулах (А.1) і (А.2) замінюють на h_w .

Примітка 4. Для підсилених пластин не менше ніж з трьома розташованими на рівній відстані поздовжніми елементами жорсткості коефіцієнт втрати стійкості $k_{\sigma,p}$ (для врахування втрати стійкості всього підсиленої секції) допускається визначати за формулою:

**ANNEX A
[INFORMATIVE]**

**CALCULATION OF CRITICAL
STRESSES FOR STIFFENED PLATES**

A.1 Equivalent orthotropic plate

(1) Plates with at least three longitudinal stiffeners may be treated as equivalent orthotropic plates.

(2) The elastic critical plate buckling stress of the equivalent orthotropic plate may be taken as:

$$\sigma_{cr,p} = k_{\sigma,p} \cdot \sigma_E, \quad (\text{A.1})$$

$$\text{де (where): } \sigma_E = \frac{\pi^2 E \cdot t^2}{12(1-\nu^2)b^2} = 190000 \left(\frac{t}{b}\right)^2, \text{ МПа}$$

$k_{\sigma,p}$ is the buckling coefficient according to orthotropic plate theory with the stiffeners smeared over the plate;

b is defined in Figure A.1;

t is the thickness of the plate.

NOTE 1: The buckling coefficient $k_{\sigma,p}$ is obtained either from appropriate charts for smeared stiffeners or relevant computer simulations; alternatively charts for discretely located stiffeners may be used provided local buckling in the subpanels can be ignored and treated separately.

NOTE 2: $\sigma_{cr,p}$ is the elastic critical plate buckling stress at the edge of the panel where the maximum compression stress occurs, see Figure A.1.

NOTE 3: Where a web is of concern, the width b in equations (A.1) and (A.2) should be replaced by h_w .

NOTE 4: For stiffened plates with at least three equally spaced longitudinal stiffeners the plate buckling coefficient $k_{\sigma,p}$ (global buckling of the stiffened panel) may be approximated by:

$$k_{\sigma,p} = \frac{2\left((1+\alpha^2)^2 + \gamma - 1\right)}{\alpha^2(\psi + 1)(1 + \delta)}, \quad \text{якщо (if): } \alpha \leq \sqrt[4]{\gamma}$$

$$k_{\sigma,p} = \frac{4(1 + \sqrt{\gamma})}{(\psi + 1)(1 + \delta)}, \quad \text{якщо (if): } \alpha > \sqrt[4]{\gamma}$$

(A.2)

із застосуванням (with): $\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \geq 0,5$

$$\gamma = \frac{I_{sl}}{I_p}$$

$$\delta = \frac{\sum A_{sl}}{A_p}$$

$$\alpha = \frac{a}{b} \geq 0,5$$

де:

I_{sl} – момент інерції поперечного перерізу для всієї підсиленої елементами жорсткості пластини;

I_p – згинальний момент інерції поперечного перерізу для пластини, рівний $\frac{b \cdot t^3}{12(1-\nu^2)} = \frac{b \cdot t^3}{10,92}$;

$\sum A_{sl}$ – сума площ перерізів бруто тільки поздовжніх елементів жорсткості;

A_p – площа перерізу бруто пластини, рівна bt ;

σ_1 – найбільше граничне напруження;

σ_2 – найменше граничне напруження;

a, b, t – визначені на рис. А.1.

where:

I_{sl} is the second moment of area of the whole stiffened plate;

I_p is the second moment of area for bending of the plate $\frac{b \cdot t^3}{12(1-\nu^2)} = \frac{b \cdot t^3}{10,92}$

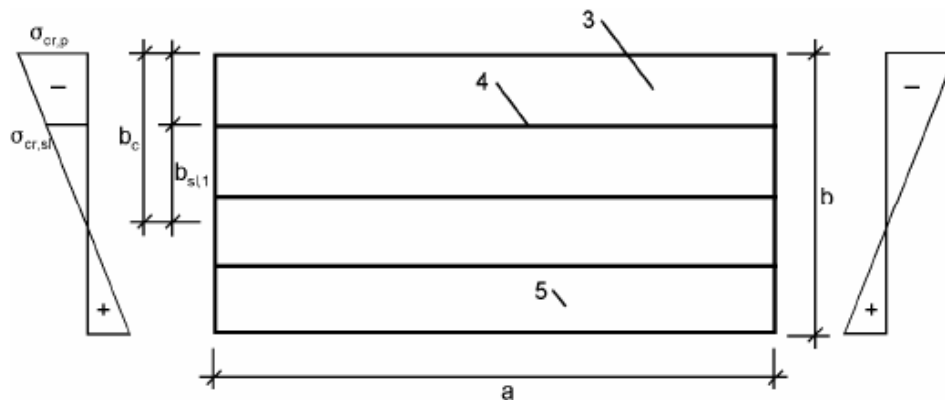
$\sum A_{sl}$ is the sum of the gross areas of the individual longitudinal stiffeners;

A_p is the gross area of the plate $=bt$;

σ_1 is the larger edge stress;

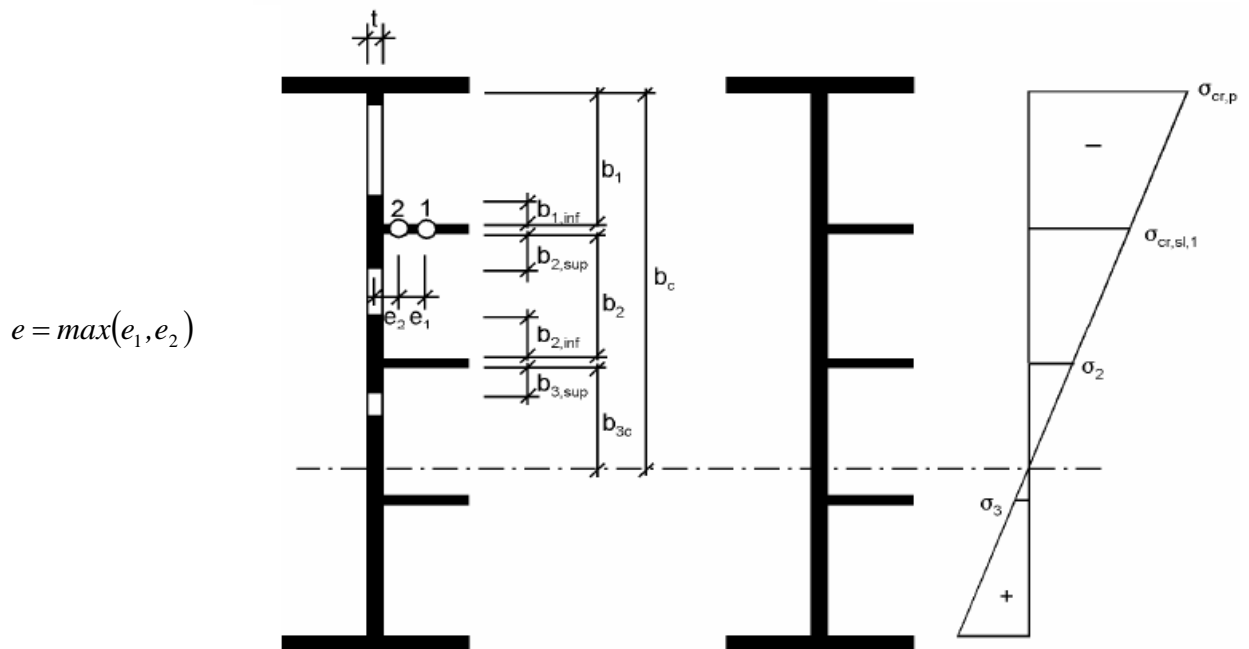
σ_2 is the smaller edge stress;

a, b and t are as defined in Figure A.1.



- 1 – центр тяжіння поздовжніх елементів жорсткості;
 2 – центр тяжіння умовного стиснутого стержня, що складається з поздовжніх елементів жорсткості і примикаючих ділянок стінки, для яких забезпечена місцева стійкість;
 3 – секція стінки;
 4 – поздовжній елемент жорсткості;
 5 – товщина листа t

- 1 centroid of stiffeners
 2 centroid of columns = stiffeners + accompanying plating
 3 subpanel
 4 stiffener
 5 plate thickness t



	Ширина при площі перерізу бруто Width for gross area	Ширина при ефективній площі згідно з таблицею 4.1 Width for effective area according to Table 4.1	Умова для ψ_i Condition for ψ_i
$b_{1,inf}$	$\frac{3-\psi_1}{5-\psi_1} b_1$	$\frac{3-\psi_1}{5-\psi_1} b_{1,eff}$	$\psi_1 = \frac{\sigma_{cr,sl,1}}{\sigma_{cr,p}} > 0$
$b_{2,sup}$	$\frac{2}{5-\psi_2} b_2$	$\frac{2}{5-\psi_2} b_{2,eff}$	$\psi_2 = \frac{\sigma_2}{\sigma_{crsl,1}} > 0$
$b_{2,inf}$	$\frac{3-\psi_2}{5-\psi_2} b_2$	$\frac{3-\psi_2}{5-\psi_2} b_{2,eff}$	$\psi_2 > 0$
$b_{3,sup}$	$0,4b_{3c}$	$0,4b_{3c,eff}$	$\psi_3 = \frac{\sigma_3}{\sigma_2} < 0$

Рисунок А.1 – Позначення для стінки балки з поздовжніми елементами жорсткості
Figure A.1 – Notations for longitudinally stiffened plates

А.2 Критичне напруження втрати стійкості для пластин з одним або двома елементами жорсткості в зоні стискання

А.2.1 Загальні положення

(1) Якщо пластина підсилена тільки одним поздовжнім елементом жорсткості в зоні стиску, методика розрахунку згідно А.1 може бути спрощена, приймаючи елемент жорсткості у вигляді підтримуючого умовного стержня (підпори) пластини на пружній основі, що відображає вплив у напрямі, перпендикулярному цьому стержню. Пружне критичне напруження умовного стержня може бути визначена згідно А.2.2.

(2) Для визначення площі перерізу бруто $A_{sl,1}$ і моменту інерції перерізу $I_{sl,1}$ умовного стиснутого стержня розглядається поперечний переріз бруто поздовжнього елемента жорсткості і суміжних ділянок стінки, описуваний таким чином. Якщо секція повністю стиснена, то в розрахунку приймається ділянка пластини від краю панелі, рівна $(3-\psi)/(5-\psi)$ висоті b_1 і рівна $2/(5-\psi)$ від краю з максимальним напруженням. Якщо у секції напруження змінюються зі стиску на розтяг, то в розрахунку необхідно застосовувати ділянку стінки, рівну 0,4 висоті b_c зони стиску секції (рис. А.2 і таблиця 4.1). В цьому випадку ψ є відношенням напруження даного секції.

(3) Ефективна^p площа поперечного перерізу $A_{sl,eff}$ стиснутого стержня повинна прийматися як ефективна^p площа перерізу елемента жорсткості і примикаючих ефективних^p частин стінки (див. рис. А.1). Умовна гнучкість пластини стиснутого стержня визначається згідно з 4.4(4) з розрахунком $\sigma_{com,Ed}$ для площі поперечного перерізу бруто пластини.

(4) Якщо значення $\rho_c f_y / \gamma_{M1}$, де ρ_c визначається згідно 4.5.4(1), перевищує середнє напруження $\sigma_{com,Ed}$ у стиснутому стержні, то подальше зменшення ефективної^p площі стиснутого стержня не виконується. В такому випадку ефективну

А.2 Critical plate buckling stress for plates with one or two stiffeners in the compression zone

А.2.1 General procedure

(1) If the stiffened plate has only one longitudinal stiffener in the compression zone the procedure in A.1 may be simplified by a fictitious isolated strut supported on an elastic foundation reflecting the plate effect in the direction perpendicular to this strut. The elastic critical stress of the strut may be obtained from A.2.2.

(2) For calculation of $A_{sl,1}$ and, $I_{sl,1}$ the gross cross-section of the column should be taken as the gross area of the stiffener and adjacent parts of the plate described as follows. If the subpanel is fully in compression, a portion $(3-\psi)/(5-\psi)$ of its width b_1 should be taken at the edge of the panel and $2/(5-\psi)$ at the edge with the highest stress. If the stress changes from compression to tension within the subpanel, a portion 0,4 of the width b_c of the compressed part of this subpanel should be taken as part of the column, see Figure A.2 and also Table 4.1. ψ is the stress ratio relative to the subpanel in consideration.

(3) The effective^p cross-sectional area $A_{sl,eff}$ of the column should be taken as the effective^p cross-section of the stiffener and the adjacent effective^p parts of the plate, see Figure A.1. The slenderness of the plate elements in the column may be determined according to 4.4(4), with $\sigma_{com,Ed}$ calculated for the gross cross-section of the plate.

(4) If $\rho_c f_y / \gamma_{M1}$, with ρ_c determined according to 4.5.4(1), is greater than the average stress in the column $\sigma_{com,Ed}$ no further reduction of the effective^p area of the column should be made. Otherwise the effective area

площу в (4.6) замінюють на:

$$A_{c,eff,loc} = \frac{\rho_c f_y A_{sl,1}}{\sigma_{com,Ed} \cdot \gamma_{M1}} \quad (A.3)$$

(5) Зменшення площі, наведене в А.2.1(4), поширюється тільки на площу умовного стиснутого стержня. Не використовують зменшення інших стиснутих частин пластини, окрім перевірки втрати стійкості стінки секції.

(6) Як альтернатива розрахунку із застосуванням ефективної^p площі згідно А.2.1(4), розрахунок стійкості пластини як стиснутого стержня допускається визначати згідно А.2.1(5) – А.2.1(7) з перевітками, щоб напруження не перевищувало середнього напруження $\sigma_{com,Ed}$.

Примітка. Наближення в (6) допускається використовувати у разі застосування частої установки елементів жорсткості, при цьому стримуючим ефектом пластини нехтують і за розрахункову схему при втраті стійкості пластини стінки допускається приймати вільний ефективний стиснутий стержень.

in (4.6) should be modified as follows:

(5) The reduction mentioned in A.2.1(4) should be applied only to the area of the column. No reduction need be applied to other compressed parts of the plate, except for checking buckling of subpanels.

(6) As an alternative to using an effective^p area according to A.2.1(4), the resistance of the column may be determined from A.2.1(5) to (7) and checked to ensure that it exceeds the average stress $\sigma_{com,Ed}$.

NOTE: The method outlined in (6) may be used in the case of multiple stiffeners in which the restraining effect from the plate is neglected, that is the fictitious column is considered free to buckle out of the plane of the web.

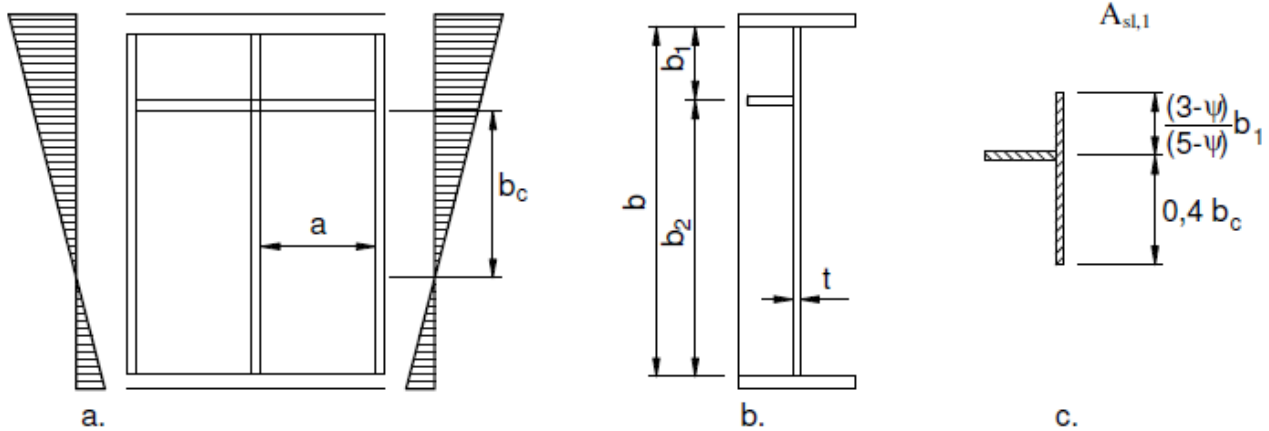


Рисунок А.2 – Позначення для листів з поздовжніми елементами жорсткості
Figure A.2 – Notations for longitudinally stiffened plates

(7) Якщо два елементи жорсткості знаходяться в зоні стиснення стінки, допускається застосовувати метод, описаний в А.2.1(1), як для окремого елемента жорсткості (рис. А.3). Передбачається, що один з елементів жорсткості втрачає стійкість, при цьому інший залишається жорстким. Одночасна втрата стійкості обох елементів жорсткості визначається, враховуючи, що обидва елементи жорсткості замінюють одним

(7) If the stiffened plate has two longitudinal stiffeners in the compression zone, the one stiffener procedure described in A.2.1(1) may be applied, see Figure A.3. First, it is assumed that one of the stiffeners buckles while the other one acts as a rigid support. Buckling of both the stiffeners simultaneously is accounted for by considering a single lumped stiffener that is substituted for both individual ones such that:

умовним елементом жорсткості. Для цього умовного елемента жорсткості справедливо наступне:

a) площа перерізу і момент інерції площі перерізу умовного елемента жорсткості I_{sl} є сумою відповідних величин для окремих елементів жорсткості;

b) розташування умовного елемента жорсткості відповідає положенню результуючого зусилля стиску для окремих елементів жорсткості. Для трьох представлених на рис. А.3 випадків розраховують відповідно критичне значення $\sigma_{cr,p}$ (див. А2.2(1)), де $b_1 = b_1^*$ і $b_2 = b_2^*$, а також $B^* = b_1^* + b_2^*$ (рис. А.3).

a) its cross-sectional area and its second moment of area I_{sl} are respectively the sum of that for the individual stiffeners

b) it is positioned at the location of the resultant of the respective forces in the individual stiffeners. For each of these situations illustrated in Figure A.3 a relevant value of $\sigma_{cr,p}$ is computed, see A.2.2(1), with $b_1 = b_1^*$ and $b_2 = b_2^*$ and $B^* = b_1^* + b_2^*$, see Figure A.3.

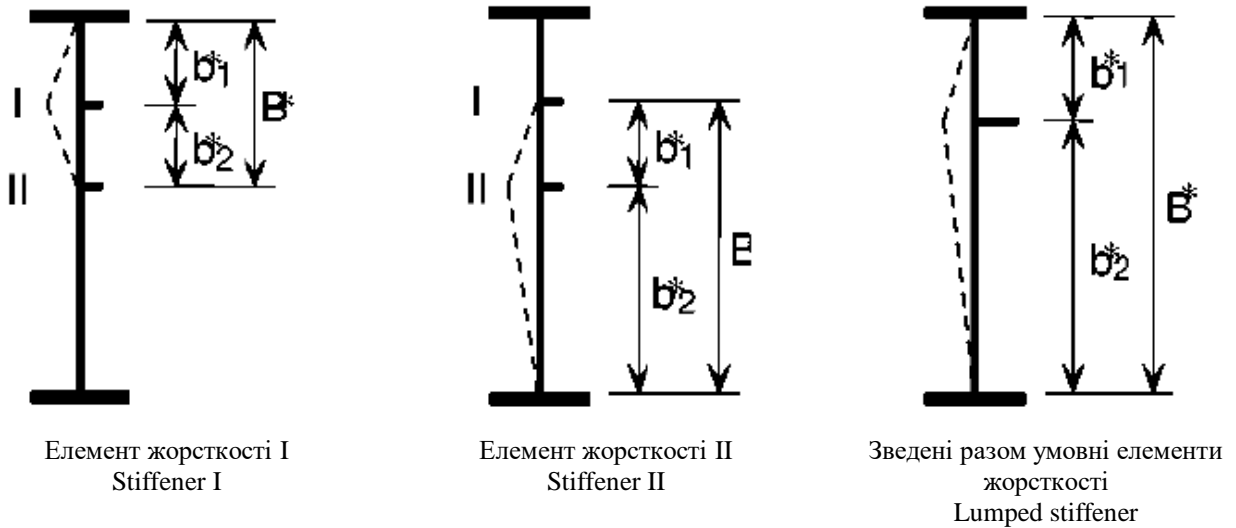


Рисунок А.3 – Позначення для листа з двома елементами жорсткості в зоні стиску
Figure A.3 – Notations for plate with two stiffeners in the compression zone

А.2.2 Спрощена модель поздовжнього елемента жорсткості, що утримується пластиною

(1) У разі, якщо пластина підсилена тільки одним поздовжнім елементом жорсткості в зоні стиску, критичне напруження втрати стійкості елемента жорсткості як стиснутого стержня без урахування поздовжніх елементів жорсткості в розтягнутій зоні може визначатися за формулою:

A.2.2 Simplified model using a column restrained by the plate

(1) In the case of a stiffened plate with one longitudinal stiffener located in the compression zone, the elastic critical buckling stress of the stiffener can be calculated as follows ignoring stiffeners in the tension zone:

$$\sigma_{cr,sl} = \frac{1,05E \sqrt{I_{sl,1} \cdot t^3 b}}{A_{sl,1} b_1 \cdot b_2} \quad \text{де (if) } a \geq a_c$$

$$\sigma_{cr,sl} = \frac{\pi^2 E \cdot I_{sl,1}}{A_{sl,1} a^2} + \frac{E \cdot t^3 b \cdot a^2}{4\pi^2 (1-\nu^2) A_{sl,1} \cdot b_1^2 \cdot b_2^2} \quad \text{де (if) } a \leq a_c;$$

$$\text{де (with) } a_c = 4,33^4 \sqrt{\frac{I_{sl,1} \cdot b_1^2 \cdot b_2^2}{t^3 \cdot b}}$$
(A.4)

де:

$A_{sl,1}$ – площа перерізу бруто елемента жорсткості як стиснутого стержня згідно А.2.1(2);

$I_{sl,1}$ – момент інерції площі перерізу бруто стиснутого стержня згідно А.2.1(2) відносно осі його центру тяжіння і паралельної площини пластини;

b_1, b_2 – відстані від поздовжніх країв стінки до елемента жорсткості ($b_1 + b_2 = b$).

Примітка. Для розрахунку $\sigma_{cr,c}$ див. примітку до 4.5.3(3).

(2) Для пластини з двома поздовжніми елементами жорсткості, розташованими в зоні стиску, пружне критичне напруження втрати стійкості повинне прийматися по більшому з трьох значень, визначених за формулою (А.4) із застосуванням $b_1 = b_1^*$, $b_2 = b_2^*$ і $b = B^*$. Поздовжні елементи жорсткості, розташовані в розтягнутій зоні, не повинні враховуватися в розрахунку.

А.3 Коefіцієнти, що враховують втрату стійкості при зсуві

(1) Для пластин з жорсткою опорною частиною з поперечними елементами жорсткості і без поздовжніх елементів жорсткості або з більш ніж двома поздовжніми елементами жорсткості коефіцієнт k_τ , що враховує втрату стійкості при зсуві, може бути визначений за формулами:

$$k_\tau = 5,34 + 4,00(h_w/a)^2 + k_{\tau sl}, \quad \text{при (when) } a/h_w \geq 1;$$

$$k_\tau = 4,00 + 5,34(h_w/a)^2 + k_{\tau sl}, \quad \text{при (when) } a/h_w < 1$$
(A.5)

where:

$A_{sl,1}$ is the gross area of the column obtained from A.2.1(2)

$I_{sl,1}$ is the second moment of area of the gross cross-section of the column defined in A.2.1(2) about an axis through its centroid and parallel to the plane of the plate;

b_1, b_2 are the distances from the longitudinal edges of the web to the stiffener ($b_1 + b_2 = b$).

NOTE: For determining $\sigma_{cr,c}$ see NOTE to 4.5.3(3).

(2) In the case of a stiffened plate with two longitudinal stiffeners located in the compression zone the elastic critical plate buckling stress should be taken as the lowest of those computed for the three cases using equation (A.4) with $b_1 = b_1^*$, $b_2 = b_2^*$ and $b = B^*$. The stiffeners in the tension zone should be ignored in the calculation.

A.3 Shear buckling coefficients

(1) For plates with rigid transverse stiffeners and without longitudinal stiffeners or with more than two longitudinal stiffeners, the shear buckling coefficient k_τ can be obtained as follows:

де (where) $k_{\tau sl} = 9 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 \sqrt[4]{\left(\frac{I_{sl}}{t^3 \cdot h_w} \right)^3} > \frac{2,1}{t} \sqrt[3]{\frac{I_{sl}}{h_w}}$

a – відстань між поперечними елементами жорсткості (див. рисунок 5.3);

I_{sl} – момент інерції поздовжнього елемента жорсткості відносно осі z–z (див. рисунок 5.3 (b)). Для стінок з двома або більше поздовжніми елементами жорсткості, незалежно від їх розташування, I_{sl} є сумою значень жорсткості всіх окремих елементів жорсткості.

Примітка. Формула (A.5) не поширюється на гнучкі опорні ділянки з поперечними елементами жорсткості.

(2) Формулу A.5 допускається також застосовувати для пластин з одним або двома поздовжніми елементами жорсткості, якщо для відношення $\alpha = \frac{a}{h_w}$ справедливо

$\alpha \geq 3$. Для пластин з одним або двома поздовжніми елементами жорсткості при $\alpha < 3$ значення коефіцієнта k_τ , що враховує втрату стійкості при зсуві, допускається визначати за формулою:

$$k_\tau = 4,1 + \frac{6,3 + 0,18 \frac{I_{sl}}{t^3 \cdot h_w}}{\alpha^2} + 2,2 \cdot \sqrt[3]{\frac{I_{sl}}{t^3 \cdot h_w}} \quad (A.6)$$

a is the distance between transverse stiffeners (see Figure 5.3);

I_{sl} is the second moment of area of the longitudinal stiffener about the z–z axis, see Figure 5.3 (b). For webs with two or more longitudinal stiffeners, not necessarily equally spaced, I_{sl} is the sum of the stiffness of the individual stiffeners.

NOTE: No intermediate non-rigid transverse stiffeners are allowed for in equation (A.5).

(2) The equation (A.5) also applies to plates with one or two longitudinal stiffeners, if the aspect ratio $\alpha = \frac{a}{h_w}$ satisfies $\alpha \geq 3$ For plates with one or two longitudinal stiffeners and an aspect ratio $\alpha < 3$ the shear buckling coefficient should be taken from:

**ДОДАТОК В
(ДОВІДКОВИЙ)
ЕЛЕМЕНТИ КОНСТРУКЦІ ЗІ
ЗМІННИМ ПЕРЕРІЗОМ**

**ANNEX B
[INFORMATIVE]
NON-UNIFORM MEMBERS**

В.1 Загальні положення

(1) Правила, наведені в розділі 10, застосовуються до стінок елементів з непаралельними поясами як для балок коробчастого перерізу і стінок відкритих перерізів з регулярними або нерегулярними і не ортогональними елементами жорсткості.

(2) Для визначення $\alpha_{ulc,k}$ і α_{cr} допускається використовувати метод скінченних елементів (див. додаток С).

(3) Понижуючі коефіцієнти ρ_x , ρ_z і χ_w для визначення умовної гнучкості $\bar{\lambda}_p$ можуть бути отримані з відповідних кривих втрати стійкості пластини (див. розділи 4 і 5).

Примітка. Понижуючі коефіцієнти ρ допускається визначати за формулою:

$$\rho = \frac{1}{\phi_p + \sqrt{\phi_p^2 - \bar{\lambda}_p}}, \quad (\text{B.1})$$

де (where): $\phi_p = \frac{1}{2} \cdot (1 + \alpha_p (\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_{p0}) + \bar{\lambda}_p)$

і (and) $\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr}}}$

Цей метод застосовується для значень ρ_x , ρ_z і χ_w . Значення $\bar{\lambda}_{p0}$ і α_p вказані в таблиці В.1. Ці значення відповідають даним кривих втрати стійкості пластин (див. розділи 4 і 5) і дають безпосередній зв'язок з геометричною умовною недосконалістю:

$$e_0 = \alpha_p (\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_{p0}) \frac{t}{6} \cdot \frac{1 - \frac{\rho \cdot \bar{\lambda}_p}{\gamma_{M1}}}{1 - \rho \bar{\lambda}_p}. \quad (\text{B.2})$$

В.1 General

(1) The rules in section 10 are applicable to webs of members with non parallel flanges as in haunched beams and to webs with regular or irregular openings and non orthogonal stiffeners.

(2) $\alpha_{ulc,k}$ and α_{crit} may be obtained from FE-methods, see Annex C.

(3) The reduction factors ρ_x , ρ_z and χ_w for $\bar{\lambda}_p$ may be obtained from the appropriate plate buckling curves, see sections 4 and 5.

NOTE: The reduction factor ρ may be obtained as follows:

This procedure applies to ρ_x , ρ_z and χ_w . The values of $\bar{\lambda}_{p0}$ and α_p are given in Table B.1. These values have been calibrated against the plate buckling curves in sections 4 and 5 and give a direct correlation to the equivalent geometric imperfection, by :

Таблиця В.1 – Значення α_p і $\bar{\lambda}_{p0}$ **Table B.1** – Values for α_p and $\bar{\lambda}_{p0}$

Виріб Product	Переважаюча форма втрати стійкості Predominant buckling mode	α_p	$\bar{\lambda}_{p0}$
Гарячекатаний Hot rolled	Нормальне напруження для (direct stress for) $\psi \geq 0$	0,13	0,70
	Нормальне напруження для (direct stress for) $\psi < 0$ Напруження при зсуві (shear) Поперечні місцеві навантаження (transverse stress)		0,80
Зварний або холодно- формований Welded or cold formed	Нормальні напруження для (direct stress for) $\psi \geq 0$	0,34	0,70
	Нормальне напруження для (direct stress for) $\psi < 0$ Напруження при зрізі (shear) Поперечні місцеві навантаження (transverse stress)		0,80

В.2 Зв'язок між втратою стійкості пластини і крутильною формою втрати стійкості

(1) Метод, вказаний у В.1, допускається застосовувати для перевірки стійкості пластини з урахуванням бічної крутильної форми втрати стійкості елементів, якщо значення α_{ult} и α_{cr} визначаються наступним чином:

α_{ult} – найменший коефіцієнт збільшення розрахункових навантажень, при яких буде досягнуте нормативне значення несучої здатності пластини для найкритичнішого поперечного перерізу, нехтуючи будь-якою формою втрати стійкості пластини, у тому числі і при крутильній формі втрати стійкості;

α_{cr} – найменший коефіцієнт збільшення розрахункових навантажень, при яких буде досягнуте критичне значення несучої здатності пластини для елемента, включаючи втрату стійкості пластини, у тому числі і при крутильній формі втрати стійкості.

(2) Якщо α_{cr} залежить від крутильної форми втрати стійкості, то використовуваний понижуючий коефіцієнт ρ повинен бути найменшим понижуючим коефіцієнтом згідно п. В.1(3) і значення коефіцієнта χ_{LT} при крутильній формі втрати стійкості необхідно застосовувати згідно з 6.3.3 EN 1993-1-1.

B.2 Interaction of plate buckling and lateral torsional buckling

(1) The method given in B.1 may be extended to the verification of combined plate buckling and lateral torsional buckling of members by calculating α_{ult} and α_{crit} as follows:

α_{ult} is the minimum load amplifier for the design loads to reach the characteristic value of resistance of the

most critical cross section, neglecting any plate buckling and lateral torsional buckling;

α_{cr} is the minimum load amplifier for the design loads to reach the elastic critical resistance of the member including plate buckling and lateral torsional buckling modes.

(2) When α_{cr} contains lateral torsional buckling modes, the reduction factor ρ used should be the minimum of the reduction factor according to B.1(3) and the χ_{LT} – value for lateral torsional buckling according to 6.3.3 of EN 1993-1-1.

**ДОДАТОК С
(ДОВІДКОВИЙ)
РОЗРАХУНКИ ЗА ДОПОМОГОЮ
МЕТОДУ СКІНЧЕННИХ ЕЛЕМЕНТІВ
(MCE)**

С.1 Загальні положення

(1) У додатку С наведені вказівки по застосуванню методу скінченних елементів при розрахунку несучої здатності за граничними станами або при перевірках втомної міцності пластинчастих елементів конструкції.

Примітка 1. В EN 1993-1-6 наведені вказівки по застосуванню методу скінченних елементів для розрахунку конструкцій у вигляді оболонок.

Примітка 2. Ця настанова призначена для інженерів, які мають певний досвід роботи в розрахунках конструкцій з використанням методу скінченних елементів.

(2) Вибір методу скінченних елементів залежить від досліджуваного завдання і базується на наступних допущеннях:

Таблиця С.1 – Допущення для розрахунків методом скінченних елементів
Table С.1 – Assumptions for FE-methods

№	Властивості структури Material behaviour	Недосконалість, див. С.5 Geometric behaviour	Приклад застосування Example of use
1	Лінійні Linear	Немає No	Пружна ефективна ширина, несуча здатність при пружній стадії роботи Elastic shear lag effect, elastic resistance
2	Лінійні Linear	Немає No	Несуча здатність в граничному стані при пластичній стадії роботи Plastic resistance in ULS
3	Нелінійні Non linear	Немає No	Критичне навантаження при втраті стійкості пластини Critical plate buckling load
4	Нелінійні Non linear	Є Yes	Несуча здатність при втраті стійкості пластини в пружній стадії Elastic plate buckling resistance
5	Нелінійні Non linear	Є Yes	Несуча здатність в граничному стані при стадії пружно-пластичної роботи Elastic-plastic resistance in ULS

ANNEX C

[INFORMATIVE]

FINITE ELEMENT METHODS OF ANALYSIS (FEM)

С.1 General

(1) Annex C gives guidance on the use of FE-methods for ultimate limit state, serviceability limit state or fatigue verifications of plated structures.

NOTE 1: For FE-calculation of shell structures see EN 1993-1-6.

NOTE 2: This guidance is intended for engineers who are experienced in the use of Finite Element methods.

(2) The choice of the FE-method depends on the problem to be analysed and based on the following assumptions:

С.2 Застосування

(1) При використанні методу скінченних елементів для розрахунку конструкцій необхідно звертати увагу на наступне:

- моделювання конструктивного елемента і його граничних умов;
- вибір відповідного програмного забезпечення і необхідної документації;
- врахування недосконалостей;
- моделювання властивостей матеріалу;
- моделювання навантажень;
- моделювання критеріїв для граничного стану;
- використання часткових коефіцієнтів безпеки.

Примітка. У Національному додатку допускається встановлювати додаткові умови для застосування методу скінченних елементів при проектуванні.

С.3 Моделювання

(1) Вибір методу скінченних елементів (плоска або об'ємна моделі) і об'єм сітки приймають залежно від необхідної точності результатів розрахунку. Для контролю відповідності розрахунку конструкції повинна виконуватися перевірка чутливості з послідовним уточненням початкових даних.

(2) Моделювання методом скінченних елементів може проводитися для:

- цілого елемента конструкції;
- підструктури як частини всієї конструкції.

Примітка. Прикладом елемента конструкції може бути стінка або нижня пластина нерозрізної коробчастої балки в зоні проміжних опор, де нижня пластина стиснута. Прикладом підструктури може бути секція нижньої пластини, що піддається дії двовісного напруження.

(3) Граничні умови для опори, зовнішній вигляд конструкції і прикладені навантаження необхідно вибирати так, щоб результати відповідали дійсній роботі конструкції.

С.2 Use

(1) In using FEM for design special care should be taken to

- the modelling of the structural component and its boundary conditions;
- the choice of software and documentation;
- the use of imperfections;
- the modelling of material properties;
- the modelling of loads;
- the modelling of limit state criteria;
- the partial factors to be applied.

NOTE: The National Annex may define the conditions for the use of FEM analysis in design.

С.3 Modelling

(1) The choice of FE-models (shell models or volume models) and the size of mesh determine the accuracy of results. For validation sensitivity checks with successive refinement may be carried out.

(2) The FE-modelling may be carried out either for:

- the component as a whole or
- a substructure as a part of the whole structure.

NOTE: An example for a component could be the web and/or the bottom plate of continuous box girders in the region of an intermediate support where the bottom plate is in compression. An example for a substructure could be a subpanel of a bottom plate subject to biaxial stresses.

(3) The boundary conditions for supports, interfaces and applied loads should be chosen such that results obtained are conservative.

- (4) Геометричні параметри повинні прийматися як номінальні.
- (5) Усі недосконалості підрозділяються по формі та протяжності, див. розділ С.5.
- (6) Властивості матеріалу вибирають з урахуванням С.6(2).

С.4 Вибір програми і документація

- (1) Програма повинна відповідати завданню і бути надійною.

Примітка. Надійність програми може бути підтверджена за допомогою відповідних перевірочних випробувань.

- (2) Розмір сітки, навантаження, граничні умови і інші дані, що вводяться, документують в супроводі до розрахунку з метою можливості їх відтворення третіми особами.

С.5 Врахування недосконалостей

- (1) Недосконалість, що враховується при розрахунках методом скінченних елементів, повинна складатися як з геометричної, так і з структурної недосконалостей.
- (2) У разі неможливості врахувати в розрахунку точну геометричну і структурну недосконалість, допускається використання еквівалентної геометричної недосконалості.

Примітка 1. Геометричну недосконалість допускається застосовувати у формі, що відповідає втраті стійкості пластини в критичній стадії з амплітудою згинів, наведеною в Національному додатку. Близько 80 % геометричних недосконалостей відносяться до заводських дефектів.

Примітка 2. Структурна недосконалість, викликана залишковим напруженням в процесі виробництва при виготовленні конструкцій, може бути представлена у вигляді додаткового напруження з амплітудою згинів, рівною середнім (передбачуваним) розмірам.

- (3) Вказівки по врахуванню недосконалості в розрахунку необхідно застосовувати з метою досягнення найнижчої несучої здатності.
- (4) Для еквівалентної геометричної недосконалості допускається застосовувати таблицю С.2 і рис. С.1.

- (4) Geometric properties should be taken as nominal.
- (5) All imperfections should be based on the shapes and amplitudes as given in section C.5.
- (6) Material properties should conform to C.6(2).

C.4 Choice of software and documentation

- (1) The software should be suitable for the task and be proven reliable.

NOTE: Reliability can be proven by appropriate bench mark tests.

- (2) The mesh size, loading, boundary conditions and other input data as well as the output should be documented in a way that they can be reproduced by third parties.

C.5 Use of imperfections

- (1) Where imperfections need to be included in the FE-model these imperfections should include both geometric and structural imperfections.
- (2) Unless a more refined analysis of the geometric imperfections and the structural imperfections is carried out, equivalent geometric imperfections may be used.

NOTE 1: Geometric imperfections may be based on the shape of the critical plate buckling modes with amplitudes given in the National Annex. 80 % of the geometric fabrication tolerances is recommended.

NOTE 2: Structural imperfections in terms of residual stresses may be represented by a stress pattern from the fabrication process with amplitudes equivalent to the mean (expected) values.

- (3) The direction of the applied imperfection should be such that the lowest resistance is obtained.
- (4) For applying equivalent geometric imperfections Table C.2 and Figure C.1 may be used.

Таблиця С.2 – Еквівалентна геометрична недосконалість
Table C.2 – Equivalent geometric imperfections

Тип недосконалості Type of imperfection	Елемент конструкції Component	Форма Shape	Величина Magnitude
Глобальний Global	Елемент конструкції довжиною l Member with length l	Дуга Bow	EN 1993-1-1, таблиця 5.1 see EN 1993-1-1, Table 5.1
Глобальний Global	Поздовжній елемент жорсткості довжиною a Longitudinal stiffener with length a	Дуга Bow	$\min(a/400, b/400)$
Локальний Local	Панель або секція з короткою стороною a або b Panel or subpanel with short span a or b	Вид кривої випучування Buckling shape	$\min(a/200, b/200)$
Локальний Local	Елементи жорсткості або поясу, що піддаються згину Stiffener or flange subject to twist	Дуга згину Bow twist	1/50

Застосування типів недосконалостей Type of imperfection	Елемент конструкції Component
Глобальний елемент конструкції довжиною l Global member with length l	
Глобальний поздовжній елемент жорсткості довжиною a Global longitudinal stiffener with length a	
Локальна панель або секція Local panel or subpanel	
Локальний згин елемента жорсткості або поясу Local stiffener or flange subject to twist	

Рисунок С.1 – Моделювання еквівалентної геометричної недосконалості
Figure C.1 – Modelling of equivalent geometric imperfections

(5) При поєднанні недосконалостей повинна бути обрана основна недосконалість і супровідна недосконалість може мати значення, зменшені до 70 %.

Примітка 1. Будь-який тип недосконалості в таблиці С.2 може бути прийнятий як провідна недосконалість, а інші — як супровідні.

Примітка 2. Еквівалентну геометричну недосконалість допускається замінювати відповідними фіктивними силами, діючими на елемент.

С.6 Властивості матеріалу

(1) Властивості матеріалу застосовують з нормативними значеннями.

(2) Залежно від необхідної точності і величини рівня напруження при розрахунку допускається застосовувати наступні передумови для властивостей матеріалу (рис. С.2):

а) пружно-пластичні без напруження стадії самозміцнення (ідеальний пружно-пластичний матеріал);

б) пружно-пластичні з номінальним кутом площадки стадії самозміцнення;

в) пружно-пластичні з лінійним кутом напруження стадії самозміцнення;

г) дійсна крива залежності напруження і деформації, визначена за результатами випробувань, дійсні значення визначаються за формулами:

$$\begin{aligned}\sigma_{true} &= \sigma(1 + \varepsilon), \\ \varepsilon_{true} &= \ln(1 + \varepsilon)\end{aligned}\tag{C.1}$$

(5) In combining imperfections a leading imperfection should be chosen and the accompanying imperfections may have their values reduced to 70 %.

NOTE 1: Any type of imperfection should be taken as the leading imperfection and the others may be taken as the accompanying imperfections.

NOTE 2: Equivalent geometric imperfections may be substituted by the appropriate fictitious forces acting on the member.

С.6 Material properties

(1) Material properties should be taken as characteristic values.

(2) Depending on the accuracy and the allowable strain required for the analysis the following assumptions for the material behaviour may be used, see Figure C.2:

a) elastic-plastic without strain hardening;

b) elastic-plastic with a nominal plateau slope;

c) elastic-plastic with linear strain hardening;

d) true stress-strain curve modified from the test results as follows:

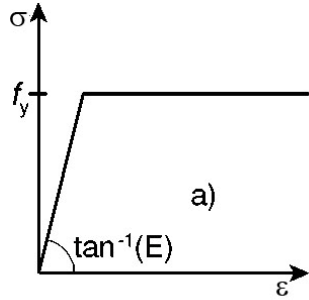
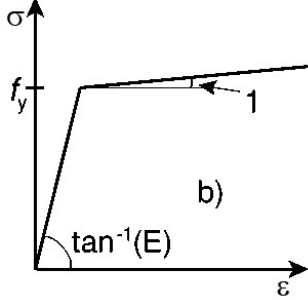
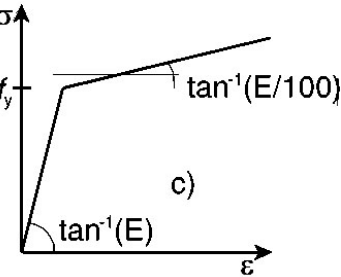
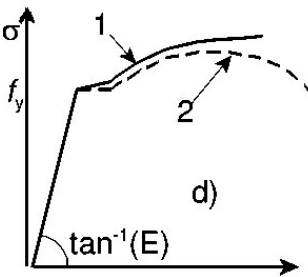
Модель Model		
<p>З межею текучості With yielding plateau</p>		 <p> $1 \cdot \tan^{-1}(E/10000)$ (або аналогічне менше значення) $1 \cdot \tan^{-1}(E/10000)$ (or similarly small value) </p>
<p>Із стадією самозміцнення With strain-hardening</p>		 <p> 1 – дійсна крива напруження-деформація (true stress-strain curve); 2 – крива напруження-деформація за результатами випробувань (stress-strain curve from tests) </p>

Рисунок С.2 – Моделювання властивостей матеріалу
Figure С.2 – Modelling of material behaviour

Примітка. Для модуля пружності в пружній зоні визначальним є номінальне значення.

NOTE: For the elastic modulus E the nominal value is relevant.

С.7 Навантаження

С.7 Loads

(1) Навантаження, що використовуються, повинні містити основні часткові коефіцієнти безпеки і коефіцієнти поєднань навантажень. Для простоти розрахунків допускається використовувати єдиний коефіцієнт збільшення навантаження α .

(1) The loads applied to the structures should include relevant load factors and load combination factors. For simplicity a single load multiplier α may be used.

С.8 Критерії для граничного стану

С.8 Limit state criteria

(1) При розрахунку конструкцій за граничними станами повинні

(1) The ultimate limit state criteria should be used as follows:

застосовуватися наступні критерії:

- 1) для конструкцій, чутливих до втрати стійкості – досягнення максимального навантаження;
- 2) для частин конструкцій, що піддаються впливу розтягуючого напруження – досягнення граничного значення напруження в найбільш навантаженому волокні.

Примітка 1. У Національному додатку може спеціально обмежуватися рівень напруження в найбільш навантаженому волокні, наприклад на 5 % від рекомендованого значення.

Примітка 2. Замість наведених вище критеріїв граничних станів допускається використовувати також інші критерії, такі як досягнення межі текучості або обмеження зони межі текучості.

C.9 Часткові коефіцієнти безпеки

(1) Коефіцієнт збільшення навантаження α_u при розрахунку конструкцій за граничними станами має бути досить обґрунтованим, щоб виконувалася вимога надійності конструкції.

(2) Необхідний коефіцієнт збільшення навантаження α_u складається з двох коефіцієнтів:

1) α_1 – для врахування похибки моделі при моделюванні скінченних елементів α_1 , визначається за допомогою оцінки цих відповідних випробувань, див. додаток D EN 1990;

2) α_2 – для врахування неточностей моделювання навантаження і несучої здатності. Для α_2 допускається застосовувати γ_{M1} – при значній втраті стабільності і γ_{M2} – при прогнозі руйнування матеріалу.

(3) Для α_u повинна виконуватися умова:

$$\alpha_u > \alpha_1 \cdot \alpha_2 \quad (C.2)$$

Примітка. У Національному додатку наведені вказівки щодо γ_{M1} і γ_{M2} . Рекомендується застосовувати числові значення γ_{M1} і γ_{M2} , наведені

1. for structures susceptible to buckling: attainment of the maximum load.

2. for regions subjected to tensile stresses: attainment of a limiting value of the principal membrane strain.

NOTE 1: The National Annex may specify the limiting of principal strain. A value of 5 % is recommended.

NOTE 2: Other criteria may be used, e.g. attainment of the yielding criterion or limitation of the yielding zone.

C.9 Partial factors

(1) The load magnification factor α_u to the ultimate limit state should be sufficient to achieve the required reliability.

(2) The magnification factor α_u should consist of two factors as follows:

1. α_1 to cover the model uncertainty of the FE-modelling used. It should be obtained from evaluations of test calibrations, see Annex D to EN 1990;

2. α_2 to cover the scatter of the loading and resistance models. It may be taken as γ_{M1} if instability governs and γ_{M2} if fracture governs.

(3) It should be verified that:

NOTE: The National Annex may give information on γ_{M1} and γ_{M2} . The use of γ_{M1} and γ_{M2} as specified in the relevant parts of EN 1993 is recommended.

у відповідних таблицях EN 1993.

**ДОДАТОК D
(ДОВІДКОВИЙ)
БАЛКИ З ГОФРОВАНИМИ СТІНКАМИ**

D.1 Загальні положення

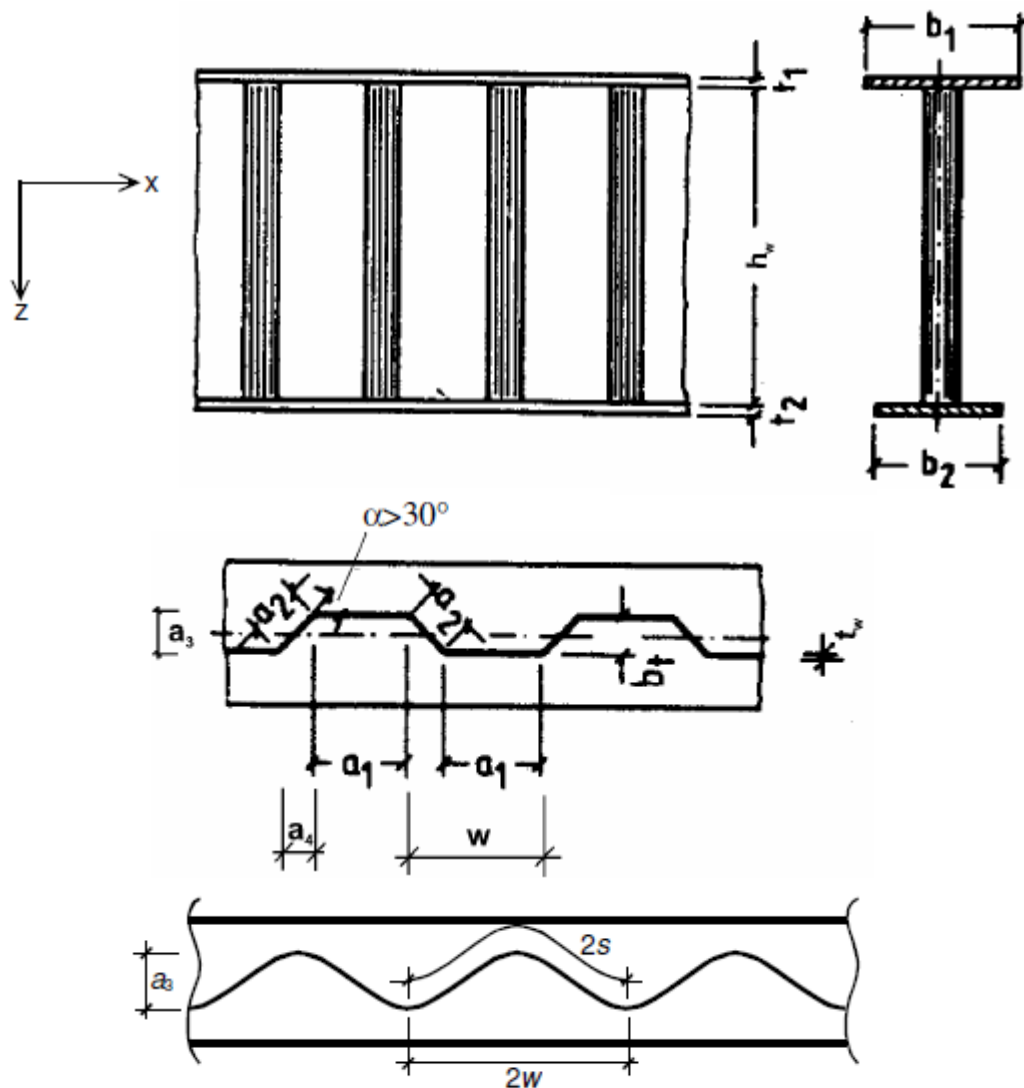
(1) Правила визначення розрахункових параметрів в додатку D поширюються на двотаврові балки з трапецієвидними або синусоїдальними гофрованими стінками і поясами згідно рис. D.1.

**ANNEX D
[INFORMATIVE]**

PLATE GIRDERS WITH CORRUGATED WEBS

D.1 General

(1) Annex D covers design rules for I-girders with trapezoidal or sinusoidal corrugated webs, see Figure D.1.



**Рисунок D.1 – Геометричні позначення
Figure D.1 – Geometric notations**

D.2 Граничний стан за несучою здатністю

D.2 Ultimate limit state

D.2.1 Несуча здатність по згинальному моменту

D.2.1 Moment of resistance

(1) Несуча здатність по згинальному

(1) The moment of resistance M_{Rd} due to

моменту M_{Rd} повинна прийматися як мінімальна з наступних значень:

bending should be taken as the minimum of the following:

$$M_{Rd} = \min \left\{ \underbrace{\frac{b_2 \cdot t_2 \cdot f_{yf,r}}{\gamma_{M0}} \cdot \left(h_w + \frac{t_1 + t_2}{2} \right)}_{\text{Розтягнутий пояс (tension flange)}}, \underbrace{\frac{b_1 \cdot t_1 \cdot f_{yf,r}}{\gamma_{M0}} \cdot \left(h_w + \frac{t_1 + t_2}{2} \right)}_{\text{Стиснутий пояс (compression flange)}}, \underbrace{\frac{b_1 \cdot t_1 \cdot \chi f_{yf,r}}{\gamma_{M1}} \cdot \left(h_w + \frac{t_1 + t_2}{2} \right)}_{\text{Стиснутий пояс (compression flange)}} \right\} \quad , (D.1)$$

де:

$f_{yf,r}$ – межа текучості, зменшена на основі дії моментів поперечного згину в поясах:

where:

$f_{yf,r}$ is the value of yield stress reduced due to transverse moments in the flanges

$$f_{yf,r} = f_{yf} \cdot f_T$$

$$f_T = 1 - 0,4 \sqrt{\frac{\sigma_x(M_z)}{f_{yf}} \cdot \frac{1}{\gamma_{M0}}}$$

$\sigma_x(M_z)$ – напруження в поясі, викликане моментом поперечного згину;

$\sigma_x(M_z)$ is the stress due to the transverse moment in the flange

χ – понижуючий коефіцієнт при втраті стійкості пластини, визначається згідно з 6.3 EN 1993-1-1.

χ is the reduction factor for out of plane buckling according to 6.3 of EN 1993-1-1

Примітка 1. Момент поперечного згину M_z визначають з передачі зусиль зсуву від стінки на пояси згідно рис. D.2.

NOTE 1: The transverse moment M_z results from the shear flow in flanges as indicated in Figure D.2.

Примітка 2. У синусоїдальних гофрованих стінках $f_T = 1,0$.

NOTE 2: For sinusoidally corrugated webs f_T is 1,0.

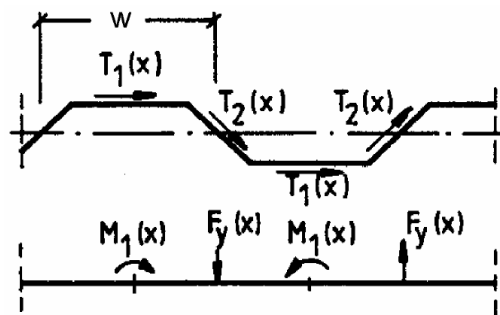


Рисунок D.2 – Поперечні навантаження на пояс внаслідок передачі зусиль зсуву
Figure D.2 – Transverse actions due to shear flow introduction into the flange

(2) Ефективну^p площу стиснутого поясу визначають згідно з 4.4(1), використовуючи найбільше значення умовної гнучкості $\bar{\lambda}_p$, відповідно до 4.4(2). Коефіцієнт k_σ , що враховує втрату стійкості, повинен прийматися більшим із значень:

(2) The effective^p area of the compression flange should be determined from 4.4(1) using the larger value of the slenderness parameter $\bar{\lambda}_p$ defined in 4.4(2). The buckling factor k_σ should be taken as the larger of:

$$a) \quad k_{\sigma} = 0,43 + \left(\frac{b}{a}\right)^2, \quad (D.2)$$

де b – максимальна ширина від валика зварювання до вільного краю;

where b is the maximum width of the outstand from the toe of the weld to the free edge

$$a = a_1 + 2a_4$$

$$b) \quad k_{\sigma} = 0,60, \quad (D.3)$$

$$\text{де (where) } \bar{b} = \frac{b_1}{2}$$

D.2.2 Несуча здатність при зсуві

D.2.2 Shear resistance

(1) Несучу здатність при зсуві V_{Rd} визначають за формулою:

(1) The shear resistance V_{Rd} should be taken as:

$$V_{Rd} = \chi_c \frac{f_{yw}}{\gamma_{M1} \sqrt{3}} \cdot h_w \cdot t_w \quad (D.4)$$

де χ_c – менше значення з понижуючих коефіцієнтів при місцевій втраті стійкості $\chi_{c,l}$ згідно (2) і загальній втраті стійкості $\chi_{c,g}$ згідно (3).

where χ_c is the lesser of the values of reduction factors for local buckling $\chi_{c,l}$ and global buckling $\chi_{c,g}$ obtained from (2) and (3)

(2) Понижуючий коефіцієнт $\chi_{c,l}$ при місцевій втраті стійкості пластини визначають за формулою:

(2) The reduction factor $\chi_{c,l}$ for local buckling should be calculated from:

$$\chi_{c,l} = \frac{1,15}{0,9 + \bar{\lambda}_{c,l}} \leq 1,0 \quad (D.5)$$

$$\bar{\lambda}_{c,l} = \sqrt{\frac{f_y}{\tau_{cr,l} \sqrt{3}}} \quad (D.6)$$

$$\tau_{cr,l} = 4,83E \cdot \left[\frac{t_w}{a_{max}} \right]^2 \quad (D.7)$$

де a_{max} – повинно прийматися як більше значення з a_1 і a_2 .

a_{max} should be taken as the greater of a_1 and a_2 .

Примітка. Для синусоїдальних гофрованих стінок в Національному додатку можуть даватися вказівки щодо визначення $\tau_{cr,l}$ і $\chi_{c,l}$.

NOTE: For sinusoidally corrugated webs the National Annex may give information on the calculation of $\tau_{cr,l}$ and $\chi_{c,l}$.

Рекомендується застосовувати наступну формулу:

The use of the following equation is recommended:

$$\tau_{cr,l} = \left(5,34 + \frac{a_3 s}{h_w t_w} \right) \cdot \frac{\pi^2 E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \left[\frac{t_w}{s} \right]^2,$$

де:

where:

w – довжина проекції половини хвилі

w is the length of one half wave, see

(див. рис. D.1);

s – розгорнута довжина половини хвилі (див. рис. D.1).

(3) Понижуючий коефіцієнт $\chi_{c,g}$ загальної втрати стійкості розраховують за формулою:

$$\chi_{c,g} = \frac{1,5}{0,5 + \lambda_{c,g}^2} \leq 1,0, \quad (D.8)$$

Де (where) $\lambda_{c,g} = \sqrt{\frac{f_y}{\tau_{cr,g} \cdot \sqrt{3}}}$ (D.9)

$$\tau_{cr,g} = \frac{32,4}{t_w h_w^2} \cdot \sqrt[4]{D_x \cdot D_z^3} \quad (D.10)$$

$$D_x = \frac{E \cdot t_w^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \frac{w}{s}$$

$$D_z = \frac{EI_z}{w}$$

I_z – момент інерції площі гофрованого відрізка довжиною w (див. рис. D.1).

Примітка 1. Значення s і I_z визначають для дійсної форми гофрування.

Примітка 2. Формула (D.10) поширюється на металеві листи при допущенні шарнірних опор на краях.

D.2.3 Вимоги до скінчених елементів жорсткості

(1) Скінченні елементи жорсткості визначають згідно з вимогами розділу 9.

Figure D.1,

s is the unfolded length of one half wave, see Figure D.1

(3) The reduction factor $\chi_{c,g}$ for global buckling should be taken as

I_z second moment of area of one corrugation of length w , see Figure D.1

NOTE 1: s and I_z are related to the actual shape of the corrugation.

NOTE 2: Equation (D.10) is valid for plates that are assumed to be hinged at the edges.

D.2.3 Requirements for end stiffeners

(1) Bearing stiffeners should be designed according to section 9.

**ДОДАТОК Е
(ОБОВ'ЯЗКОВИЙ)
АЛЬТЕРНАТИВНІ МЕТОДИ
ВИЗНАЧЕННЯ ЕФЕКТИВНИХ
ПЕРЕРІЗІВ**

Е.1 Ефективні площі перерізів для напруження нижче межі текучості

(1) В якості альтернативи методу згідно з 4.4(2) допускається застосовувати наступні формули для визначення ефективних площ при рівні напруження нижче межі текучості:

a) для стиснутої пластини з двостороннім закріпленням:

$$\rho = \frac{1 - 0,055 \cdot (3 + \psi) / \bar{\lambda}_{p,red}}{\bar{\lambda}_{p,red}} + 0,18 \cdot \frac{(\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_{p,red})}{(\bar{\lambda}_p - 0,6)}, \text{ але (but) } \rho \leq 1,0 \quad (\text{E.1})$$

b) для стиснутої пластини з одностороннім закріпленням (звис листа):

$$\rho = \frac{1 - 0,188 / \bar{\lambda}_{p,red}}{\bar{\lambda}_{p,red}} + 0,18 \cdot \frac{(\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_{p,red})}{(\bar{\lambda}_p - 0,6)}, \text{ але } \rho \leq 1,0 \quad (\text{E.2})$$

Позначення наведені в 4.4(2) і 4.4(4). Для розрахунку несучої здатності при загальній втраті стійкості застосовується 4.4(5).

Е.2 Ефективні площі елементів жорсткості

(1) Для розрахунку ефективних площ елементів жорсткості при визначеній міцності за граничними станами умовну гнучкість $\bar{\lambda}_{ser}$ допускається визначати за формулою:

$$\bar{\lambda}_{ser} = \bar{\lambda}_p \cdot \sqrt{\frac{\sigma_{com,Ed,ser}}{f_y}} \quad (\text{E.3})$$

де $\sigma_{com,Ed,ser}$ – найбільше напруження стиску (розраховане для ефективного поперечного перерізу) в даній частині перерізу під навантаженнями в граничному стані по експлуатаційній придатності.

(2) Момент інерції площі перерізу допускається приймати по інтерполяції між моментом інерції площі перерізу бруто і моментом інерції ефективної площі для

**ANNEX E
[NORMATIVE]
ALTERNATIVE METHODS FOR
DETERMINING EFFECTIVE CROSS
SECTIONS**

E.1 Effective areas for stress levels below the yield strength

(1) As an alternative to the method given in 4.4(2) the following formulae may be applied to determine effective areas at stress levels lower than the yield strength:

a) for internal compression elements:

$$\rho = \frac{1 - 0,055 \cdot (3 + \psi) / \bar{\lambda}_{p,red}}{\bar{\lambda}_{p,red}} + 0,18 \cdot \frac{(\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_{p,red})}{(\bar{\lambda}_p - 0,6)}, \text{ але (but) } \rho \leq 1,0 \quad (\text{E.1})$$

b) for outstand compression elements:

$$\rho = \frac{1 - 0,188 / \bar{\lambda}_{p,red}}{\bar{\lambda}_{p,red}} + 0,18 \cdot \frac{(\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_{p,red})}{(\bar{\lambda}_p - 0,6)}, \text{ але } \rho \leq 1,0 \quad (\text{E.2})$$

For notations see 4.4(2) and 4.4(4). For calculation of resistance to global buckling 4.4(5) applies.

E.2 Effective areas for stiffness

(1) For the calculation of effective areas for stiffness the serviceability limit state slenderness $\bar{\lambda}_{ser}$ may be calculated from:

$$\bar{\lambda}_{ser} = \bar{\lambda}_p \cdot \sqrt{\frac{\sigma_{com,Ed,ser}}{f_y}} \quad (\text{E.3})$$

where $\sigma_{com,Ed,ser}$ is defined as the maximum compressive stress (calculated on the basis of the effective cross section) in the relevant element under loads at serviceability limit state.

(2) The second moment of area may be calculated by an interpolation of the gross cross section and the effective cross section for the relevant load combination using the

даного перерізу при відповідному сполученні навантажень за формулою:

$$I_{eff} = I_{gr} - \frac{\sigma_{gr}}{\sigma_{com,Ed,ser}} \cdot (I_{gr} - I_{eff}(\sigma_{com,Ed,ser})), \quad (E.4)$$

де I_{gr} – момент інерції площі поперечного перерізу бруто;

σ_{gr} – найбільше напруження від згину, отримане для поперечного перерізу бруто в граничному стані по експлуатаційній придатності;

$I_{eff}(\sigma_{com,Ed,ser})$ – момент інерції площі ефективного поперечного перерізу при місцевій втраті стійкості згідно формули (E.1) визначається для найбільшого напруження $\sigma_{com,Ed,ser} \geq \sigma_{gr}$ в межах довжини даного прогону.

(3) Момент інерції ефективної площі поперечного перерізу I_{eff} може мати різні значення вздовж прогону згідно розміщенню окремих елементів жорсткості. Альтернативне значення I_{eff} допускається приймати постійним, рівним максимальному моменту інерції при експлуатаційних навантаженнях.

(4) Розрахунок вимагає ітеративного підходу, але з достатньою точністю допускається виконувати разовий розрахунок, при якому рівень напруження має бути рівним або більшим ніж $\sigma_{com,Ed,ser}$.

expression:

where I_{gr} is the second moment of area of the gross cross section

σ_{gr} is the maximum bending stress at serviceability limit states based on the gross cross section

$I_{eff}(\sigma_{com,Ed,ser})$ is the second moment of area of the effective cross section with allowance for local buckling according to E.1 calculated for the maximum stress $\sigma_{com,Ed,ser} \geq \sigma_{gr}$ within the span length considered.

(3) The effective second moment of area I_{eff} may be taken as variable along the span according to the most severe locations. Alternatively a uniform value may be used based on the maximum absolute sagging moment under serviceability loading.

(4) The calculations require iterations, but as a conservative approximation they may be carried out as a single calculation at a stress level equal to or higher than $\sigma_{com,Ed,ser}$.

Англійська версія

Єврокод 3: Проектування сталевих конструкцій
Частина 1-5: Пластинчасті елементи конструкцій

Eurocode 3 – Calcul des structures
en acier – Partie 1-5: Plaques planes

Eurocode 3 – Bemessung und Konstruktion
von Stahlbauten – Teil 1-5: Plattenförmige
Bauteile

Це корегування вступає у дію починаючи з 1 квітня 2009 року для включення у три офіційні мовні версії EN.

Ce corrigendum prendra effet le 11 mars 2009 pour incorporation dans les trois versions linguistiques officielles de la EN.

Die Berichtigung tritt am 1. April 2009 zur Einarbeitung in die drei offiziellen Sprachfassungen der EN in Kraft.



ЄВРОПЕЙСЬКИЙ КОМІТЕТ ПО СТАНДАРТИЗАЦІЇ
COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION
EUROPÄISCHES KOMITEE FÜR NORMUNG

Центр Управління: Авеню Марні 17, В-1000 Брюссель

© 2009 CEN Всі права на використання у будь-якій формі та якимось іншим чином зарезервовані у всьому світі для національних Членів CEN.

Ref. No.: EN 1993-1-5:2006/AC:2009 D/E/F

English Version

**Eurocode 3 – Design of steel structures – Part 1-5: Plated structural
 elements**

Eurocode 3 – Calcul des structures
 en acier – Partie 1-5: Plaques planes

Eurocode 3 – Bemessung und Konstruktion
 von Stahlbauten – Teil 1-5: Plattenförmige
 Bauteile

This corrigendum becomes effective on 1 April 2009 for incorporation in the three official language versions of the EN.

Ce corrigendum prendra effet le 1 avril 2009 pour incorporation dans les trois versions linguistiques officielles de la EN.

Die Berichtigung tritt am 1. 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

1) Зміни до 1.4

Змінити визначення « b_w » на: «габаритна ширина між зварними швами для зварних перерізів або між згинами радіусів для прокатних профілів».

2) Зміни до 2.3

Пункт «(2)», замінити «якщо виконується умова в 3.1» на «якщо виконується умова в 2.2(5)».

3) Зміни до 2.6

Пункт «(1)», «Примітка», видалити «пластина».

4) Зміни до 3.2.1

Заголовок підрозділу, замінити «Ефективна ширина» на «Ефективна^s ширина».

Пункт «(1)», в останньому реченні замінити «Дана ефективна ширина може» на «Дана ефективна^s ширина може».

5) Зміни до 3.2.2

Пункт «(1)», «Рисунок 3.3», замінити «з ефективною шириною» на «з ефективною^s шириною».

6) Зміни до 3.2.3

Пункт «(1)», рівняння «(3.2)», замінити « $a_{st,1}$ » на « $a_{st,1}$ ».

Пункт «(1)», рівняння «(3.2)», перший рядок пункту, який починається з «де», замінити «змазана площа елементів жорсткості» на «площа безпосередньо навантажених елементів жорсткості, поділена».

Пункт «(1)», рівняння «(3.2)», друге речення під «де», замінити «Консервативно це може прийматися за площу елементів жорсткості, поділену на відстань s_{st} » на «Це може прийматися як площа елементів жорсткості, розподілена по довжині відстані s_{st} ».

Пункт «(1)», рівняння «(3.2)», додати до списку під «де»:

« s_e – довжина жорсткої опори;

s_{st} – відстань елементів жорсткості».

1) Modification to Subclause 1.4

Change the definition for " b_w " into: "clear width between welds for welded sections or between bends of radii for rolled sections".

2) Modification to Subclause 2.3

Paragraph '(2)', change "if the condition in 3.1 is fulfilled" into: "if the condition in 2.2(5) is fulfilled".

3) Modification to Subclause 2.6

Paragraph '(1)', 'NOTE', delete: "plate".

4) Modifications to Subclause 3.2.1

Title of the subclause, change "Effective width" into: "Effective^s width".

Paragraph '(1)', change in the last sentence "This effective width may" into: "This effective^s width may".

5) Modification to Subclause 3.2.2

Paragraph '(1)', 'Figure 3.3', change "with the effective width" into: "with the effective^s width".

6) Modifications to Subclause 3.2.3

Paragraph '(1)', Equation '(3.2)', change " $a_{st,1}$ " into: " $a_{st,1}$ ".

Paragraph '(1)', Equation '(3.2)', first line of the paragraph beginning with 'where:', change "area of the stiffeners smeared" into: "area of the directly loaded stiffeners divided".

Paragraph '(1)', Equation '(3.2)', 2nd sentence under 'where:', change "This may be taken, conservatively, as the area of the stiffeners divided by the spacing s_{st} ;" into: "This may be taken as the area of a stiffener smeared over the length of the spacing s_{st} ;".

Paragraph '(1)', Equation '(3.2)', add to the list under 'where:':

" s_e is the length of the stiff bearing;

s_{st} is the spacing of stiffeners;"

7) Зміни до 4.2

Пункт «(1)», замінити «використовуючи ефективні площі» на «використовуючи ефективні^p площі».

8) Зміни до 4.3

У пункті «(6)» видалити «(ніж f_{yw})».

9) Зміни до 4.4

Пункт «(2)», рівняння «(4.2)», замінити « $\lambda_p \leq 0,673$ » на « $\lambda_p \leq 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055\psi}$ ».

Пункт «(2)», рівняння «(4.2)», замінити « $\lambda_p > 0,673$ » на « $\lambda_p > 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055\psi}$ ».

Пункт «(2)», рівняння «(4.2)», видалити «де $(3 + \psi) \geq 0$ ».

«Таблиця 4.1», другий рядок знизу, замінити « $-1 > \psi > -3$ » на « $-1 > \psi \geq -3$ ».

10) Зміни до 4.5.1

Пункт «(2)», останній рядок, замінити " ρ " на: " ρ_c ".

Пункт «(3)», замінити «площі перерізів» на «площа перерізу».

11) Зміни до 4.5.3

Пункт «(3)», «Примітка», замінити « b_{sl1} » на: « $b_{sl,1}$ ».

12) Зміни до 4.6

Пункт «(1)», замінити «для одноосьового згинання» на «для стискання та одноосьового згинання».

Пункт «(1)», «Примітка», замінити « e_{yN} » на: « $e_{y,N}$ ».

Пункт «(1)», «Примітка», замінити « e_{zN} » на: « $e_{z,N}$ ».

13) Зміни до 5.3

Пункт «(3)», перший рядок, замінити «параметр гнучкості» на «модифікована гнучкість».

Пункт «(3)», «Примітка 2», замінити

7) Modification to Subclause 4.2

Paragraph '(1)', change "using the effective areas" into: "using the effective^p areas".

8) Modification to Subclause 4.3

Paragraph '(6)', entry 'b)', delete: "(rather than f_{yw})".

9) Modifications to Subclause 4.4

Paragraph '(2)', Equation '(4.2)', change " $\lambda_p \leq 0,673$ " into: " $\lambda_p \leq 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055\psi}$ ".

Paragraph '(2)', Equation '(4.2)', change " $\lambda_p > 0,673$ " into: " $\lambda_p > 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055\psi}$ ".

Paragraph '(2)', Equation '(4.2)', delete: "where $(3 + \psi) \geq 0$ ".

'Table 4.1', second row from the bottom, change " $-1 > \psi > -3$ " into: " $-1 > \psi \geq -3$ ".

10) Modifications to Subclause 4.5.1

Paragraph '(2)', last line, change " ρ " into: " ρ_c ".

Paragraph '(3)', change "section areas" into: "section area".

11) Modification to Subclause 4.5.3

Paragraph '(3)', 'NOTE', change " b_{sl1} " into: " $b_{sl,1}$ ".

12) Modifications to Subclause 4.6

Paragraph '(1)', change "for uniaxial bending" into: "for compression and uniaxial bending".

Paragraph '(1)', 'NOTE', change " e_{yN} " into: " $e_{y,N}$ ".

Paragraph '(1)', 'NOTE', change " e_{zN} " into: " $e_{z,N}$ ".

13) Modifications to Subclause 5.3

Paragraph '(3)', first line, change "slenderness parameter" into: "modified slenderness".

Paragraph '(3)', 'NOTE 2', change "slenderness

«параметр гнучкості» на «модифікована гнучкість».

Пункт «(5)», замінити два рази «параметр гнучкості» на «модифікована гнучкість».

14) Зміни до 6.5

Пункт «(3)», замінити «рівняння (6.11), (6.12) та (6.13)» на: "рівняння (6.11) та (6.12)".

Пункт «(3)», рівняння «(6.13)», додати перед « $l_e = \dots$ (6.13)» слово «де».

15) Зміни до 6.6

Пункт «(1)», замінити посилання на «6.2(2)» на: «6.2(1)».

16) Зміни до 7.1

Пункт «(1)», додати після рівняння для « $\bar{\eta}_3$ »: «щодо $V_{bw,Rd}$ див. рівняння (5.2).»

17) Зміни до 9.2.4

«Рисунок 9.4», замінити «???» на: « $\leq \frac{h_s}{4}$ ».

18) Зміни до 10

Пункт «(3)», замінити «гнучкість пластини» на «модифікована гнучкість пластини»

Пункт «(5)», пункт «а)», замінити «гнучкість пластини» на «модифікована гнучкість пластини»

Пункт «(5)», пункт «а)», замінити посилання на «5.2(1)» на: «5.3(1)».

Пункт «(6)», під рівнянням «(10.6)», замінити « $\tau_{cr,\tau}$ » на: « τ_{cr} ».

Пункт «(6)», під рівнянням «(10.6)», замінити « $\tau_{\tau,Ed}$ » на: « τ_{Ed} ».

19) Зміни до A.1

Пункт «(2)», «Примітка 3», замінити «ширина b в» на «ширина b в».

Пункт «(2)», під рівнянням «(A.2)», замінити « $\delta = \frac{\sum A_{sl}}{A_p}$ » на: « $\delta = \frac{A_{sl}}{A_p}$ ».

Пункт «(2)», під рівнянням «(A.2)», під «де»,

parameter" into: "modified slenderness".

Paragraph '(5)', change two times "slenderness parameter" into: "modified slenderness".

14) Modifications to Subclause 6.5

Paragraph '(3)', change "equations (6.11), (6.12) and (6.13)" into: "equations (6.11) and (6.12)".

Paragraph '(3)', Equation '(6.13)', add before ' $l_e = \dots$ (6.13)' the word: "where".

15) Modification to Subclause 6.6

Paragraph '(1)', change the reference to "6.2(2)" into: "6.2(1)".

16) Modification to Subclause 7.1

Paragraph '(1)', add after the equation for ' $\bar{\eta}_3$ ': "for $V_{bw,Rd}$ see expression (5.2)."

17) Modification to Subclause 9.2.4

'Figure 9.4', change "???" into: " $\leq \frac{h_s}{4}$ ".

18) Modifications to Clause 10

Paragraph '(3)', change "plate slenderness" into: "modified plate slenderness".

Paragraph '(5)', entry 'a)', change "slenderness" into: "modified plate slenderness".

Paragraph '(5)', entry 'a)', change reference to "5.2(1)" into: "5.3(1)".

Paragraph '(6)', below Equation '(10.6)', change " $\tau_{cr,\tau}$ " into: " τ_{cr} ".

Paragraph '(6)', below Equation '(10.6)', change " $\tau_{\tau,Ed}$ " into: " τ_{Ed} ".

19) Modifications to Clause A.1

Paragraph '(2)', 'NOTE 3', change "the width b in" into: "the width b in".

Paragraph '(2)', below Equation '(A.2)', change " $\delta = \frac{\sum A_{sl}}{A_p}$ " into: " $\delta = \frac{A_{sl}}{A_p}$ ".

Paragraph '(2)', below Equation '(A.2)', under

замінити $\ll = \frac{bt^3}{12(1-\nu^2)} = \frac{bt^3}{10,92} \gg$ на:
 $\ll = \frac{bt^3}{12(1-\nu^2)} = \frac{bt^3}{10,92} \gg$.

Пункт «(2)», під рівнянням «(A.2)», під «де», замінити $\ll \sum A_{sl} \gg$ на: $\ll A_{sl} \gg$.

Пункт «(2)», «Рисунок А.1», замінити зверху справа текст «елементи жорсткості» на «елемент жорсткості».

Пункт «(2)», «Рисунок А.1», замінити зверху справа текст «колонки» на «колонка».

Пункт «(2)», «Рисунок А.1», замінити на рисунку $\ll b_{s1,1} \gg$ на: $\ll b_{sl,1} \gg$.

20) Зміни до А.2.1

Пункт «(6)», «Рисунок А.2», замінити $\ll A_{s1,1} \gg$ на: $\ll A_{sl,1} \gg$.

Пункт «(7)», пункт списку «а)», замінити $\ll I_{sl} \gg$ на: $\ll I_{sl} \gg$.

21) Зміни до А.2.2

Пункт «(1)», рівняння «(A.4)», другий рядок рівняння, замінити $\ll a \leq a_c \gg$ на $\ll a < a_c \gg$

Пункт «(1)», видалити останню «Примітку».

22) Зміни до А.3

Пункт «(1)», під рівнянням «(A.5)», під «де», замінити «Для стінок з двома або більше» на «Для стінок з».

23) Зміни до В.2

Пункт «(1)», замінити $\ll a_{crit} \square \gg$ на: $\ll a_{cr} \square \gg$.

Пункт «(1)», визначення $\ll a_{cr} \gg$, замінити «пружний критичний опір» на «пружне критичне навантаження».

24) Зміни до D.1

«Рисунок D.1», схема зліва, видалити символ $\ll b_t \gg$.

25) Зміни до D.2.1

"where:", change $\ll = \frac{bt^3}{12(1-\nu^2)} = \frac{bt^3}{10,92} \gg$
 into: $\ll = \frac{bt^3}{12(1-\nu^2)} = \frac{bt^3}{10,92} \gg$.

Paragraph '(2)', below Equation '(A.2)', under "where:", change $\ll \sum A_{sl} \gg$ into: $\ll A_{sl} \gg$.

Paragraph '(2)', 'Figure A.1', change in the top right text "stiffeners" into: "stiffener".

Paragraph '(2)', 'Figure A.1', change in the top right text "columns" into: "column".

Paragraph '(2)', 'Figure A.1', change in the figure $\ll b_{s1,1} \gg$ into: $\ll b_{sl,1} \gg$.

20) Modifications to Subclause A.2.1

Paragraph '(6)', 'Figure A.2', change $\ll A_{s1,1} \gg$ into: $\ll A_{sl,1} \gg$.

Paragraph '(7)', list entry 'a)', change $\ll I_{sl} \gg$ into: $\ll I_{sl} \gg$.

21) Modification to Subclause A.2.2

Paragraph '(1)', Equation '(A.4)', second line of the equation, change $\ll a \leq a_c \gg$ into: $\ll a < a_c \gg$.

Paragraph '(1)', delete the final 'NOTE'.

22) Modification to Clause A.3

Paragraph '(1)', below Equation '(A.5)', under "where:", change "For webs with two or more" into: "For webs with".

23) Modifications to Clause B.2

Paragraph '(1)', change $\ll a_{crit} \square \gg$ into: $\ll a_{cr} \square \gg$.

Paragraph '(1)', definition of $\ll a_{cr} \square \gg$, change "elastic critical resistance" into: "elastic critical loading".

24) Modification to Clause D.1

'Figure D.1', left-hand sketch, delete symbol $\ll b_t \gg$.

25) Modifications to Subclause D.2.1

ДСТУ-Н Б EN 1993-1-5:201X

Пункт «(1)», перший рядок та рівняння «D.1», два рази замінити « M_{Rd} » на: « $M_{y,Rd}$ ».

Пункт «(2)», замінити «Коефіцієнт втрати стійкості k_σ повинен прийматися як більше значення з» на «Коефіцієнт втрати стійкості k_σ повинен прийматися як більше зі значень а) та б):».

Пункт «(2)», пункт списку «b)», видалити «де $b = \frac{b_1}{2}$ ».

26) Зміни до D.2.2

Пункт «(1)», перший рядок та рівняння «D.4», замінити « V_{Rd} » на: « $V_{bw,Rd}$ ».

Рівняння «(D.6)» та «(D.9)», замінити « f_y » на: « f_{yw} ».

Paragraph '(1)', first line, and Equation '(D.1)', change two times " M_{Rd} " into: " $M_{y,Rd}$ ".

Paragraph '(2)', change "The buckling factor k_σ should be taken as the larger of:" into: "The buckling factor k_σ should be taken as the larger of a) and b):".

Paragraph '(2)', list entry 'b)', delete "where $b = \frac{b_1}{2}$ ".

26) Modifications to Subclause D.2.2

Paragraph '(1)', first line and Equation '(D.4)', change " V_{Rd} " into: " $V_{bw,Rd}$ ".

Equations '(D.6)' and '(D.9)', change " f_y " into: " f_{yw} ".

Ключові слова: пластини, втрата стійкості, елемент жорсткості, ефективний переріз, метод скінченних елементів.

Генеральний директор ТОВ «Український інститут сталевих конструкцій ім. В.М. Шимановського», д.т.н., проф.	О. Шимановський
Завідувач відділу, НДВТР (керівник розробки), к.т.н.	А. Гром
Керівник групи ІК	О. Кордун
Керівник групи СНТД	Г. Ленда
Керівник групи НТД	Я. Лимар
Провідний інженер	Я. Левченко
Провідний інженер	В. Артюшенко
Провідний інженер	В. Самусь
Перекладач	К. Павлова