

Передмова	Foreword
<p>Цей стандарт EN 1998-1, Єврокод 8: «Проектування сейсмостійких конструкцій: Загальні правила, сейсмичні дії, правила щодо споруд» підготовлений Технічним комітетом CEN /TC 250 «Будівельні Єврокоди», секретаріатом якого керує BSI (Великобританія). CEN /TC 250 відповідальний за всі Будівельні Єврокоди.</p> <p>Цьому Європейському стандарту має бути наданий статус національного стандарту шляхом публікації ідентичного тексту або індосуванням (підтвердженням підписом) не пізніше червня 2005р., а протиріччя в національних стандартах мають бути відкориговані не пізніше березня 2010р.</p> <p>Цей документ замінює ENV 1998-1-1:1994; ENV 1998-1-2:1994 і ENV 1998-1-3:1995.</p> <p>Згідно міжнародним правилам CEN - CENELEC національні органи стандартизації наступних країн-учасниць об'єднані, щоб упроваджувати цей європейський стандарт: Австрія, Бельгія, Кіпр, Чеська Республіка, Данія, Естонія, Фінляндія, Франція, Німеччина, Греція, Угорщина, Ісландія, Ірландія, Італія, Латвія, Литва, Люксембург, Мальта, Нідерланди, Норвегія, Польща, Португалія, Словачія, Словенія, Іспанія, Швеція, Швейцарія і Великобританія.</p>	<p>This document EN 1998-1, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance: General rules, seismic actions and rules for buildings, has been prepared by Technical Committee CEN/TC 250 "Structural Eurocodes", the secretariat of which is held by BSI. CEN/TC 250 responsible for all Structural Eurocodes.</p> <p>This European Standard shall be given the status of a national standard, either by publication of an identical text or by endorsement, at the latest by June-2005, and conflicting national standards shall be withdrawn at the latest by March 2010.</p> <p>This document supersedes ENV 1998-1-1:1994, ENV 1998-1-2:1994 and ENV 1998-1-3:1995.</p> <p>According to the CEN-CENELEC Internal Regulations, the National Standard Organisations 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, Luxemburg, Malta, Netherlands, Norway, Poland, Portugal, Slovakia, Slovenia, Spain, Sweden, Switzerland, and United Kingdom.</p>

**Єврокод 8. Проектування сейсмостійких конструкцій.
Частина 1. Загальні правила, сейсмічні дії, правила щодо споруд
(EN 1998-1:2004, IDT)**

Єврокод 8. Проектирование сейсмостойких конструкций.
Часть 1. Общие правила, сейсмические воздействия и правила для зданий
(EN 1998-1:2004, IDT)

Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance.
Part 1. General rules, seismic actions and rules for buildings
(EN 1998-1:2004, IDT)

Основи програми Єврокодів

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

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

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

В 1989 році Комісія та держави-члени ЄУ (Європейської спільноти) та ЕФТА (Європейської асоціації вільної торгівлі), на підставі угоди¹ між Комісією та СЕН (Європейським комітетом зі стандартизації), вирішили передати підготовку та публікацію Єврокодів до СЕН за допомогою серії Мандатів, щоб у майбутньому надати Єврокодам статус Європейського стандарту (EN). Це фактично пов'язує Єврокоди з положеннями Директив Ради та/або рішень Комісії стосовно Європейських стандартів (наприклад, Директива Ради 89/106/ЄЕС щодо будівельних виробів – СРО – та Директиви Ради 93/37/ЄЕС, 92/50/ЄЕС і

¹ Угода між Комісією Європейської спільноти і Європейським Комітетом із стандартизації (СЕН) щодо робіт по Єврокодах для проектування будівель і робіт по будівництву цивільних споруд (BC/CEN/03/89).

Background of the Eurocode programme

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

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

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

In 1989, the Commission and the Member States of the EU and EFTA decided, on the basis of an agreement¹ between the Commission and CEN, to transfer the preparation and the publication of the Eurocodes to CEN through a series of Mandates, in order to provide them with a future status of European Standard (EN). 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

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

89/440/ЕЕС щодо громадських проектів та комунальних послуг і рівноцінних Директив ЕФТА, що започатковані з метою становлення внутрішнього ринку).

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

EN 1990 Єврокод: Основи проектування конструкцій

EN 1991 Єврокод 1: Впливи на конструкції

EN 1992 Єврокод 2: Проектування залізобетонних конструкцій

EN 1993 Єврокод 3: Проектування сталевих конструкцій

EN 1994 Єврокод 4: Проектування сталезалізобетонних конструкцій

EN 1995 Єврокод 5: Проектування дерев'яних конструкцій

EN 1996 Єврокод 6: Проектування кам'яних конструкцій

EN 1997 Єврокод 7: Геотехнічне проектування

EN 1998 Єврокод 8: Проектування сейсмостійких конструкцій

EN 1999 Єврокод 9: Проектування алюмінієвих конструкцій

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

Статус та сфера застосування Єврокодів

Держави-члени ЕУ та ЕФТА визнають, що Єврокоди є основоположними документами для таких цілей:

- як засіб забезпечення відповідності будівель та споруд основним вимогам Директиви Ради 89/106/ЕЕС, зокрема основній вимозі №1 "Механічний опір та стійкість" та основній вимозі №2 "Пожежна безпека";

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

- як основа для розроблення узгоджених технічних умов на будівельні вироби (ЕНs та ЕТАs).

Оскільки Єврокоди безпосередньо стосуються

equivalent EFTA Directives initiated in pursuit of setting up the internal market).

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

EN 1990 Eurocode : Basis of Structural Design

EN 1991 Eurocode 1: Actions on structures

EN 1992 Eurocode 2: Design of concrete structures

EN 1993 Eurocode 3: Design of steel structures

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

EN 1995 Eurocode 5: Design of timber structures

EN 1996 Eurocode 6: Design of masonry structures

EN 1997 Eurocode 7: Geotechnical design

EN 1998 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance

EN 1999 Eurocode 9: Design of aluminium structures

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

Status and field of application of Eurocodes

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

– as a means to prove compliance of building and civil engineering works with the essential requirements of Council Directive 89/106/EEC, particularly Essential Requirement N°1 – Mechanical resistance and stability – and Essential Requirement N°2 – Safety in case of fire;

– 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

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

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

Національні стандарти, що впроваджують Єврокоди

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

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

² – згідно Ст.3.3 CPD - важливі вимоги (ERs) мають бути дані в конкретній формі в роз'яснювальних документах для створення необхідних зв'язків між важливими вимогами і дорученнями для гармонізованих hENs і ETAGs/ETAs.

³ – Відповідно до Ст. 12 CPD – роз'яснювальні документи повинні:

- a) давати конкретну форму для важливих вимог за рахунок гармонізації термінології і технічних основ, включаючи класи або рівні для кожної вимоги, якщо необхідно;
- b) визначати методи кореляції цих класів або рівнів вимог з технічними вимогами, наприклад, методи розрахунку і перевірки, технічні правила для проектування і т.д.;
- c) служити як довідкові дані для обґрунтування гармонізованих стандартів і правил для Європейського технічного ухвалення.

Єврокоди, *де-факто*, мають подібну роль у сфері ER1 і частині ER2.

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.

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.:

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

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

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

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

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

Може також містити:

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

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

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

Додаткова інформація, специфічна для EN 1998-1

Сфера застосування EN 1998 визначена в **1.1.1**, а сфера застосування цієї частини EN 1998 визначена в **1.1.2**. Додаткові частини EN 1998 наведені в **1.1.3**.

EN 1998-1 були розроблені на базі об'єднання ENV 1998-1-1:1994; ENV 1998-1-2:1994 і ENV 1998-1-3:1995. Як вказано в **1.1.1**, увага має бути приділена факту, що для проектування конструкцій в сейсмічних регіонах застосовуються вимоги EN 1998 на додаток до вимог інших відповідних документів EN 1990, EN 1997 і EN 1999.

Однією з фундаментальних проблем EN 1998-1 є визначення сейсмічного впливу. Має місце велика різниця між сейсмічною небезпекою і сейсмічними характеристиками в різних країнах-

⁴ – Див. Ст. 3.3 і Ст. 12 CPD, а також 4.2, 4.3.1, 4.3.2 і 5.2 з ID1.

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

It may also contain

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

Links between Eurocodes and harmonised technical specifications (ENs and ETAs) for products

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

Additional information specific to EN 1998-1

The scope of EN 1998 is defined in **1.1.1** and the scope of this Part of EN 1998 is defined in **1.1.2**. Additional Parts of EN 1998 are listed in **1.1.3**.

EN 1998-1 was developed from the merger of ENV 1998-1-1:1994, ENV 1998-1- 2:1994 and ENV 1998-1-3:1995. As mentioned in **1.1.1**, attention must be paid to the fact that for the design of structures in seismic regions the provisions of EN 1998 are to be applied in addition to the provisions of the other relevant EN 1990 to EN 1997 and EN 1999.

One fundamental issue in EN 1998-1 is the definition of the seismic action. Given the wide difference of seismic hazard and seismo-genetic characteristics in the various member countries, the seismic action is

⁴ See Art.3.3 and Art.12 of the CPD, and 4.2, 4.3.1, 4.3.2, 5.2 of ID 1.

учасницях, сейсмічні впливи тут визначаються в загальних термінах. Визначення допускає різні Національно Визначені Параметри (NDP), які мають бути підтверджені або змінені в Національних додатках.

Проте розглядається, що важливий крок зроблений в EN 1998-1 в понятті гармонізації кода шляхом використання загальної основної моделі для представлення сейсмічного впливу.

EN 1998-1 містить в своїх розділах, які стосуються кам'яних будівель, спеціальні вимоги, які спрощують проектування «простих кам'яних будівель».

Національний додаток до EN 1998-1

Цей стандарт дає альтернативні процедури, величини і рекомендації для класів з примітками, які показують, як може бути зроблений вибір національних альтернатив. Тому, Національний Стандарт, що виконує вимоги EN 1998-1, повинен мати Національний Додаток, який містить всі Національно Визначені Параметри для використання при проектуванні будівель і цивільних інженерних споруд, що будуються у відповідній країні.

Національний вибір допускається в EN 1998-1:2004 в статтях:

Посилання	Зміст пункту
1.1.2(7)	Інформативні Додатки А і В.
2.1(1)P	Очікуваний період повторюваності T_{NCR} сейсмічного впливу за умови відсутності колапсу (або, еквівалентно, очікувана вірогідність перевищення за 50 років, P_{NCR}).
2.1(1)P	Очікуваний період повторюваності T_{DLR} сейсмічного впливу за умови обмеження пошкодження (або, еквівалентно, очікувана вірогідність перевищення за 10 років, P_{DLR}).
3.1.1(4)	Умови, при яких додаткові дослідження ґрунту, необхідні для проектування при несейсмічних впливах, можуть бути опущені і може бути прийнята класифікація ґрунту за умовчанням
3.1.2(1)	Схема класифікації ґрунту, яка розрахована на глибоку геологію, включаючи значення параметрів S , T_B , T_C і T_D , що визначають горизонтальний і вертикальний спектр пружної реакції відповідно до 3.2.2.2 і 3.2.2.3.

herein defined in general terms. The definition allows various Nationally Determined Parameters (NDP) which should be confirmed or modified in the National Annexes.

It is however considered that, by the use of a common basic model for the representation of the seismic action, an important step is taken in EN 1998-1 in terms of Code harmonisation.

EN 1998-1 contains in its section related to masonry buildings specific provisions which simplify the design of "simple masonry buildings".

National annex for EN 1998-1

This standard gives alternative procedures, values and recommendations for classes with notes indicating where national choices may be made. Therefore the National Standard implementing EN 1998-1 should have a National Annex containing all Nationally Determined Parameters to be used for the design of buildings and civil engineering works to be constructed in the relevant country.

National choice is allowed in EN 1998-1:2004 through clauses:

Reference	Item
1.1.2(7)	Informative Annexes A and B.
2.1(1)P	Reference return period T_{NCR} of seismic action for the no-collapse requirement (or, equivalently, reference probability of exceedance in 50 years, P_{NCR}).
2.1(1)P	Reference return period T_{DLR} of seismic action for the damage limitation requirement. (or, equivalently, reference probability of exceedance in 10 years, P_{DLR}).
3.1.1(4)	Conditions under which ground investigations additional to those necessary for design for non-seismic actions may be omitted and default ground classification may be used.
3.1.2(1)	Ground classification scheme accounting for deep geology, including values of parameters S , T_B , T_C and T_D , defining horizontal and vertical elastic response spectra in accordance with 3.2.2.2 and 3.2.2.3.

3.2.1(1),(2), (3)	Карти сейсмічних зон і рекомендуємі прискорення ґрунту, приведені на цих картах.	3.2.1(1),(2), (3)	Seismic zone maps and reference ground accelerations therein.
3.2.1(4)	Основний параметр (ідентифікація і значення) для порогу низької сейсмічності.	3.2.1(4)	Governing parameter (identification and value) for threshold of low seismicity .
3.2.1(5)	Основний параметр (ідентифікація і величина) для порогу дуже низької сейсмічності.	3.2.1(5)	Governing parameter (identification and value) for threshold of very low seismicity .
3.2.2.1(4), 3.2.2.2(1)P	Параметри S , T_B , T_C і T_D , які визначають форму горизонтального спектру пружної реакції.	3.2.2.1(4), 3.2.2.2(1)P	Parameters S , T_B , T_C і T_D , defining shape of horizontal elastic response spectra.
3.2.2.3(1)P	Параметри a_{vg} , T_B , T_C и T_D , які визначають форму вертикального спектру пружної реакції.	3.2.2.3(1)P	Parameters a_{vg} , T_B , T_C и T_D , defining shape of vertical elastic response spectra.
3.2.2.5(4)P	Нижній показник коефіцієнта β для проектних значень спектру.	3.2.2.5(4)P	Lower bound factor β on design spectral values.
4.2.3.2(8)	Посилання на визначення центру жорсткості і радіусу кручення в багатоповерхових будівлях, що задовольняють або не задовольняють умови (a) і (b) 4.2.3.2(8) .	4.2.3.2(8)	Reference to definitions of centre of stiffness and of torsional radius in multi-storey buildings meeting or not conditions (a) and (b) of 4.2.3.2(8)
4.2.4(2)P	Величина φ для будівель.	4.2.4(2)P	Values of φ for buildings
4.2.5(5)P	Показник важливості γ_I для будівель.	4.2.5(5)P	Importance factor γ_I for buildings.
4.3.3.1(4)	Рішення щодо того, чи можуть бути застосовані нелінійні методи розрахунку для проектування будівель без сейсмоізоляції основи, чи ні. Посилання, що відносяться до інформації щодо деформаційної спроможності елемента і пов'язаним з нею власними коефіцієнтами для граничного стану при проектуванні або оцінці на базі нелінійних методів аналізу.	4.3.3.1(4)	Decision on whether nonlinear methods of analysis may be applied for the design of non base-isolated buildings. Reference to information on member deformation capacities and the associated partial factors for the Ultimate Limit State for design or evaluation on the basis of nonlinear analysis methods.
4.3.3.1(8)	Порогові значення показника важливості γ_I , що відноситься до допустимого застосування розрахунків з двома плоскими моделями.	4.3.3.1(8)	Threshold value of importance factor γ_I , relating to the permitted use of analysis with two planar models.
4.4.2.5(2)	Показник надмірного зміцнення γ_{Rd} для діафрагм.	4.4.2.5(2)	Overstrength factor γ_{Rd} for diaphragms.
4.4.3.2(2)	Знижуючий коефіцієнт v для переміщень для обмеження пошкоджень в граничному стані.	4.4.3.2(2)	Reduction factor v for displacements at damage limitation limit state
5.2.1(5)	Географічні обмеження на використання класів пластичності для бетонних будівель.	5.2.1(5)	Geographical limitations on use of ductility classes for concrete buildings.
5.2.2.2(10)	Значення q_0 для бетонних будівель, які підпадають під дію спеціального Плану системи якості.	5.2.2.2(10)	q_0 - value for concrete buildings subjected to special Quality System Plan.
5.2.4(1), (3)	Окремі показники матеріалу для бетонних будівель в сейсмічному проектуванні.	5.2.4(1), (3)	Material partial factors for concrete buildings in the seismic design situation.
5.4.3.5.2(1)	Мінімальне армування ребер великих слабо армованих бетонних стін.	5.4.3.5.2(1)	Minimum web reinforcement of large lightly reinforced concrete walls

5.8.2(3)	Мінімальні розміри поперечного перерізу бетонних балок фундаменту.	5.8.2(3)	Minimum cross-sectional dimensions of concrete foundation beams.
5.8.2(4)	Мінімальна товщина і коефіцієнт армування бетонних плит фундаменту.	5.8.2(4)	Minimum thickness and reinforcement ratio of concrete foundation slabs.
5.8.2(5)	Мінімальний коефіцієнт армування бетонних балок фундаменту.	5.8.2(5)	Minimum reinforcement ratio of concrete foundation beams.
5.11.1.3.2 (3)	Клас пластичності збірних стінових панельних систем.	5.11.1.3.2 (3)	Ductility class of precast wall panel systems.
5.11.1.4	q -показники збірних систем.	5.11.1.4	q - factors of precast systems.
5.11.1.5(2)	Сейсмічний вплив під час зведення збірних конструкцій.	5.11.1.5(2)	Seismic action during erection of precast structures.
5.11.3.4(7)e	Мінімальний поздовжній сталевий профіль в замоноличуваних стиках великих панельних стін.	5.11.3.4(7)e	Minimum longitudinal steel in grouted connections of large panel walls.
6.1.2(1)	Верхня межа q для принципу поведінки конструкцій з низьким розсіюванням енергії; обмеження для принципу поведінки конструкцій; регіональні обмеження на використання класів пластичності для сталевих споруд.	6.1.2(1)	Upper limit q for low-dissipative structural behaviour concept; limitations on structural behaviour concept; geographical limitations on use of ductility classes for steel buildings.
6.1.3(1)	Окремі показники матеріалу для сталевих споруд у разі сейсмічного проектування.	6.1.3(1)	Material partial factors for steel buildings in the seismic design situation.
6.2(3)	Показник запасу міцності для нормального проектування сталевих споруд.	6.2(3)	Overstrength factor for capacity design of steel buildings.
6.2(7)	Інформація щодо можливості використання EN 1993-1-10:2004 у разі сейсмічного проектування.	6.2(7)	Information as to how EN 1993-1-10:2004 may be used in the seismic design situation
6.5.5(7)	Посилання на додаткові правила щодо задовольняючого проектування в'язей.	6.5.5(7)	Reference to complementary rules on acceptable connection design
6.7.4(2)	Залишковий опір після втрати стійкості стислих діагоналей в сталевих рамах з розпірками у формі V .	6.7.4(2)	Residual post-buckling resistance of compression diagonals in steel frames with V -bracings.
7.1.2(1)	Верхня межа q для принципу поведінки конструкції з низьким розсіюванням енергії (дисипацією); обмеження для принципу поведінки конструкції; регіональні обмеження на використання класів пластичності для складених сталебетонних будівель.	7.1.2(1)	Upper limit of q for low-dissipative structural behaviour concept; limitations on structural behaviour concept; geographical limitations on use of ductility classes for composite steel-concrete buildings.
7.1.3(1),(3)	Окремі показники матеріалу для складених сталебетонних будівель у разі сейсмічного проектування.	7.1.3(1),(3)	Material partial factors for composite steel-concrete buildings in the seismic design situation.
7.1.3(4)	Показник запасу міцності для нормального проектування складених сталебетонних будівель.	7.1.3(4)	Overstrength factor for capacity design of composite steel-concrete buildings
7.7.2(4)	Показник зменшення жорсткості для бетонного елемента складеного перерізу сталебетонної колони.	7.7.2(4)	Stiffness reduction factor for concrete part of a composite steelconcrete column section
8.3(1)	Клас пластичності для дерев'яних споруд.	8.3(1)	Ductility class for timber buildings

9.2.1(1)	Типи кам'яних блоків з відповідною міцністю.	9.2.1(1)	Type of masonry units with sufficient robustness.
9.2.2(1)	Мінімальна міцність кам'яних блоків.	9.2.2(1)	Minimum strength of masonry units.
9.2.3(1)	Мінімальна міцність розчину в кам'яних будівлях.	9.2.3(1)	Minimum strength of mortar in masonry buildings.
9.2.4(1)	Альтернативні класи для вертикальних стиків кам'яної кладки.	9.2.4(1)	Alternative classes for perpend joints in masonry
9.3(2)	Умови для використання неармованої кам'яної кладки, які задовольняють вимогам EN 1996.	9.3(2)	Conditions for use of unreinforced masonry satisfying provisions of EN 1996 alone.
9.3(3)	Максимальне значення прискорення ґрунту для використання неармованої кам'яної кладки, яка задовольняє вимогам EN 1998-1.	9.3(3)	Maximum value of ground acceleration for the use of unreinforced masonry satisfying provisions of EN. 1998-1
9.3(4), табл. 9.1	Значення показників q в кам'яних будівлях.	9.3(4), табл. 9.1	q -factor values in masonry buildings.
9.3(4), табл. 9.1	Показники q для будівель з системами кам'яної кладки, які забезпечують підвищену пластичність.	9.3(4), табл. 9.1	q -factors for buildings with masonry systems which provide enhanced ductility.
9.5.1(5)	Геометричні вимоги для кам'яних стін, що працюють на зсув.	9.5.1(5)	Geometric requirements for masonry shear walls.
9.6(3)	Окремі показники матеріалу в кам'яних будівлях у разі сейсмічного проектування.	9.6(3)	Material partial factors in masonry buildings in the seismic design situation.
9.7.2(1)	Максимальна кількість поверхів і мінімальна площа стін, що працюють на зсув для «простих кам'яних будівель».	9.7.2(1)	Maximum number of storeys and minimum area of shear walls of “simple masonry building”
9.7.2(2)b	Мінімальне характеристичне співвідношення в плані для «простих кам'яних будівель».	9.7.2(2)b	Minimum aspect ratio in plan of “simple masonry buildings”.
9.7.2(2)c	Максимальна площа заглиблень в плані для «простих кам'яних будівель».	9.7.2(2)c	Maximum floor area of recesses in plan for “simple masonry buildings”.
9.7.2(5)	Максимальна різниця по масі і площі стіни між суміжними поверхами «простих кам'яних будівель».	9.7.2(5)	Maximum difference in mass and wall area between adjacent storeys of “simple masonry buildings”.
10.3(2)P	Коефіцієнт збільшення сейсмічних переміщень для пристроїв сейсмоізоляції.	10.3(2)P	Magnification factor on seismic displacements for isolation devices.

1 ЗАГАЛЬНІ ВІДОМОСТІ

1.1 Сфера застосування

1.1.1 Сфера застосування EN 1998

(1)P EN 1998 застосовується при проектуванні і будівництві цивільних будівель і споруд в сейсмічних регіонах. Його мета – гарантувати, що у разі землетрусів:

- захищається людське життя;
- обмежується небезпека;
- конструкції, важливі для забезпечення цивільного захисту, залишаються діючими.

ПРИМІТКА: Випадкова природа сейсмічних подій і вихідні дані при розрахунку їх наслідків є такими, які роблять досягнення цих цілей можливими лише частково і що піддаються вимірюванням тільки в імовірнісній постановці. Заходи щодо забезпечення захисту для різних категорій будівель, які можливі в імовірнісній постановці, є проблемою оптимального розподілу ресурсів і тому можуть варіюватися в різних країнах залежно від відносної важливості сейсмічного ризику щодо ризиків іншого характеру і обмеженості відповідних економічних ресурсів.

(2)P Спеціальні конструкції, такі як АЕС, берегові конструкції і великі дамби, знаходяться за рамками EN 1998.

(3)P EN 1998 містить тільки ті вимоги, які на додаток до положень інших Єврокодів мають бути дотримані при проектуванні конструкцій в сейсмічних регіонах. В цьому відношенні він доповнює інші Єврокоди.

(4) EN 1998 розділений на окремі Частини (див. **1.1.2** і **1.1.3**).

1.1.2 Сфера застосування EN 1998-1

(1) EN 1998-1 застосовується при проектуванні будівель і цивільних інженерних споруд в сейсмічних регіонах. Він розділяється на 10 розділів, деякі з яких спеціально присвячені проектуванню будівель.

1 GENERAL

1.1 Scope

1.1.1 Scope of EN 1998

(1)P EN 1998 applies to the design and construction of buildings and civil engineering works in seismic regions. Its purpose is to ensure that in the event of earthquakes:

- human lives are protected;
- damage is limited; and
- structures important for civil protection remain operational.

NOTE: The random nature of the seismic events and the limited resources available to counter their effects are such as to make the attainment of these goals only partially possible and only measurable in probabilistic terms. The extent of the protection that can be provided to different categories of buildings, which is only measurable in probabilistic terms, is a matter of optimal allocation of resources and is therefore expected to vary from country to country, depending on the relative importance of the seismic risk with respect to risks of other origin and on the global economic resources.

(2)P Special structures, such as nuclear power plants, offshore structures and large dams, are beyond the scope of EN 1998.

(3)P EN 1998 contains only those provisions that, in addition to the provisions of the other relevant Eurocodes, must be observed for the design of structures in seismic regions. It complements in this respect the other Eurocodes.

(4) EN 1998 is subdivided into various separate Parts (see **1.1.2** and **1.1.3**).

1.1.2 Scope of EN 1998-1

(1)EN 1998-1 applies to the design of buildings and civil engineering works in seismic regions. It is subdivided in 10 Sections, some of which are specifically devoted to the design of buildings.

(2) Розділ 2 EN 1998-1 містить основні вимоги виконання і критерії відповідності стосовно будівель і робіт по цивільному будівництву в сейсмічних регіонах.

(3) Розділ 3 EN 1998-1 дає правила для представлення сейсмічних впливів і їх комбінації з іншими впливами. Деякі типи конструкцій, пов'язані EN 1998-2 до EN 1998-6, потребують додаткових правил, які даються в цих частинах.

(4) Розділ 4 EN 1998-1 містить загальні проектні правила, специфічні для будівель.

(5) Розділи від 5 до 9 EN 1998-1 містять спеціальні правила для різних конструктивних матеріалів і елементів конструкцій, специфічні для таких будівель:

- Розділ 5: Спеціальні правила для бетонних будівель;
- Розділ 6: Спеціальні правила для сталевих будівель;
- Розділ 7: Спеціальні правила для сталезалізобетонних будівель;
- Розділ 8: Спеціальні правила для дерев'яних будівель;
- Розділ 9: Спеціальні правила для кам'яних будівель.

(6) Розділ 10 містить вимоги до фундаменту та інші аспекти проектування і безпеки, що відносяться до сейсмоізоляції конструкцій і, зокрема, до сейсмоізоляції основи будівель.

ПРИМІТКА: Спеціальні правила для сейсмоізоляції мостів розроблені в EN 1998-2.

(7) Додаток С містить додаткові елементи, пов'язані з проектування армованих плит в сталезалізобетонних балках, у вузлах з'єднання балок з колонами моментних рам.

ПРИМІТКА: Інформативні Додатки А і В містять додаткові елементи, що відносяться до спектрів реакції пружних переміщень і контрольних переміщень для аналізу предельного стану.

1.1.3 Подальші частини EN 1998

(1)P Інші частини EN 1998 на додаток до EN 1998-1 є наступними:

- EN 1998-2 містить спеціальні вимоги, що

(2) Section 2 of EN 1998-1 contains the basic performance requirements and compliance criteria applicable to buildings and civil engineering works in seismic regions.

(3) Section 3 of EN 1998-1 gives the rules for the representation of seismic actions and for their combination with other actions. Certain types of structures, dealt with in EN 1998-2 to EN 1998-6, need complementing rules which are given in those Parts.

(4) Section 4 of EN 1998-1 contains general design rules relevant specifically to buildings.

(5) Sections 5 to 9 of EN 1998-1 contain specific rules for various structural materials and elements, relevant specifically to buildings as follows:

- Section 5: Specific rules for concrete buildings;
- Section 6: Specific rules for steel buildings;
- Section 7: Specific rules for composite steel-concrete buildings;
- Section 8: Specific rules for timber buildings;
- Section 9: Specific rules for masonry buildings.

(6) Section 10 contains the fundamental requirements and other relevant aspects of design and safety related to base isolation of structures and specifically to base isolation of buildings.

NOTE: Specific rules for isolation of bridges are developed in EN 1998-2.

(7) Annex C contains additional elements related to the design of slab reinforcement in steel-concrete composite beams at beam-column joints of moment frames.

NOTE: Informative Annex A and informative Annex B contain additional elements related to the elastic displacement response spectrum and to target displacement for pushover analysis.

1.1.3 Further Parts of EN 1998

(1)P Further Parts of EN 1998 include, in addition to EN 1998-1, the following:

- EN 1998-2 contains specific provisions relevant to

відносяться до мостів;

- EN 1998-3 містить вимоги для сейсмічної оцінки і реконструкції існуючих споруд;
- EN 1998-4 містить спеціальні вимоги, що відносяться до силосів, резервуарів і трубопроводів;
- EN 1998-5 містить спеціальні вимоги, що відносяться до фундаментів, утримуючих конструкцій і геотехнічних аспектів;
- EN 1998-6 містить спеціальні вимоги, що відносяться до башт, щогл і димарів.

1.2 Нормативні посилання

(1)P Цей Європейський стандарт містить датовані або недатовані посилання, положення з інших видань. Нормативні посилання наведені у відповідних місцях в тексті, а публікації вказуються після посилань. Для датованих джерел подальші корекції або редакції будь-яких цих видань використовуються в даному Європейському стандарті лише у тому випадку, коли вони введені в нього шляхом додавань або перегляду. Для недатованих посилань остання редакція видання вказується для застосування (включаючи зміни та доповнення).

1.2.1 Посилання на загальні стандарти

- EN 1990 Єврокод – Основи будівельного проектування;
- EN 1992-1-1 Єврокод 2 – Проектування бетонних конструкцій – Частина 1-1: Загальні відомості – Загальні правила для будівель і цивільних споруд;
- EN 1993-1-1 Єврокод 3- Проектування сталевих конструкцій – Частина 1-1: Загальні відомості – Загальні правила;
- EN 1994-1-1 Єврокод 4 – Проектування сталезалізобетонних конструкцій – Частина 1-1: Загальні відомості – Загальні правила і правила для будівель;
- EN 1995-1-1 Єврокод 5 – Проектування дерев'яних конструкцій – Частина 1-1: Загальні відомості – Загальні правила і правила для будівель;
- EN 1996-1-1 Єврокод 6 – Проектування кам'яних конструкцій – Частина 1-1: Загальні відомості – Правила для армованої і неармованої кам'яної кладки;
- EN 1997-1 Єврокод 7 – Геотехнічне проектування – Частина 1: Загальні правила.

bridges;

- EN 1998-3 contains provisions for the seismic assessment and retrofitting of existing buildings;
- EN 1998-4 contains specific provisions relevant to silos, tanks and pipelines;
- EN 1998-5 contains specific provisions relevant to foundations, retaining structures and geotechnical aspects;
- EN 1998-6 contains specific provisions relevant to towers, masts and chimneys.

1.2 Normative References

(1)P 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 references the latest edition of the publication referred to applies (including amendments).

1.2.1 General reference standards

- EN 1990 Eurocode - Basis of structural design
- EN 1992-1-1 Eurocode 2 – Design of concrete structures – Part 1-1: General – Common rules for building and civil engineering structures
- EN 1993-1-1 Eurocode 3 – Design of steel structures – Part 1-1: General – General rules
- EN 1994-1-1 Eurocode 4 – Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General – Common rules and rules for buildings
- EN 1995-1-1 Eurocode 5 – Design of timber structures – Part 1-1: General – Common rules and rules for buildings
- EN 1996-1-1 Eurocode 6 – Design of masonry structures – Part 1-1: General – Rules for reinforced and unreinforced masonry
- EN 1997-1 Eurocode 7 - Geotechnical design – Part 1: General rules

1.2.2 Посилання на Кодекси і Стандарти

(1)P Для застосування EN 1998 посилання має бути зроблене на EN 1990, EN 1997 і на EN 1999.

(2) EN 1998 містить інші нормативні посилання, що наведені у відповідних місцях за текстом. Такими є:

ISO 1000 Міжнародна система одиниць (SI) і її застосування;

EN 1090-1 Виробництво сталевих конструкцій – Частина 1: Загальні правила і правила для будівель;

prEN 12512 Дерев'яних конструкції – Методи випробування – Циклічне випробування вузлів, зроблених із застосуванням механічних фіксаторів.

1.3 Допущення

(1) На додаток до загальних допущень EN 1990:2002, **1.3**, приймається наступне допущення.

(2)P Приймається, що жодні зміни в конструкції не мають місця в процесі будівництва або протягом подальшого існування конструкції до тих пір, поки такі зміни не підтверджуються відповідним обґрунтуванням і перевіркою. Із-за специфічної природи сейсмічної реакції такі обґрунтування прийнятні також у разі змін, які приведуть до збільшення опірності конструкції.

1.4 Розмежування між принципами і правилами застосування

(1) Правила EN 1990:2002, **1.4** припустимі.

1.5 Терміни і визначення

1.5.1 Загальні терміни для всіх Єврокодів

(1) Приймаються терміни і визначення, наведені в EN 1990:2002, **1.5**.

1.5.2 Додаткові терміни, що вживаються в EN 1998

(1) Наступні терміни вживаються в EN 1998 з наступним змістом:

показник поведінки

Показник, що використовується при проектуванні, в цілях зменшення сил, отриманих з лінійного розрахунку, для того, щоб оцінити

1.2.2 Reference Codes and Standards

(1)P For the application of EN 1998, reference shall be made to EN 1990, to EN 1997 and to EN 1999.

(2) EN 1998 incorporates other normative references cited at the appropriate places in the text. They are listed below:

ISO 1000 The international system of units (SI) and its application;

EN 1090-1 Execution of steel structures – Part 1: General rules and rules for buildings;

prEN 12512 Timber structures – Test methods – Cyclic testing of joints made with mechanical fasteners.

1.3 Assumptions

(1) In addition to the general assumptions of EN 1990:2002, **1.3**, the following assumption applies.

(2)P It is assumed that no change in the structure will take place during the construction phase or during the subsequent life of the structure, unless proper justification and verification is provided. Due to the specific nature of the seismic response this applies even in the case of changes that lead to an increase of the structural resistance.

1.4 Distinction between principles and application rules

(1) The rules of EN 1990:2002, **1.4** apply.

1.5 Terms and definitions

1.5.1 Terms common to all Eurocodes

(1) The terms and definitions given in EN 1990:2002, **1.5** apply.

1.5.2 Further terms used in EN 1998

(1) The following terms are used in EN 1998 with the following meanings:

behaviour factor

factor used for design purposes to reduce the forces obtained from a linear analysis, in order to account for the non-linear response of a structure, associated

нелінійну реакцію конструкції, пов'язану з матеріалом, структурною системою і проектними процедурами

метод проектного навантаження

Метод проектування, при якому елементи структурної системи вибираються та відповідно проектуються і деталізують для розсіювання енергії при сильних деформаціях, тоді як інші структурні елементи передбачаються достатній міцності, так, щоб вибрані засоби розсіювання енергії могли залишатися в працездатному стані

дисипативна конструкція

Конструкція, яка здатна розсіювати енергію шляхом пружної гістерезисної поведінки і/або шляхом інших механізмів

Дисипативні зони

Заздалегідь визначені частини дисипативної конструкції, в якій здатність до дисипації енергії, головним чином, локалізована

ПРИМІТКА 1: Вони також називаються критичними областями.

динамічно незалежний елемент

Конструкція або частина конструкції, яка безпосередньо піддається руху ґрунту і реакція якої не залежить від реакції суміжних елементів або конструкцій

показник важливості

Показник, який пов'язаний з наслідками руйнування конструкції

недисипативна конструкція

Конструкція, спроектована для особливої сейсмічної проектною ситуації без урахування нелінійної поведінки матеріалу

неконструктивний елемент

Архітектурний, механічний або електричний елемент, система і компонент, який через нестачу міцності або неприєднання до конструкції, не розглядається при сейсмічному проектуванні як несучий елемент

основні сейсмічні елементи

Елементи, що розглядаються як частина структурної системи, яка чинить опір сейсмічній дії, промодельовані з розрахунку на сейсмічну проектну ситуацію і повністю запроектовані і

with the material, the structural system and the design procedures

capacity design method

design method in which elements of the structural system are chosen and suitably designed and detailed for energy dissipation under severe deformations while all other structural elements are provided with sufficient strength so that the chosen means of energy dissipation can be maintained

dissipative structure

structure which is able to dissipate energy by means of ductile hysteretic behavior and/or by other mechanisms

dissipative zones

predetermined parts of a dissipative structure where the dissipative capabilities are mainly located

NOTE 1 These are also called critical regions.

dynamically independent unit

structure or part of a structure which is directly subjected to the ground motion and whose response is not affected by the response of adjacent units or structures

importance factor

factor which relates to the consequences of a structural failure

non-dissipative structure

structure designed for a particular seismic design situation without taking into account the non-linear material behaviour

non-structural element

architectural, mechanical or electrical element, system and component which, whether due to lack of strength or to the way it is connected to the structure, is not considered in the seismic design as load carrying element

primary seismic members

members considered as part of the structural system that resists the seismic action, modelled in the analysis for the seismic design situation and fully designed and detailed for earthquake resistance in

деталізовані для опору землетрусу згідно правилам EN 1998

другорядні сейсмічні елементи

Елементи, які не розглядаються як частина системи, що чинить опір сейсмічній дії. Їх міцністю і жорсткістю проти сейсмічних дій нехтують.

ПРИМІТКА 2: Не потрібно, щоб вони відповідали всім правилам EN 1998, але вони проектується і деталізуються, щоб забезпечувати опір гравітаційним навантаженням, коли вони піддаються впливу зсувів, обумовлених сейсмічною проектною ситуацією.

1.6 Символи

1.6.1 Загальні відомості

(1) Застосовуються символи, вказані в 1.6 EN 1990:2002. Для символів, що відносяться до матеріалів, а також для символів, які конкретно не відносяться до землетрусів, застосовуються положення відповідних Єврокодів.

(2) Інші символи, вживані у зв'язку з сейсмічними впливами, визначені в тексті, де вони зустрічаються при кожній згадці. Проте, додатково, символи, які найчастіше зустрічаються в EN 1998-1, перераховані і визначені в 1.6.2 і 1.6.3.

1.6.2 Додаткові символи, використані в розділах 2 і 3 EN 1998-1

A_{Ed} проектне значення сейсмічного впливу (= $\gamma_I A_{Ek}$)

A_{Ek} характеристичне значення сейсмічного впливу для очікуваного періоду повторюваності

E_d проектне значення ефекту впливу

N_{SPT} загальна сума ударних імпульсів при стандартному випробуванні на penetрацію

P_{NCR} очікувана вірогідність перевищення за 50 років очікуваного сейсмічного впливу для умови відсутності руйнування

Q змінний вплив

$S_e(T)$ спектр пружної реакції горизонтального прискорення ґрунту, який також називають «спектром пружної реакції». При $T=0$ спектральне прискорення задається цим спектром, рівним проектному прискоренню ґрунту типу A , помноженому на показник ґрунту S

$S_{ve}(T)$ спектр пружної реакції вертикального

accordance with the rules of EN 1998

secondary seismic members

members which are not considered as part of the seismic action resisting system and whose strength and stiffness against seismic actions is neglected

NOTE 2 They are not required to comply with all the rules of EN 1998, but are designed and detailed to maintain support of gravity loads when subjected to the displacements caused by the seismic design situation.

1.6 Symbols

1.6.1 General

(1) The symbols indicated in EN 1990:2002, 1.6 apply. For the material-dependent symbols, as well as for symbols not specifically related to earthquakes, the provisions of the relevant Eurocodes apply.

(2) Further symbols, used in connection with seismic actions, are defined in the text where they occur, for ease of use. However, in addition, the most frequently occurring symbols used in EN 1998-1 are listed and defined in 1.6.2 and 1.6.3.

1.6.2 Further symbols used in Sections 2 and 3 of EN 1998-1

A_{Ed} design value of seismic action (= $\gamma_I A_{Ek}$)

A_{Ek} characteristic value of the seismic action for the reference return period

E_d design value of action effects

N_{SPT} Standard Penetration Test blow-count

P_{NCR} reference probability of exceedance in 50 years of the reference seismic action or the no-collapse requirement

Q variable action

$S_e(T)$ elastic horizontal ground acceleration response spectrum also called "elastic response spectrum". At $T=0$, the spectral acceleration given by this spectrum equals the design ground acceleration on type A ground multiplied by the soil factor S .

$S_{ve}(T)$ elastic vertical ground acceleration response

$S_{De}(T)$	прискорення ґрунту спектр пружної реакції переміщення	$S_{De}(T)$	spectrum elastic displacement response spectrum
$S_d(T)$	проектний спектр (для пружного аналізу). При $T = 0$ спектральне прискорення задається цим спектром, рівним проектному прискоренню ґрунту типу A , помноженому на показник ґрунту S	$S_d(T)$	design spectrum (for elastic analysis). At $T=0$, the spectral acceleration given by this spectrum equals the design ground acceleration on type A ground multiplied by the soil factor S
S	показник ґрунту	S	soil factor
T	період вібрації лінійної системи з одним ступенем свободи	T	vibration period of a linear single degree of freedom system
T_s	тривалість стаціонарної частини сейсмічного руху	T_s	duration of the stationary part of the seismic motion
T_{NCR}	очікуваний період повторюваності очікуваного сейсмічного впливу при умові відсутності руйнування	T_{NCR}	reference return period of the reference seismic action for the no-collapse requirement
a_{gR}	очікуване пікове прискорення ґрунту типу A	a_{gR}	reference peak ground acceleration on type A ground
a_g	проектне прискорення ґрунту типу A	a_g	design ground acceleration on type A ground
a_{vg}	проектне прискорення ґрунту у вертикальному напрямі	a_{vg}	design ground acceleration in the vertical direction
c_u	опір зрізу не дренованого ґрунту	c_u	undrained shear strength of soil
d_g	проектне переміщення ґрунту	d_g	design ground displacement
g	гравітаційне прискорення (прискорення вільного падіння)	g	acceleration of gravity
q	показник поведінки	q	behaviour factor
$v_{s,30}$	середнє значення швидкості розповсюдження хвиль S у верхньому 30-ти метровому профілю ґрунту при деформації зсуву 10^{-5} або менше	$v_{s,30}$	average value of propagation velocity of S waves in the upper 30 m of the soil profile at shear strain of 10^{-5} or less
γ_I	показник важливості	γ_I	I importance factor
η	показник поправки на демпфування	η	damping correction factor
ζ	коефіцієнт в'язкого демпфування (у відсотках)	ζ	viscous damping ratio (in percent)
$\psi_{2,i}$	комбінаційний коефіцієнт для квазіпостійного значення змінного впливу i	$\psi_{2,i}$	combination coefficient for the quasi-permanent value of a variable action i
$\psi_{E,i}$	комбінаційний коефіцієнт для змінного впливу i , який використовується для визначення ефекту проектного сейсмічного впливу.	$\psi_{E,i}$	combination coefficient for a variable action i , to be used when determining the effects of the design seismic action
1.6.3	Додаткові символи, використані в розділі 4 EN 1998-1	1.6.3	Further symbols used in Section 4 of EN 1998-1
E_E	ефект сейсмічного впливу	E_E	effect of the seismic action
E_{Edx} , E_{Edy}	проектне значення сейсмічного ефекту внаслідок горизонтальних складових (x і y) сейсмічного впливу	E_{Edx} , E_{Edy}	design values of the action effects due to the horizontal components (x and y) of the seismic action
E_{Edz}	проектне значення сейсмічного ефекту унаслідок вертикальної компоненти сейсмічного впливу	E_{Edz}	design value of the action effects due to the vertical component of the seismic action
F_i	горизонтальне сейсмічне навантаження на поверсі i	F_i	horizontal seismic force at storey i
F_a	горизонтальне сейсмічне навантаження,	F_a	horizontal seismic force acting on a non-

	що діє на неконструктивний елемент (додатковий пристрій)		structural element (appendage)
F_b	горизонтальна сила в основі споруди	F_b	base shear force
H	висота будівлі від фундаменту або верху жорсткої основи	H	building height from the foundation or from the top of a rigid basement
L_{max} , L_{min}	найбільший і найменший розміри будівлі в плані, заміряні в ортогональних напрямках	L_{max} , L_{min}	larger and smaller in plan dimension of the building measured in orthogonal directions
R_d	проектне значення опору	R_d	design value of resistance
S_a	сейсмічний коефіцієнт для неконструктивних елементів	S_a	seismic coefficient for non-structural elements
T_1	період основного тону коливань будівлі	T_1	fundamental period of vibration of a building
T_a	період основного тону коливань неконструктивного елемента (додаткового пристрою)	T_a	fundamental period of vibration of a non-structural element (appendage)
W_a	вага неконструктивного елемента (додаткового пристрою)	W_a	weight of a non-structural element (appendage)
d	переміщення	d	displacement
d_r	проектна величина міжповерхового переміщення	d_r	design interstorey drift
e_a	випадковий ексцентриситет маси одного з поверхів щодо її номінального розташування	e_a	accidental eccentricity of the mass of one storey from its nominal location
h	внутрішня висота поверху	h	interstorey height
m_i	маса i -го поверху	m_i	mass of storey i
n	кількість поверхів над фундаментом або над верхом жорсткої основи	n	number of storeys above the foundation or the top of a rigid basement
q_a	показник поведінки неконструктивного елемента (додаткового пристрою)	q_a	behaviour factor of a non-structural element (appendage)
q_d	показник поведінки для переміщення	q_d	displacement behaviour factor
s_i	переміщення маси m_i в основній формі коливань будівлі	s_i	displacement of mass m_i in the fundamental mode shape of a building
z_i	висота розташування маси m_i вища за рівень додатку сейсмічного впливу	z_i	height of mass m_i above the level of application of the seismic action
α	відношення проектного прискорення ґрунту до прискорення вільного падіння	α	ratio of the design ground acceleration to the acceleration of gravity
γ_a	показник важливості неконструктивного елемента (додаткового пристрою)	γ_a	importance factor of a non-structural element (appendage)
γ_d	коефіцієнт додаткового посилення для діафрагм	γ_d	overstrength factor for diaphragms
θ	коефіцієнт чутливості до перекосу поверху	θ	interstorey drift sensitivity coefficient
1.6.4 Додаткові символи, використані в розділі 5 EN 1998-1		1.6.4 Further symbols used in Section 5 of EN 1998-1	
A_c	площа перерізу бетонного елемента	A_c	Area of section of concrete member
A_{sh}	загальна площа перерізу горизонтальних хомутиків у вузлі з'єднання балка-колонна	A_{sh}	total area of horizontal hoops in a beam-column joint
A_{si}	загальна площа сталевих стрижнів в кожному діагональному напрямі балки, що сполучає	A_{si}	total area of steel bars in each diagonal direction of a coupling beam
A_{st}	площа одного зварного шва поперечної арматури	A_{st}	area of one leg of the transverse reinforcement

$A_{sv,i}$	загальна площа вертикальних стрижнів між кутовими стрижнями в одному напрямі поперечного перерізу колони	$A_{sv,i}$	total area of bars between corner bars in one direction at the cross-section of a column
A_w	загальна площа поперечного перерізу стіни	A_w	total horizontal cross-sectional area of a wall
$\sum A_{si}$	сума площ всіх похилих стрижнів в обох напрямках в стіні, армованій похилими стержнями, що чинять опір зсуву	$\sum A_{si}$	sum of areas of all inclined bars in both directions, in wall reinforced with inclined bars against sliding shear
$\sum A_{sj}$	сума площ вертикальних стрижнів сітки в стіні або додаткових стрижнів, встановлених в елементах, які граничать зі стіною, спеціально для опору зміщенням при зсуві	$\sum A_{sj}$	sum of areas of vertical bars of web in a wall, or of additional bars arranged in the wall boundary elements specifically for resistance against sliding shear
$\sum M_{Rb}$	сума проектних значень моментів опору балок, сполучених у вузлі, в напрямі, що розглядається	$\sum M_{Rb}$	sum of design values of moments of resistance of the beams framing into a joint in the direction of interest
$\sum M_{Rc}$	сума проектних значень моментів опору колон, з'єднаних у вузлі, в напрямку, що розглядається	$\sum M_{Rc}$	sum of design values of the moments of resistance of the columns framing into a joint in the direction of interest
D_0	діаметр армованого осердя в круглій колоні	D_0	diameter of confined core in a circular column
$M_{i,d}$	кінцевий момент балки або колони для обчислення їх проектної несучої здатності по поперечному зрізу	$M_{i,d}$	end moment of a beam or column for the calculation of its capacity design shear
$M_{Rb,i}$	проектна величина моменту опору балки на i -му кінці	$M_{Rb,i}$	design value of beam moment of resistance at end i
$M_{Rc,i}$	проектна величина моменту опору колони на i -му кінці	$M_{Rc,i}$	design value of column moment of resistance at end i
N_{Ed}	осьова сила з аналізу сейсмічної проектної ситуації	N_{Ed}	axial force from the analysis for the seismic design situation
T_1	основний період коливань будівлі в горизонтальному напрямі	T_1	fundamental period of the building in the horizontal direction of interest
T_c	кутовий період коливань на верхній межі області постійних прискорень пружного спектру	T_c	corner period at the upper limit of the constant acceleration region of the elastic spectrum
V'_{Ed}	поперечна сила в стіні з розрахунку для сейсмічної проектної ситуації	V'_{Ed}	shear force in a wall from the analysis for the seismic design situation
V_{dd}	шпонковий опір вертикальних стрижнів в стіні	V_{dd}	dowel resistance of vertical bars in a wall
V_{Ed}	проектна поперечна сила в стіні	V_{Ed}	design shear force in a wall
$V_{Ed,max}$	максимальна поперечна сила, що діє, в кінцевому перерізі балки з розрахунку проектного навантаження	$V_{Ed,max}$	maximum acting shear force at end section of a beam from capacity design calculation
$V_{Ed,min}$	мінімальна поперечна сила, що діє, в кінцевому перерізі балки з розрахунку проектного навантаження	$V_{Ed,min}$	minimum acting shear force at end section of a beam from capacity design calculation
V_{fd}	внесок тертя в опір стіни проти зміщення при зсуві	V_{fd}	contribution of friction to resistance of a wall against sliding shear
V_{id}	внесок похилих стрижнів в опір стіни проти зміщення при зсуві $V_{Rd,c}$	V_{id}	contribution of inclined bars to resistance of a wall against sliding shear
	проектне значення опору зсуву для елементів без поперечної арматури згідно з	$V_{Rd,c}$	design value of shear resistance for members without shear reinforcement in

	EN 1992-1-1:2004		accordance with EN1992-1- 1:2004
$V_{Rd,S}$	проектне значення опору зсуву проти ковзання	$V_{Rd,S}$	design value of shear resistance against sliding
b	ширина нижньої полиці балки	b	width of bottom flange of beam
b_c	розмір поперечного перерізу колони	b_c	cross-sectional dimension of column
b_{eff}	ефективна ширина полиці балки при розтягуючій напрузі на поверхні підтримуючої колони	b_{eff}	effective flange width of beam in tension at the face of a supporting column
b_i	відстань між послідовним рядом стрижнів, зв'язаних кутовою або поперечною в'яззю в колоні	b_i	distance between consecutive bars engaged by a corner of a tie or by a cross-tie in a column
b_0	ширина обмеженого осердя в колоні або в граничному елементі стіни (по центральній лінії поперечних хомутів)	b_0	width of confined core in a column or in the boundary element of a wall (to centreline of hoops)
b_w	товщина обмежених частин перерізу стіни або ширина ребра балки	b_w	thickness of confined parts of a wall section, or width of the web of a beam
b_{w0}	товщина стіни	b_{w0}	thickness of web of a wall
d	ефективна глибина перерізу	d	effective depth of section
d_{bL}	діаметр поздовжнього стрижня	d_{bL}	longitudinal bar diameter
d_{bw}	діаметр хомута	d_{bw}	diameter of hoop
f_{cd}	проектне значення міцності бетону на стиск	f_{cd}	design value of concrete compressive strength
f_{ctm}	середнє значення міцності бетону на розтяг	f_{ctm}	mean value of tensile strength of concrete
f_{yd}	проектне значення межі текучості сталі	f_{yd}	design value of yield strength of steel
$f_{yd,h}$	проектне значення межі текучості горизонтальної арматури	$f_{yd, h}$	design value of yield strength of the horizontal web reinforcement
$f_{yd,v}$	проектне значення межі текучості вертикальної арматури	$f_{yd, v}$	design value of yield strength of the vertical web reinforcement
f_{yld}	проектне значення межі текучості поздовжньої арматури	f_{yld}	design value of yield strength of the longitudinal reinforcement
f_{ywd}	проектне значення межі текучості поперечної арматури	f_{ywd}	design value of yield strength of transverse reinforcement
h	висота поперечного перерізу	h	cross-sectional depth
h_c	висота перерізу колони в потрібному напрямі	h_c	cross-sectional depth of column in the direction of interest
h_f	висота фланця	h_f	flange depth
h_{jc}	відстань між крайніми шарами арматури колони у вузлі з'єднання балки з колоною	h_{jc}	distance between extreme layers of column reinforcement in a beam-column joint
h_{jw}	відстань між верхом балки і низом арматури	h_{jw}	distance between beam top and bottom reinforcement
h_o	висота, обмежена осердям в колоні (по середній лінії хомута)	h_o	depth of confined core in a column (to centreline of hoops)
h_s	чиста висота поверху	h_s	clear storey height
h_w	висота стіни або висота поперечного перерізу балки	h_w	height of wall or cross-sectional depth of beam
k_D	показник, який відображає клас пластичності при обчисленні необхідної висоти колони для анкерівки стрижнів балки у вузлі; рівний 1 для DCH (високого класу пластичності) і 2/3 для DCM (середнього класу пластичності)	k_D	factor reflecting the ductility class in the calculation of the required column depth for anchorage of beam bars in a joint, equal to 1 for DCH and to 2/3 for DCM

k_w	показник, який відображає переважаючу форму руйнування в конструктивних системах із стінами	k_w in	factor reflecting the prevailing failure mode structural systems with walls
l_{cl}	чиста довжина балки або колони	l_{cl}	clear length of a beam or a column
l_{cr}	довжина критичної області	l_{cr}	length of critical region
l_i	відстань між центральними лініями двох рядів похилих стрижнів в основному перерізі стін з нахиленими стрижнями, що чинять опір зміщенню при зсуві	l_i	distance between centrelines of the two sets of inclined bars at the base section of walls with inclined bars against sliding shear
l_w	довжина поперечного перерізу стіни	l_w	length of cross-section of wall
n	загальна кількість поздовжніх стержнів, об'єднаних горизонтальними хомутами або поперечними зв'язками по периметру перерізу колони	n	total number of longitudinal bars laterally engaged by hoops or cross ties on perimeter of column section
q_0	базова величина показника поведінки	q_0	basic value of the behaviour factor
s	крок поперечної арматури	s	spacing of transverse reinforcement
x_u	висота нейтральної осі	x_u	neutral axis depth
z	плече внутрішньої пари	z	internal lever arm
α	показник ефективності поперечного армування, кут між діагональними стрижнями і віссю балки, що сполучає	α	confinement effectiveness factor, angle between diagonal bars and axis of a coupling beam
α_0	переважаючий показник відношення стін структурної системи	α_0	prevailing aspect ratio of walls of the structural system
α_1	коефіцієнт горизонтального проектного сейсмічного впливу при формуванні першого пластичного шарніра в системі	α_1 at	multiplier of horizontal design seismic action formation of first plastic hinge in the system
α_u	коефіцієнт горизонтального сейсмічного проектного впливу при формуванні загального пластичного механізму	α_u at	multiplier of horizontal seismic design action formation of global plastic mechanism
γ_c	окремий показник для бетону	γ_c	partial factor for concrete
γ_{Rd}	фактор невизначеності моделі, що відноситься до проектного значення опорів при оцінці наслідків впливу проектного навантаження, яке розраховується для різних джерел перевантаження	γ_{Rd}	model uncertainty factor on design value of resistances in the estimation of capacity design action effects, accounting for various sources of overstrength
γ_s	окремий показник для сталі	γ_s	partial factor for steel
ϵ_{cu2}	гранична деформація незахищеного бетону	ϵ_{cu2}	ultimate strain of unconfined concrete
$\epsilon_{cu2,c}$	гранична деформація захищеного бетону	$\epsilon_{cu2,c}$	ultimate strain of confined concrete
$\epsilon_{su,k}$	характеристичне значення граничного подовження сталевих арматур	$\epsilon_{su,k}$	characteristic value of ultimate elongation of reinforcing steel
$\epsilon_{sy,d}$	проектне значення деформації сталі при межі текучості	$\epsilon_{sy,d}$	design value of steel strain at yield
η	показник зменшення сили стиску бетону унаслідок деформацій розтягування в поперечному напрямі	η	reduction factor on concrete compressive strength due to tensile strains in transverse direction
ζ	відношення, $V_{Ed,min}/V_{Ed,max}$, між мінімальною і максимальною поперечною силою, діючою в кінцевому перерізі балки	ζ	ratio, $V_{Ed,min}/V_{Ed,max}$, between the minimum and maximum acting shear forces at the end section of a beam
μ_f	коефіцієнт тертя бетону по бетону при циклічних діях	μ_f	concrete-to-concrete friction coefficient under cyclic actions
μ_ϕ	показник пластичності кривої згину	μ_ϕ	curvature ductility factor
μ_δ	показник пластичності переміщення	μ_δ	displacement ductility factor

v	аксіальна сила, що діє при проектному розгляді сейсмічної ситуації, нормалізована до $A_c f_{cd}$	v	axial force due in the seismic design situation, normalised to $A_c f_{cd}$
ξ	нормалізована висота нейтральної осі	ξ	normalised neutral axis depth
ρ	коефіцієнт натягнення арматури	ρ	tension reinforcement ratio
ρ'	коефіцієнт стиску арматури в балках	ρ'	compression steel ratio in beams
σ_{cm}	середнє значення нормальної напруги в бетоні	σ_{cm}	mean value of concrete normal stress
ρ_h	показник горизонтального армування в стіні	ρ_h	reinforcement ratio of horizontal web bars in a wall
ρ_l	загальний коефіцієнт поздовжнього армування	ρ_l	total longitudinal reinforcement ratio
ρ_{max}	максимально допустимий ступінь напруги сталі в критичній області головних сейсмічних балок	ρ_{max}	maximum allowed tension steel ratio in the critical region of primary seismic beams
ρ_v	коефіцієнт вертикального армування стіни	ρ_v	reinforcement ratio of vertical web bars in a wall
ρ_w	коефіцієнт поперечного армування	ρ_w	shear reinforcement ratio
ω_v	механічний показник вертикального армування	ω_v	mechanical ratio of vertical web reinforcement
ω_{wd}	механічний об'ємний коефіцієнт поперечної арматури	ω_{wd}	mechanical volumetric ratio of confining reinforcement
1.6.5 Додаткові символи, використані в розділі 6 EN 1998-1		1.6.5 Further symbols used in Section 6 of EN 1998-1	
L	проліт балки	L	beam span
M_{Ed}	проектний момент згину з аналізу на сейсмічну проектну ситуацію	M_{Ed}	design bending moment from the analysis for the seismic design situation
$M_{pl,RdA}$	проектне значення пластичного моменту опору на кінці А елемента	$M_{pl,RdA}$	design value of plastic moment resistance at end A of a member
$M_{pl,RdB}$	проектне значення пластичного моменту опору на кінці В елемента	$M_{pl,RdB}$	design value of plastic moment resistance at end B of a member
N_{Ed}	проектна осьова сила з аналізу проектної сейсмічної ситуації	N_{Ed}	design axial force from the analysis for the seismic design situation
$N_{Ed,E}$	осьова сила з аналізу проектного одиничного сейсмічного впливу	$N_{Ed,E}$	axial force from the analysis due to the design seismic action alone
$N_{Ed,G}$	осьова сила унаслідок несейсмічних впливів, включених в поєднання впливів для сейсмічної проектної ситуації	$N_{Ed,G}$	axial force due to the non-seismic actions included in the combination of actions for the seismic design situation
$N_{pl,Rd}$	проектне значення граничного опору при розтягуванні основного поперечного перерізу елемента згідно EN 1993-1-1:2004	$N_{pl,Rd}$	design value of yield resistance in tension of the gross cross-section of a member in accordance with EN 1993-1-1:2004
$N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed})$	проектне значення осьового опору колони або діагоналі згідно EN 1993-1-1:2004, з урахуванням взаємодії з згинаючим моментом M_{Ed} і перерізуючою силою V_{Ed} при сейсмічній ситуації	$N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed})$	design value of axial resistance of column or diagonal in accordance with EN 1993-1-1:2004, taking into account the interaction with the bending moment M_{Ed} and the shear V_{Ed} in the seismic situation
R_d	опір з'єднання згідно EN 1993-1-1:2004	R_d	resistance of connection in accordance with EN 1993-1-1:2004
R_{fy}	пластичний опір сполучених дисипативних елементів, що базується на проектній напрузі текучесті матеріалу як це	R_{fy}	plastic resistance of connected dissipative member based on the design yield stress of material as defined in EN 1993-1-

V_{Ed}	визначено в EN 1993-1-1:2004 проектна перерізуюча сила з розрахунку для сейсмічної проектною ситуації	V_{Ed}	1:2004. design shear force from the analysis for the seismic design situation
$V_{Ed,G}$	перерізуюча сила унаслідок несейсмічних впливів, включена в поєднання впливів для сейсмічної проектною ситуації	$V_{Ed,G}$	shear force due to the non seismic actions included in the combination of actions for the seismic design situation
$V_{Ed,M}$	перерізуюча сила унаслідок дії пластичних моментів опору на двох кінцях балки	$V_{Ed,M}$	shear force due to the application of the plastic moments of resistance at the two ends of a beam
$V_{wp,Ed}$	проектна перерізуюча сила в ребристій панелі унаслідок проектного сейсмічного впливу	$V_{wp,Ed}$	design shear force in web panel due to the design seismic action effects
$V_{wp,Rd}$ згідно	проектний опір зсуву ребристій панелі EN 1993-1-1:2004	$V_{wp,Rd}$	design shear resistance of the web panel in accordance with EN 1993- 1-1:2004
e	довжина сейсмічного шарніра (зв'язки)	e	length of seismic link
f_y	номінальна межа текучості сталі	f_y	nominal yield strength of steel
$f_{y,max}$	максимально допустима межа напруги при текучості сталі	$f_{y,max}$	maximum permissible yield stress of steel
q	показник поведінки	q	behaviour factor
t_w	товщина ребра суцільної балки в сейсмічному шарнірі	t_w	web thickness of a seismic link
t_f	товщина фланця сейсмічного шарніра	t_f	flange thickness of a seismic link
Ω	мультиплікативний показник осьової сили $N_{Ed,E}$ при розрахунку проектною сейсмічної дії для недисипативних елементів в концентричних або ексцентричних рамних каркасах згідно статей 6.7.4 і 6.8.3 , відповідно	Ω	multiplicative factor on axial force $N_{Ed,E}$ from the analysis due to the design seismic action, for the design of the non-dissipative members in concentric or eccentric braced frames per Cl. 6.7.4 and 6.8.3 respectively
A	відношення меншого проектного згинального моменту $M_{Ed,A}$ на одному кінці сейсмічного шарніру до більшого згинального моменту $M_{Ed,B}$ на кінці, де утворюється пластичний шарнір; обидва моменти беруться в абсолютних величинах	A	ratio of the smaller design bending moment $M_{Ed,A}$ at one end of a seismic link to the greater bending moments $M_{Ed,B}$ at the end where plastic hinge forms, both moments taken in absolute value
α_1	коефіцієнт горизонтального проектного сейсмічного впливу при формуванні першого пластичного шарніру в системі	α_1	multiplier of horizontal design seismic action at formation of first plastic hinge in the system
α_u	коефіцієнт горизонтального проектного сейсмічного впливу при формуванні загального пластичного механізму	α_u	multiplier of horizontal seismic design action at formation of global plastic mechanism
γ_M	окремий показник для властивості матеріалу	γ_M	partial factor for material property
γ_{ov}	показник зміцнення матеріалу	γ_{ov}	material overstrength factor
δ	відхилення балки в середній частині прольоту щодо дотичної до осі балки на її кінці (див. рис. 6.11)	δ	beam deflection at midspan relative to tangent to beam axis at beam end (see Figure 6.11)
γ_{pb}	мультиплікативний показник проектною величини $N_{pl,Rd}$ межі опору при розтягуванні компресійного елемента кріплення у формі V для оцінки наслідку незбалансованого сейсмічного впливу на балку, до якої підведена в'язь	γ_{pb}	multiplicative factor on design value $N_{pl,Rd}$ of yield resistance in tension of compression brace in a V bracing, for the estimation of the unbalanced seismic action effect on the beam to which the bracing is connected
γ_s	окремий показник для сталі	γ_s	partial factor for steel

θ_p	здібність до повороту області пластичного шарніра	θ_p	rotation capacity of the plastic hinge region
$\bar{\lambda}$	безрозмірна гнучкість елемента, як в EN 1993-1-1:2004	$\bar{\lambda}$	non-dimensional slenderness of a member as defined in EN 1993-1-1:2004
1.6.6 Додаткові символи, використані в розділі 7 EN 1998-1		1.6.6 Further symbols used in Section 7 of EN 1998-1	
A_{pl}	горизонтальна площа плити	A_{pl}	horizontal area of the plate
E_a	модуль пружності сталі	E_a	Modulus of Elasticity of steel
E_{cm}	середнє значення модуля пружності бетону згідно EN 1992-1-1:2004	E_{cm}	mean value of Modulus of Elasticity of concrete in accordance with EN 1992-1-1:2004
I_a	момент інерції площі сталеві частини складеного перерізу щодо його центру тяжіння	I_a	second moment of area of the steel section part of a composite section, with respect to the centroid of the composite section
I_c	момент інерції площі бетонної частини складеного перерізу щодо його центру тяжіння	I_c	second moment of area of the concrete part of a composite section, with respect to the centroid of the composite section
I_{eq}	еквівалентний момент інерції площі складеного перерізу	I_{eq}	equivalent second moment of area of the composite section
I_s	момент інерції площі стрижнів арматури в складеному перерізі щодо його центру тяжіння	I_s	second moment of area of the rebars in a composite section, with respect to the centroid of the composite section
$M_{pl,Rd,c}$	проектне значення пластичного моменту опору колони, взятого по нижній межі і обчисленого з урахуванням бетонної частини перерізу, а також тільки тієї сталеві частини перерізу, що розглядається як пластична	$M_{pl,Rd,c}$	design value of plastic moment resistance of column, taken as lower bound and computed taking into account the concrete component of the section and only the steel components of the section classified as ductile
$M_{U,Rd,b}$	верхня межа пластичного опору балки, обчислена з урахуванням бетонної частини перерізу і всіх сталевих компонентів в перерізі, включаючи ті, які не класифіковані як пластичні	$M_{U,Rd,b}$	upper bound plastic resistance of beam, computed taking into account the concrete component of the section and all the steel components in the section, including those not classified as ductile
$V_{wp,Ed}$	проектна перерізуєча сила в ребристій панелі, обчислена на основі пластичного опору суміжних дисипативних зон в балці або в з'єднаннях	$V_{wp,Ed}$	design shear force in web panel, computed on the basis of the plastic resistance of the adjacent dissipative zones in beams or connections
$V_{wp,Rd}$	проектний опір зрізу складеної сталобетонної ребристої панелі згідно EN 1994-1-1:2004	$V_{wp,Rd}$	design shear resistance of the composite steel-concrete web panel in accordance with EN 1994-1-1:2004
b	ширина полиці	b	width of the flange
b_b	ширина складеної балки (див. Рис. 7.3а) або несуча ширина бетону плити або колони (див. Рис.7.7)	b_b	width of composite beam (see Fig. 7.3a) or bearing width of the concrete of the slab on the column (see Fig. 7.7).
b_e	частина ефективної ширина полки з кожної сторони сталеві балки	b_e	partial effective width of flange on each side of the steel web
b_{eff}	загальна ефективна ширина бетонної плити	b_{eff}	total effective width of concrete flange
b_o	ширина (мінімальний розмір) обмеженого бетонного осердя (у середній лінії	b_o	width (minimum dimension) of confined concrete core to centreline of hoops)

	обв'язування)		
d_{bL}	діаметр поздовжніх стрижнів	d_{bL}	diameter of longitudinal rebars
d_{bw}	діаметр хомутів	d_{bw}	diameter of hoops
f_{yd}	проектна межа границі текучості сталі	f_{yd}	design yield strength of steel
f_{ydf}	проектна межа границі текучості сталі у полиці	f_{ydf}	design yield strength of steel in the flange
f_{ydw}	проектна міцність арматури стінки залізобетонної балки	f_{ydw}	design strength of web reinforcement
h_b	висота складеної балки	h_b	depth of composite beam
h_c	висота перерізу складеної колони	h_c	depth of composite column section
k_r	показник ефективності форми ребра профільованих сталевих листів	k_r	rib shape efficiency factor of profiled steel sheeting
k_t	редукційний коефіцієнт проектного опору з'єднань згідно з EN 1994-1-1:2004	k_t	reduction factor of design shear resistance of connectors in accordance with EN 1994-1-1:2004
l_{cl}	довжина колони у проясненні	l_{cl}	clear length of column
l_{cr}	довжина критичної області	l_{cr}	length of critical region
n	відношення модулів сталі і бетону при короткочасних діях	n	steel-to-concrete modular ratio for short term actions
q	показник поведінки	q	behaviour factor
r	показник зменшення твердості бетону для обчислення жорсткості складених колон	r	reduction factor on concrete rigidity for the calculation of the stiffness of composite columns
t_f	товщина полиці	t_f	thickness of flange
γ_c	частковий коефіцієнт для бетону	γ_c	partial factor for concrete
γ_M	частковий коефіцієнт для властивості матеріалу	γ_M	partial factor for material property
γ_{ov}	показник перевищення міцності матеріалу	γ_{ov}	material overstrength factor
γ_s	частковий коефіцієнт для сталі	γ_s	partial factor for steel
ε_a	загальна напруга сталі при граничному стані	ε_a	total strain of steel at Ultimate Limit State
ε_{cu2}	максимальні деформації стиску окремого бетону	ε_{cu2}	ultimate compressive strain of unconfined concrete
η	мінімальний ступінь зв'язку, як визначено в 6.6.1.2 EN 1994-1-1:2004	η	minimum degree of connection as defined in 6.6.1.2 of EN 1994-1-1:2004
1.6.7 Додаткові символи, використані в розділі 8 EN 1998-1		1.6.7 Further symbols used in Section 8 of EN 1998-1	
E_0	модуль пружності деревини для миттєвого навантаження	E_0	Modulus of Elasticity of timber for instantaneous loading
b	ширина дерев'яного перерізу	b	width of timber section
d	діаметр з'єднувача	d	fastener-diameter
h	висота дерев'яних балок	h	depth of timber beams
k_{mod}	показник модифікації для миттєвого навантаження за міцністю деревини відповідно до EN 1995-1-1:2004	k_{mod}	modification factor for instantaneous loading on strength of timber in accordance with EN 1995-1-1:2004
q	показник поведінки	q	behaviour factor
γ_M	частковий коефіцієнт для властивостей матеріалу	γ_M	partial factor for material properties

1.6.8 Додаткові символи, використані в розділі 9 EN 1998-1	1.6.8 Further symbols used in Section 9 of EN 1998-1
$a_{g,urm}$ верхнє значення проектного прискорення ґрунту на майданчику при використанні неармованої кам'яної кладки, що задовольняє положенням Єврокоду 8	$a_{g,urm}$ upper value of the design ground acceleration at the site for use of unreinforced masonry satisfying the provisions of Eurocode 8
A_{min} загальна площа поперечного перерізу стін кам'яної кладки, потрібна в кожному горизонтальному напрямі для застосування правил «будівлі простої кам'яної кладки»	A_{min} total cross-section area of masonry walls required in each horizontal direction for the rules for “simple masonry buildings” to apply
$f_{b,min}$ нормована міцність на стиск кам'яної кладки по нормалі до опорної поверхні	$f_{b,min}$ normalised compressive strength of masonry normal to the bed face
$f_{bh,min}$ нормована міцність на стиск кам'яної кладки паралельно опорній поверхні в плоскості стіни	$f_{bh,min}$ normalised compressive strength of masonry parallel to the bed face in the plan of the wall
$f_{m,min}$ мінімальна міцність розчину	$f_{m,min}$ minimum strength for mortar
h найбільша висота в світлі прорізів, що примикають до стіни	h greater clear height of the openings adjacent to the wall
h_{ef} ефективна висота стіни	h_{ef} effective height of the wall
l довжина стіни	l length of the wall
n число поверхів над землею	n number of storeys above ground
$p_{A,min}$ мінімальна сума площ горизонтальних поперечних перерізів стін, що працюють на зсув, в кожному напрямі, у відсотках до загальної площі перекриття поверху	$p_{A,min}$ Minimum sum of horizontal cross-sectional areas of shear walls in each direction, as percentage of the total floor area per storey
p_{max} загальна площа підлоги верхнього поверху, у відсотках	p_{max} percentage of the total floor area above the level
q показник поведінки	q behaviour factor
t_{ef} ефективна товщина стіни	t_{ef} effective thickness of the wall
$\Delta_{A,max}$ максимальна різниця в площі горизонтальних поперечних перерізів стін, що працює на зсув, між суміжними поверхами для «будівель простої кам'яної кладки»	$\Delta_{A,max}$ maximum difference in horizontal shear wall cross-sectional area between adjacent storeys of “simple masonry buildings”
$\Delta_{m,max}$ максимальна різниця за масою між суміжними поверхами для «будівель простої кам'яної кладки»	$\Delta_{m,max}$ maximum difference in mass between adjacent storeys of “simple masonry buildings”
γ_m частковий коефіцієнт для властивостей кам'яної кладки	γ_m partial factors for masonry properties
γ_s частковий коефіцієнт для арматурної сталі	γ_s partial factor for reinforcing steel
λ_{min} відношення між довжиною меншої і більшої сторін в плані	λ_{min} ratio between the length of the small and the length of the long side in plan
1.6.9 Додаткові символи, використані в розділі 10 EN 1998-1	1.6.9 Further symbols used in Section 10 of EN 1998-1
K_{eff} ефективна жорсткість системи ізоляції при розгляді в головному горизонтальному напрямі, в якому переміщення, дорівнюють проектному переміщенню d_{dc}	K_{eff} effective stiffness of the isolation system in the principal horizontal direction under consideration, at a displacement equal to the design displacement d_{dc}
K_V загальна жорсткість ізольованої системи у вертикальному напрямі	K_V total stiffness of the isolation system in the vertical direction

K_{xi}	ефективна жорсткість елементу (ізолятора) i у напрямі x	K_{xi}	effective stiffness of a given unit i in the x direction
K_{yi}	ефективна жорсткість елементу (ізолятора) i в напрямі y	K_{yi}	effective stiffness of a given unit i in the y direction
T_{eff}	ефективний основний період коливань верхньої будови, відповідний горизонтальному поступальному зсуву, коли верхня конструкція приймається як жорстке тіло	T_{eff}	effective fundamental period of the superstructure corresponding to horizontal translation, the superstructure assumed as a rigid body
T_f	основний період коливань верхньої, закріпленої в основі, конструкції	T_f	fundamental period of the superstructure assumed fixed at the base
T_v	основний період коливань верхньої конструкції у вертикальному напрямі, що приймається як жорстке тіло	T_v	fundamental period of the superstructure in the vertical direction, the superstructure assumed as a rigid body
M	маса верхньої конструкції	M	mass of the superstructure
M_s	магнітуда	M_s	magnitude
d_{dc}	проектне переміщення ефективного центру жорсткості в даному напрямі	d_{dc}	design displacement of the effective stiffness centre in the direction considered
d_{db}	загальне проектне переміщення блоку ізоляторів	d_{db}	total design displacement of an isolator unit
$e_{tot,y}$	загальний ексцентриситет в напрямі y	$e_{tot,y}$	total eccentricity in the y direction
f_j	горизонтальні сили на кожному j -му рівні	f_j	horizontal forces at each level j
r_y	радіус кручення ізолюваної системи	r_y	torsional radius of the isolation system
(x_i, y_i)	координати блоку ізоляторів i щодо ефективного центру жорсткості	(x_i, y_i)	coordinates of the isolator unit i relative to the effective stiffness centre
δ_i	показник посилення	δ_i	amplification factor
ζ_{eff}	«ефективне згасання», що характеризує деформування ізолюваної будівлі	ζ_{eff}	“effective damping”
1.7 Міжнародна система одиниць СІ		1.7 S.I. Units	
(1)Р Повинні використовуватися одиниці СІ згідно ISO 1000.		(1)P S.I. Units in accordance with ISO 1000 shall be used.	
(2) Для обчислень рекомендуються наступні одиниці вимірювань:		(2) For calculations, the following units are recommended:	
- сили і навантаження:	кН, кН/м, кН/м ²	- forces and loads:	кН, кН/м, кН/м ²
- питома маса:	кг/м ³ , т/м ³	- unit mass:	кг/м ³ , т/м ³
- маса:	кг, т	- mass:	кг, т
- питома вага:	кН/м ³	- unit weight:	кН/м ³
- напруга і міцність:	Н/мм ² (=МН/м ² или МПа), кН/м ² (=кПа)	- stresses and strengths:	Н/мм ² (= MN/m ² or MPa), кН/м ² (=kPa)
- моменти (наприклад, згинальні):	кНм	- moments (bending, etc):	кНм
- прискорення:	м/с ² , g (=9,81 м/с ²)	- acceleration:	м/с ² , g (=9,81 м/с ²)

2 ВИМОГИ ДЛЯ ВИКОНАННЯ І ВІДПОВІДНІ КРИТЕРІЇ

2.1 Основні вимоги

(1)P Конструкції в сейсмічних регіонах мають бути запроектовані і виготовлені так, щоб виконувались наступні вимоги, кожна з відповідним ступенем надійності.

- Вимога відсутності колапсу (обвалу).

Конструкція має бути запроектована і сконструйована так, щоб протистояти проектним сейсмічним впливам, визначеним в розділі 3, без локального або глобального колапсу, зберігши, таким чином, структурну цілісність і залишкову несучу здатність після сейсмічних подій. Проектна сейсмічна дія визначається залежно від: а) очікуваного сейсмічного впливу, пов'язаного з очікуваною вірогідністю перевищення, P_{NCR} , за 50 років або очікуваним періодом повторюваності, T_{NCR} , і б) показником важливості γ_I (див. EN 1990:2002, а також (2)P і (3)P цього розділу), що приймається з урахуванням диференціації надійності.

ПРИМІТКА 1. Величини P_{NCR} або T_{NCR} , що призначаються для застосування в відповідній країні, можуть бути знайдені в Національних додатках до цього документа. Рекомендовані значення: $P_{NCR} = 10\%$ і $T_{NCR} = 475$ років.

ПРИМІТКА 2. Величина вірогідності перевищення, P_R , виражена в роках T_L , певного рівня сейсмічного впливу відноситься до середнього періоду повторюваності, T_R , цього рівня сейсмічного впливу відповідно до виразу $T_R = -T_L / \ln(1 - P_R)$. Таким чином, для даного T_L сейсмічний вплив може бути еквівалентно встановленим через середній період повторюваності, T_R , або через вірогідність його перевищення P_R , виражену в роках T_L .

- Вимога обмеження руйнування.

Конструкція має бути запроектована і збудована так, щоб протистояти сейсмічному впливу, який має більш велику вірогідність появи, ніж проектний сейсмічний вплив, без наявності руйнувань і пов'язаного з ним обмеження щодо використання споруди, вартість якого має бути непропорційно вище в порівнянні з вартістю самої конструкції. Сейсмічний вплив, прийнятий до уваги для «вимоги обмеження збитку», має вірогідність перевищення, P_{DLR} , за 10 років і період повторюваності T_{DLR} . За відсутності точнішої інформації показник зменшення на проектний сейсмічний вплив, застосований відповідно до 4.4.3.2(2), може бути використаний,

2 PERFORMANCE REQUIREMENTS AND COMPLIANCE CRITERIA

2.1 Fundamental requirements

(1)P Structures in seismic regions shall be designed and constructed in such a way that the following requirements are met, each with an adequate degree of reliability.

– No-collapse requirement.

The structure shall be designed and constructed to withstand the design seismic action defined in Section 3 without local or global collapse, thus retaining its structural integrity and a residual load bearing capacity after the seismic events. The design seismic action is expressed in terms of: a) the reference seismic action associated with a reference probability of exceedance, P_{NCR} , in 50 years or a reference return period, T_{NCR} , and b) the importance factor γ_I (see EN 1990:2002 and (2)P and (3)P of this clause) to take into account reliability differentiation.

NOTE 1 The values to be ascribed to P_{NCR} or to T_{NCR} for use in a country may be found in its National Annex of this document. The recommended values are $P_{NCR} = 10\%$ and $T_{NCR} = 475$ years.

NOTE 2 The value of the probability of exceedance, P_R , in T_L years of a specific level of the seismic action is related to the mean return period, T_R , of this level of the seismic action in accordance with the expression $T_R = -T_L / \ln(1 - P_R)$. So for a given T_L , the seismic action may equivalently be specified either via its mean return period, T_R , or its probability of exceedance, P_R in T_L years.

– Damage limitation requirement.

The structure shall be designed and constructed to withstand a seismic action having a larger probability of occurrence than the design seismic action, without the occurrence of damage and the associated limitations of use, the costs of which would be disproportionately high in comparison with the costs of the structure itself. The seismic action to be taken into account for the “damage limitation requirement” has a probability of exceedance, P_{DLR} , in 10 years and a return period, T_{DLR} . In the absence of more precise information, the reduction factor applied on the design seismic action in accordance with 4.4.3.2(2) may be used to obtain the seismic action for the verification of the damage limitation

щоб отримати сейсмічний вплив для верифікації вимоги щодо обмеження збитку.

Примітка 3. Величини P_{DLR} або T_{DLR} , що призначаються для застосування в відповідній країні, можуть бути знайдені в Національних додатках до цього документу. Рекомендовані значення: $P_{DLR} = 10\%$ і $T_{DLR} = 95$ років.

(2)Р Цільова надійність для вимоги по відсутності обвалення і для вимоги обмеження руйнування встановлюються Національними органами для різних типів будівель або інфраструктури на основі наслідків аварій.

(3)Р Диференціація надійності упроваджується шляхом класифікації конструкцій за різними класами важливості. Показник важливості γ_I встановлюється для кожного класу важливості. Для забезпечення придатності цей показник має бути призначений таким, щоб відповідати вищому або нижчому значенню періоду повторюваності сейсмічної події (щодо очікуваного періоду), як прийнято при проектуванні спеціальної категорії конструкцій (див. 3.2.1(3)).

(4) Різні рівні надійності отримують множенням стандартного сейсмічного впливу або, коли застосовується лінійний аналіз, множенням відповідних ефектів дії на показник важливості. Детальне керівництво щодо класів важливості і відповідних показників важливості наведені у відповідних Розділах EN 1998.

ПРИМІТКА: У більшості випадків коефіцієнт перевищення, $H(a_{gr})$, що характеризує пікове прискорення ґрунту a_{gr} , може змінюватися від величини: $H(a_{gr}) \sim k_0 a_{gr}^{-k}$ з коефіцієнтом k , залежним від сейсмічності майданчика, але рівним, загалом, величині 3. Потім, якщо сейсмічний вплив визначається залежно від очікуваного пікового прискорення ґрунту a_{gr} , величина показника важливості γ_I , очікуваного сейсмічного впливу, що є множником, досягає деякої вірогідності перевищення в T_L років протягом T_{LR} років, за які визначається очікуваний сейсмічний вплив, може бути обчислено за формулою $\gamma_I \sim (T_{LR}/T_L)^{-1/k}$. В протилежність цьому, величина показника важливості γ_I , який необхідний, щоб врахувати очікуваний сейсмічний вплив, що досягає величини вірогідності перевищення сейсмічного впливу, P_L протягом T_L років, набуває іншого значення, чим очікувана вірогідність перевищення P_{LR} , за ті ж самі T_L років, може бути обчислена як $\gamma_I \sim (P_L/P_{LR})^{-1/k}$.

requirement.

NOTE 3 The values to be ascribed to P_{DLR} or to T_{DLR} for use in a country may be found in its National Annex of this document. The recommended values are $P_{DLR} = 10\%$ and $T_{DLR} = 95$ years.

(2)P Target reliabilities for the no-collapse requirement and for the damage limitation requirement are established by the National Authorities for different types of buildings or civil engineering works on the basis of the consequences of failure.

(3)P Reliability differentiation is implemented by classifying structures into different importance classes. An importance factor γ_I is assigned to each importance class. Wherever feasible this factor should be derived so as to correspond to a higher or lower value of the return period of the seismic event (with regard to the reference return period) as appropriate for the design of the specific category of structures (see 3.2.1(3)).

(4) The different levels of reliability are obtained by multiplying the reference seismic action or, when using linear analysis, the corresponding action effects by this importance factor. Detailed guidance on the importance classes and the corresponding importance factors is given in the relevant Parts of EN 1998.

NOTE At most sites the annual rate of exceedance, $H(a_{gr})$, of the reference peak ground Acceleration, may be taken to vary with a_{gr} , as $H(a_{gr}) \sim k_0 a_{gr}^{-k}$, with the value of the exponent k depending on seismicity, but being generally of the order of 3. Then, if the seismic action is defined in terms of the reference peak ground acceleration a_{gr} , the value of the importance factor γ_I multiplying the reference seismic action to achieve the same probability of exceedance in T_L years as in the T_{LR} years for which the reference seismic action is defined, may be computed as $\gamma_I \sim (T_{LR}/T_L)^{-1/k}$. Alternatively, the value of the importance factor γ_I that needs to multiply the reference seismic action to achieve a value of the probability of exceeding the seismic action, P_L , in T_L years other than the reference probability of exceedance P_{LR} , over the same T_L years, may be estimated as $\gamma_I \sim (P_L/P_{LR})^{-1/k}$.

2.2 Критерії відповідності

2.2.1 Загальні відомості

(1)P Для того, щоб задовольнити основні вимоги в 2.1, мають бути проконтрольовані наступні граничні стани (дивись 2.2.2 і 2.2.3):

- кінцеві граничні стани;
- стани обмеження пошкодження.

Кінцеві граничні стани – це такі стани, які асоціюються з колапсом або з іншими формами пошкоджень конструкцій, які можуть призвести до небезпеки людей.

Стани обмеження пошкодження – це такі стани, які асоціюються з пошкодженнями, після виникнення яких, встановлені експлуатаційні властивості більше не виконуються.

(2)P Для того, щоб обмежити невизначеності і сприяти задовільній поведінці конструкцій при сейсмічних впливах, відчутно більших, ніж проектний сейсмічний вплив, має бути виконано ряд відповідних спеціальних заходів (див. 2.2.4).

(3) Для добре перевірених землетрусами категорій конструкцій у разі низької сейсмічності (див. 3.2.1(4)), основні вимоги можуть бути забезпечені шляхом застосування простіших правил, ніж правила, що наведені у відповідних розділах EN 1998.

(4) У разі дуже низької сейсмічності немає необхідності розглядати положення EN 1998 (див. 3.2.1(5) і відповідні примітки там для визначення випадків дуже низької сейсмічності).

(5) Спеціальні правила для кам'яних будівель дані в розділі 9. При дотриманні цих правил такі кам'яні будівлі вважаються такими, що задовільняють основним вимогам EN 1998-1 без аналітичної перевірки безпеки.

2.2.2 Кінцевий граничний стан

(1)P Необхідно впевнитися, що будівельна система має опір і здатність розсіювати енергію, що обумовлено відповідними розділами EN 1998.

(2) Опір і здатність конструкції розсіювати енергію, залежить від її нелінійної реакції. У термінах, що відносяться до експлуатації, такий баланс між опором і здатністю розсіювати енергію характеризується значенням показника поведінки q і пов'язаною з ним класифікацією пластичності, що дається у відповідних розділах

2.2 Compliance Criteria

2.2.1 General

(1)P In order to satisfy the fundamental requirements in 2.1 the following limit states shall be checked (see 2.2.2 and 2.2.3):

- ultimate limit states;
- damage limitation states.

Ultimate limit states are those associated with collapse or with other forms of structural failure which might endanger the safety of people.

Damage limitation states are those associated with damage beyond which specified service requirements are no longer met.

(2)P In order to limit the uncertainties and to promote a good behaviour of structures under seismic actions more severe than the design seismic action, a number of pertinent specific measures shall also be taken (see 2.2.4).

(3) For well defined categories of structures in cases of low seismicity (see 3.2.1(4)), the fundamental requirements may be satisfied through the application of rules simpler than those given in the relevant Parts of EN 1998.

(4) In cases of very low seismicity, the provisions of EN 1998 need not be observed (see 3.2.1(5) and the notes therein for the definition of cases of very low seismicity).

(5) Specific rules for "simple masonry buildings" are given in Section 9. By conforming to these rules, such "simple masonry buildings" are deemed to satisfy the fundamental requirements of EN 1998-1 without analytical safety verifications.

2.2.2 Ultimate limit state

(1)P It shall be verified that the structural system has the resistance and energy dissipation capacity specified in the relevant Parts of EN 1998.

(2) The resistance and energy-dissipation capacity to be assigned to the structure are related to the extent to which its non-linear response is to be exploited. In operational terms such balance between resistance and energy-dissipation capacity is characterized by the values of the behaviour factor q and the associated ductility classification, which are

EN 1998. Як граничний випадок, для проектування конструкцій, класифікованих як низько-дисипативні, ні в якому розрахунку не береться до уваги гістерезисне розсіювання енергії і взагалі не враховується показник поведінки, якщо його значення набуває в розрахунку більше, ніж 1,5 в запас міцності. Для сталевих або складених сталебетонних споруд це обмежуюче значення показника q може бути узятє в інтервалі 1,5...2 (див. Примітка 1 до таблиці. 6.1 або Примітка 1 до таблиці. 7.1, відповідно). Для дисипативних конструкцій показник поведінки береться більше, ніж граничні величини, що розраховуються для гістерезисного розсіювання енергії, що відбувається переважно в спеціально спроектованих зонах, які називаються дисипативними зонами або критичними областями.

ПРИМІТКА. Величина показника поведінки q повинна бути обмежена граничним станом динамічної стійкості конструкції і пошкодженням унаслідок низько-циклічної втоми (при небагатоповторюваних коливаннях) будівельних елементів (особливо з'єднань). Найнесприятливіша умова обмеження має бути застосована, коли значення показника q є детермінованим. Значення показника q , приведені в різних розділах EN 1998, приймається у відповідності до цієї вимоги.

(3)P Має виконуватись контроль якості конструкції в цілому, що гарантує, що вона стійка при проектному сейсмічному впливі. Стійкість до перекидання і ковзання повинні братися до уваги. Спеціальні правила для контролю перекидання конструкцій дані у відповідних розділах EN 1998.

(4)P Необхідно перевірити, щоб елементи фундаменту і основи були здатні чинити опір сукупним ефектам, виходячи з реакції верхньої споруди, без значних залишкових деформацій. При визначенні реакцій належна увага має бути приділена дійсному опору, який може бути розвинений конструктивним елементом, який передає впливи.

(5)P При аналізі необхідно брати до уваги можливий вплив вторинних ефектів на величини результатів впливів.

(6)P Необхідно упевнитися, що при проектному сейсмічному впливі поведінка неконструктивних елементів не представляє ризику людям і

given in the relevant Parts of EN 1998. As a limiting case, for the design of structures classified as non-dissipative, no account is taken of any hysteretic energy dissipation and the behaviour factor may not be taken, in general, as being greater than the value of 1,5 considered to account for overstrengths. For steel or composite steel concrete buildings, this limiting value of the q factor may be taken as being between 1,5 and 2 (see Note 1 of Table 6.1 or Note 1 of Table 7.1, respectively). For dissipative structures the behaviour factor is taken as being greater than these limiting values accounting for the hysteretic energy dissipation that mainly occurs in specifically designed zones, called dissipative zones or critical regions.

NOTE The value of the behaviour factor q should be limited by the limit state of dynamic stability of the structure and by the damage due to low-cycle fatigue of structural details (especially connections). The most unfavourable limiting condition shall be applied when the values of the q factor are determined. The values of the q factor given in the various Parts of EN 1998 are deemed to conform to this requirement.

(3)P The structure as a whole shall be checked to ensure that it is stable under the design seismic action. Both overturning and sliding stability shall be taken into account. Specific rules for checking the overturning of structures are given in the relevant Parts of EN 1998.

(4)P It shall be verified that both the foundation elements and the foundation soil are able to resist the action effects resulting from the response of the superstructure without substantial permanent deformations. In determining the reactions, due consideration shall be given to the actual resistance that can be developed by the structural element transmitting the actions.

(5)P In the analysis the possible influence of second order effects on the values of the action effects shall be taken into account.

(6)P It shall be verified that under the design seismic action the behaviour of nonstructural elements does not present risks to persons and does

призводить вплив на реакцію будівельних елементів. Для будівель спеціальні правила наведені в 4.3.5 і 4.3.6.

2.2.3 Стан обмеження пошкодження

(1)P Адекватний ступінь надійності проти неприпустимого пошкодження має бути гарантований шляхом задоволення границь деформації або інших границь, встановлених у відповідних розділах EN 1998.

(2)P У будівлях важливих для цивільного захисту, будівельна система має бути перевірена для забезпечення достатнього опору і жорсткості для виконання життєво важливих функцій устаткування при сейсмічній події, яка пов'язана з відповідним періодом повторюваності.

2.2.4 Спеціальні заходи

2.2.4.1 Проектування

(1) Як правило, будівлі повинні мати прості і регулярні форми як в плані, так і по висоті (див. 4.2.3). Якщо необхідно, це може бути реалізовано розділенням будівлі сейсмічними швами на динамічно незалежні блоки.

(2)P Для того, щоб досягти загальної дисипативної і пластичної поведінки, необхідно уникати крихкого руйнування або передчасного утворення нестійких механізмів. Нарешті, там, де передбачено відповідними розділами EN 1998, має бути виконана спеціальна процедура розрахунку навантаження, яка використовується для отримання ієрархії опору різних структурних елементів і форм руйнування. Вона необхідна для гарантії відповідного пластичного механізму і щоб уникнути режимів крихкого руйнування.

(3)P Оскільки сейсмічна ефективність будівлі в основному залежить від поведінки її критичних областей або елементів, то детальні властивості будівлі взагалі і цих областей або елементів, зокрема, мають бути такими, щоб зберігати здатність до передачі необхідних сил і розсіювання енергії при знакозмінних впливах. Нарешті, питанням деталізації з'єднань між будівельними елементами і областями, де передбачається нелінійна поведінка, необхідно приділяти особливу увагу в проекті.

(4)P Аналіз повинен ґрунтуватися на

not have a detrimental effect on the response of the structural elements. For buildings, specific rules are given in 4.3.5 and 4.3.6.

2.2.3 Damage limitation state

(1)P An adequate degree of reliability against unacceptable damage shall be ensured by satisfying the deformation limits or other relevant limits defined in the relevant Parts of EN 1998.

(2)P In structures important for civil protection the structural system shall be verified to ensure that it has sufficient resistance and stiffness to maintain the function of the vital services in the facilities for a seismic event associated with an appropriate return period.

2.2.4 Specific measures

2.2.4.1 Design

(1) To the extent possible, structures should have simple and regular forms both in plan and elevation, (see 4.2.3). If necessary this may be realised by subdividing the structure by joints into dynamically independent units.

(2)P In order to ensure an overall dissipative and ductile behaviour, brittle failure or the premature formation of unstable mechanisms shall be avoided. To this end, where required in the relevant Parts of EN 1998, resort shall be made to the capacity design procedure, which is used to obtain the hierarchy of resistance of the various structural components and failure modes necessary for ensuring a suitable plastic mechanism and for avoiding brittle failure modes.

(3)P Since the seismic performance of a structure is largely dependent on the behaviour of its critical regions or elements, the detailing of the structure in general and of these regions or elements in particular, shall be such as to maintain the capacity to transmit the necessary forces and to dissipate energy under cyclic conditions. To this end, the detailing of connections between structural elements and of regions where nonlinear behaviour is foreseeable should receive special care in design.

(4)P The analysis shall be based on an adequate

адекватній структурній моделі, яка, якщо необхідно, повинна враховувати вплив деформативності ґрунту, а також і неконструктивних елементів і інші аспекти, такі, як наявність сусідніх конструкцій.

2.2.4.2 Фундаменти

(1)Р Жорсткість фундаментів має бути адекватною для передачі впливів, що передаються від верхньої конструкції ґрунту так рівномірно, наскільки це можливо.

(2) За винятком мостів, фундамент тільки одного типу повинен взагалі використовуватися для однакових конструкцій, якщо останні не складаються з динамічно незалежних блоків.

2.2.4.3 Система забезпечення якості

(1)Р Проектні документи повинні вказувати розміри, деталі і характеристики матеріалів конструктивних елементів. Якщо необхідно, проектні документи повинні також вказувати характеристики спеціально використаних пристроїв і відстані між конструктивними і неконструктивними елементами. Необхідно привести основні положення системи забезпечення якості.

(2)Р Елементи особливої конструктивної важливості, що вимагають спеціального контролю під час будівництва, мають бути вказані на проектних кресленнях. В цьому випадку використані методи контролю також мають бути вказані.

(3) У регіонах з високою сейсмічністю і в конструкціях відповідальних мають бути використані стандартні плани системи якості, що охоплюють проектування, будівництво і застосування, додаткові контрольні процедури, які предписані іншими відповідними Єврономами (як для об'єктів експериментального будівництва).

structural model, which, when necessary, shall take into account the influence of soil deformability and of nonstructural elements and other aspects, such as the presence of adjacent structures.

2.2.4.2 Foundations

(1)P The stiffness of the foundations shall be adequate for transmitting the actions received from the superstructure to the ground as uniformly as possible.

(2) With the exception of bridges, only one foundation type should in general be used for the same structure, unless the latter consists of dynamically independent units.

2.2.4.3 Quality system plan

(1)P The design documents shall indicate the sizes, the details and the characteristics of the materials of the structural elements. If appropriate, the design documents shall also include the characteristics of special devices to be used and the distances between structural and non-structural elements. The necessary quality control provisions shall also be given.

(2)P Elements of special structural importance requiring special checking during construction shall be identified on the design drawings. In this case the checking methods to be used shall also be specified.

(3) In regions of high seismicity and in structures of special importance, formal quality system plans, covering design, construction, and use, additional to the control procedures prescribed in the other relevant Eurocodes, should be used.

3 ГРУНТОВІ УМОВИ І СЕЙСМІЧНИЙ ВПЛИВ

3.1 Ґрунтові умови

3.1.1 Загальні відомості

(1)Р Певні дослідження мають бути виконані щоб встановити ґрунтові умови відповідно до типів ґрунтів, визначених в **3.1.2**.

(2) Подальші інструкції відносно дослідження ґрунту і класифікації даються в **4.2 EN 1998-5:2004**.

(3) Будівельний майданчик і природа утримуючого ґрунту повинні, як правило, бути такими, що виключають ризик розлому ґрунту, нестабільності схилів і остаточних просідань, обумовлених розрідженням або ущільненням у разі землетрусу. Можливість появи такого явища має бути досліджена згідно розділу **4 EN 1998-5:2004**.

(4) Залежно від класу важливості конструкції і особливих умов проекту дослідження ґрунту і/або геологічні вишукування мають бути виконані, щоб визначити сейсмічний вплив.

ПРИМІТКА. Умови, при яких використовуються дослідження ґрунтів, додаткові до умов необхідних для проектування у сейсмічних безпечних районах можуть не враховуватись, а типова класифікація ґрунтів, що використовується, може бути визначена в Національному Додатку.

3.1.2 Визначення типів ґрунтів

(1) Ґрунти типу А, В, С, D і F, описані стратиграфічними профілями і параметрами, наведені в таблиці 3.1 і описані в подальшому, можуть бути використані в розрахунку для оцінки впливу місцевих ґрунтових умов на сейсмічний вплив. Це також може бути зроблено, додатково беручи до уваги вплив глибокої геології на сейсмічний вплив.

ПРИМІТКА. Схема класифікації ґрунту за даними інженерно-геологічних вишукувань для використання в країні, може бути встановлена в її Національному Додатку, включаючи значення параметрів S , T_B , T_C і T_D , що встановлюють горизонтальний і вертикальний спектр пружної реакції згідно з **3.2.2.2** і **3.2.2.3**.

3. GROUND CONDITIONS AND SEISMIC ACTION

3.1 Ground conditions

3.1.1 General

(1)P Appropriate investigations shall be carried out in order to identify the ground conditions in accordance with the types given in **3.1.2**.

(2) Further guidance concerning ground investigation and classification is given in EN 1998-5:2004, **4.2**.

(3) The construction site and the nature of the supporting ground should normally be free from risks of ground rupture, slope instability and permanent settlements caused by liquefaction or densification in the event of an earthquake. The possibility of occurrence of such phenomena shall be investigated in accordance with EN 1998- 5:2004, Section **4**.

(4) Depending on the importance class of the structure and the particular conditions of the project, ground investigations and/or geological studies should be performed to determine the seismic action.

NOTE The conditions under which ground investigations additional to those necessary for design for non-seismic actions may be omitted and default ground classification may be used may be specified in the National Annex.

3.1.2 Identification of ground types

(1) Ground types A, B, C, D, and E, described by the stratigraphic profiles and parameters given in Table 3.1 and described hereafter, may be used to account for the influence of local ground conditions on the seismic action.

This may also be done by additionally taking into account the influence of deep geology on the seismic action.

NOTE The ground classification scheme accounting for deep geology for use in a country may be specified in its National Annex, including the values of the parameters S , T_B , T_C and T_D defining the horizontal and vertical elastic response spectra in accordance with **3.2.2.2** and **3.2.2.3**.

Таблиця 3.1: Типи ґрунту					Table 3.1: Ground types				
Тип ґрунту	Опис стратиграфічного профілю	Параметри			Ground type	Description of stratigraphic profile	Parameters		
		$v_{s,30}$ (м/с)	N_{SPT} (ударів /30 см)	C_u (кПа)			$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (blows /30 cm)	C_u (kPa)
A	Скельні і інші скельно-подібні геологічні формації, що включають в кращому випадку 5 м ослаблених матеріалів на поверхні	> 800	-	-	A	A Rock or other rock-like geological formation, including at most 5 m of weaker material at the surface.	> 800	-	-
B	Відкладення дуже щільного піску, гравелистої або дуже щільної глини, щонайменше декілька десятків метрів завтовшки, що характеризуються поступовим збільшенням механічних властивостей по глибині	360-800	> 50	>250	B	Deposits of very dense sand, gravel, or very stiff clay, at least several tens of metres in thickness, characterised by a gradual increase of mechanical properties with depth.	360-800	> 50	>250
C	Глибокі відкладення щільного або середньої щільності піску, гравелистої або щільної глини з товщиною від декількох десятків до багатьох сотень метрів	180-60	15-50	70-250	C	Deep deposits of dense or mediumdense sand, gravel or stiff clay with thickness from several tens to many hundreds of metres.	180-360	15-50	70-250
D	Відкладення від нещільного до середньої зв'язності ґрунту (з (або без) декількох м'яких зв'язних шарів) або переважаючих від м'яких до щільних зв'язних ґрунтів	< 180	< 15	< 70	D	Deposits of loose-to-medium cohesionless soil (with or without some soft cohesive layers), or of predominantly soft-to-firm cohesive soil.	< 180	< 15	< 70
E	Ґрунтовий профіль, що складається з поверхневого алювіального шару з величинами швидкостей v_s відповідаючими типу C або D і товщиною, що змінюється від 5 м до 20 м, з підстилаючим більш щільним матеріалом при $v_s > 800$ м/с				E	A soil profile consisting of a surface alluvium layer with v_s values of type C or D and thickness varying between about 5 m and 20 m, underlain by stiffer material with $v_s > 800$ m/s			
S1	Відкладення, що складаються або містять шар завтовшки 10м, з м'яких глин/наносів індексом пластичності (PI >40) і високим вмістом води	< 100 (індикативно)	-	10-20	S1	Deposits consisting, or containing a layer at least 10 m thick, of soft clays/silts with a high plasticity index (PI > 40) and high water content	< 100 (indicative)	-	10-20

S2	Відкладення схильних до розрідження ґрунтів, чутливих глин або будь-які інші ґрунтові профілі, не включені в типи А, – Е або S ₁				S2	Deposits of liquefiable soils, of sensitive clays, or any other soil profile not included in types A – E or S ₁			
<p>(2) Майданчик має бути класифікований за значенням середньої швидкості поперечної хвилі $v_{s,30}$, якщо це можливо. Інакше має бути використане значення N_{SPT}.</p>					<p>(2) The site should be classified according to the value of the average shear wave velocity, $v_{s,30}$, if this is available. Otherwise the value of $NSPT$ should be used.</p>				
<p>(3) Середня швидкість поперечної хвилі $v_{s,30}$ має бути обчислена згідно виразу:</p>					<p>(3) The average shear wave velocity $v_{s,30}$ should be computed in accordance with the following expression:</p>				
$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}} \quad (3.1)$					$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}} \quad (3.1)$				
<p>де h_i і v_i означають товщину (у метрах) і швидкість розповсюдження поперечної хвилі (з рівнем деформацій зсува 10^{-5} або менше) для i-ї структури або шару із загального числа N шарів, що знаходяться вище глибини 30 м.</p>					<p>where h_i and v_i denote the thickness (in metres) and shear-wave velocity (at a shear strain level of 10^{-5} or less) of the i-th formation or layer, in a total of N, existing in the top 30 m.</p>				
<p>(4) Для майданчиків з ґрунтовими умовами, що включають один або два типи ґрунту S_1 або S_2, потрібні спеціальні дослідження для визначення сейсмічного впливу. Для цих типів і, зокрема, для S_2 повинна братися до уваги можливість руйнування ґрунту при сейсмічному впливі.</p>					<p>(4) For sites with ground conditions matching either one of the two special ground types S_1 or S_2, special studies for the definition of the seismic action are required. For these types, and particularly for S_2, the possibility of soil failure under the seismic action shall be taken into account.</p>				
<p>ПРИМІТКА. Особлива увага має бути приділена, якщо відкладення є ґрунтом типу S_1. Такі ґрунти зазвичай мають дуже низьке значення v_s, низьке внутрішнє згасання і аномально поширену область лінійної поведінки і тому можуть привести до аномального посилення сейсмічної реакції ґрунтів майданчику і ефектам взаємодії ґрунту і конструкції (див. розділ 6 EN 1998-5:2004). В цьому випадку має бути виконане спеціальне дослідження для визначення сейсмічного впливу з метою встановлення залежності спектру реакції від товщини і значення v_s м'якого шару глини/ мулу, а також від відмінності в щільності між цим шаром і підстиляючими матеріалами.</p>					<p>NOTE Special attention should be paid if the deposit is of ground type S_1. Such soils typically have very low values of v_s, low internal damping and an abnormally extended range of linear behaviour and can therefore produce anomalous seismic site amplification and soil-structure interaction effects (see EN 1998-5:2004, Section 6). In this case, a special study to define the seismic action should be carried out, in order to establish the dependence of the response spectrum on the thickness and v_s value of the soft clay/silt layer and on the stiffness contrast between this layer and the underlying materials.</p>				
<p>3.2 Сейсмічний вплив</p>					<p>3.2 Seismic action</p>				
<p>3.2.1 Сейсмічні зони</p>					<p>3.2.1 Seismic zones</p>				
<p>(1)P Для досягнення цілей EN 1998 національні території повинні підрозділятися Національними регулюючими органами на сейсмічні зони залежно від локальної небезпеки. За визначенням,</p>					<p>(1)P For the purpose of EN 1998, national territories shall be subdivided by the National Authorities into seismic zones, depending on the local hazard. By definition, the hazard within each</p>				

небезпека всередині кожної зони приймається постійною.

(2) Для більшості додатків EN 1998, небезпека описується залежністю від одного параметра, тобто величиною очікуваного пікового прискорення ґрунту типу ґрунту А, a_{gR} . Додаткові параметри, які потрібні для певних типів конструкцій, приведені у відповідних розділах EN 1998.

ПРИМІТКА Очікуване пікове прискорення ґрунту типу А, a_{gR} для використання в країні або районах країни може прийматися по картах зонування, приведених в Національному Додатку.

(3) Очікуване пікове прискорення ґрунту, вибране Національними Регулюючими Органами для кожної сейсмічної зони, відповідає очікуваному періоду повторюваності T_{NCR} сейсмічного впливу з умов неруйнування споруди (або еквівалентній очікуваній вірогідності перевищення рівня землетрусу за 50 років, P_{NCR}), вибраним Національним органом регулювання (див. **2.1(1)P**). Показник важливості γ_I рівний 1,0 встановлюється для цього очікуваного періоду повторюваності. Для періодів повторюваності відмінних від очікуваного (див. класи важливості в **2.1(3)P** і **(4)**) проектне прискорення ґрунту типу А, a_g , дорівнює a_{gR} , помножене на показник важливості γ_I ($a_g = \gamma_I a_{gR}$). (Див. Примітка до **2.1(4)**).

(4) У разі низької сейсмічності можуть бути використані скорочені або спрощені процедури сейсмічного проектування.

ПРИМІТКА. Вибір категорій конструкцій, типів ґрунту і зон сейсмічності в разі застосування в регіонах з низькою сейсмічністю можуть бути знайдені в Національному Додатку для кожної країни. Рекомендується розглядати як випадки низької сейсмічності або ті, в яких проектне прискорення для ґрунтів типу А, a_g , не більше, ніж 0,08 g (0,78 м/с²) або ті, де добуток $a_g S$ не більше 0,1g (0,98 м/с²). Вибір того, що використовувати в країні, або значення a_g або добуток $a_g S$, як порогову величину для випадків низької сейсмічності, можна знайти в її Національному Додатку.

(5)P У випадках дуже низької сейсмічності немає необхідності розглядати положення EN 1998.

ПРИМІТКА. Вибір категорії конструкцій, типів ґрунту і зон сейсмічності в країні для якої положення EN 1998 не

zone is assumed to be constant.

(2) For most of the applications of EN 1998, the hazard is described in terms of a single parameter, i.e. the value of the reference peak ground acceleration on type A ground, a_{gR} . Additional parameters required for specific types of structures are given in the relevant Parts of EN 1998.

NOTE The reference peak ground acceleration on type A ground, a_{gR} , for use in a country or parts of the country, may be derived from zonation maps found in its National Annex.

(3) The reference peak ground acceleration, chosen by the National Authorities for each seismic zone, corresponds to the reference return period T_{NCR} of the seismic action for the no-collapse requirement (or equivalently the reference probability of exceedance in 50 years, P_{NCR}) chosen by the National Authorities (see **2.1(1)P**). An importance factor γ_I equal to 1,0 is assigned to this reference return period. For return periods other than the reference (see importance classes in **2.1(3)P** and **(4)**), the design ground acceleration on type A ground a_g is equal to a_{gR} , times the importance factor γ_I ($a_g = \gamma_I a_{gR}$). (See Note to **2.1(4)**).

(4) In cases of low seismicity, reduced or simplified seismic design procedures for certain types or categories of structures may be used.

NOTE The selection of the categories of structures, ground types and seismic zones in a country for which the provisions of low seismicity apply may be found in its National Annex. It is recommended to consider as low seismicity cases either those in which the design ground acceleration on type A ground, a_g , is not greater than 0,08 g (0,78 m/s²), or those where the product $a_g S$ is not greater than 0,1 g (0,98 m/s²). The selection of whether the value of a_g , or that of the product $a_g S$ will be used in a country to define the threshold for low seismicity cases, may be found in its National Annex.

(5)P In cases of very low seismicity, the provisions of EN 1998 need not be observed.

NOTE The selection of the categories of structures, ground types and seismic zones in a country for which the EN 1998

розглядаються (випадки дуже низької сейсмічності), може бути знайдений в її Національному додатку. Рекомендується розглядати випадки низької сейсмічності як ті, в яких проектне прискорення ґрунту типу А, a_g , не більше, ніж 0,04g (0,39 м/с²) або ті, де добуток $a_g S$ не більше 0,05 g (0,49 м/с²). Вибір того, що використовувати в країні, або значення a_g або добуток $a_g S$, як поріг дуже низької сейсмічності, можна знайти в її Національному Додатку.

3.2.2 Основне представлення сейсмічного впливу

3.2.2.1 Загальні відомості

(1)Р В рамках EN 1998 переміщення при землетрусі в даній точці на поверхні представляється пружним спектром реакції прискорення ґрунту, що називають далі «пружний спектр реакції».

(2) Форма пружного спектру реакції береться однаковою для двох рівнів сейсмічного впливу, представлених в 2.1(1)Р і 2.2.1(1)Р для вимоги виключення колапсу (максимально граничний стан – проектний сейсмічний вплив) і для вимоги обмеження пошкодження.

(3)Р Горизонтальний сейсмічний вплив описується двома ортогональними складовими, прийнятими як незалежні і представленими тим же самим спектром реакції.

(4) Для тривимірного сейсмічного впливу може бути прийнята одна або більше альтернативних форм спектру реакції залежно від сейсмічного джерела і магнітуди землетрусу, що генерується ним.

ПРИМІТКА 1. Вибір форми пружного спектру реакції, що використовується в країні або її частині, можна знайти в її Національному додатку.

ПРИМІТКА 2. При виборі відповідної форми спектру необхідно розглянути магнітуду землетрусу, яка робить більший внесок до сейсмічного впливу, визначеного для цілей імовірнісної оцінки безпеки, точніше, ніж по консервативних верхніх границях (наприклад, максимальний можливий землетрус), визначене для цієї мети.

(5) Якщо землетруси, що мають вплив на майданчик, генеруються джерелами, що значно відрізняються, повинна розглядатися можливість використання більше однієї форми спектру, щоб була можливість проектний сейсмічний вплив

provisions need not be observed (cases of very low seismicity) may be found in its National Annex. It is recommended to consider as very low seismicity cases either those in which the design ground acceleration on type A ground, a_g , is not greater than 0,04 g (0,39 m/s²), or those where the product $a_g S$ is not greater than 0,05 g (0,49 m/s²). The selection of whether the value of a_g , or that of the product $a_g S$ will be used in a country to define the threshold for very low seismicity cases, can be found in its National Annex.

3.2.2 Basic representation of the seismic action

3.2.2.1 General

(1)P Within the scope of EN 1998 the earthquake motion at a given point on the surface is represented by an elastic ground acceleration response spectrum, henceforth called an “elastic response spectrum”.

(2) The shape of the elastic response spectrum is taken as being the same for the two levels of seismic action introduced in 2.1(1)P and 2.2.1(1)P for the no-collapse requirement (ultimate limit state – design seismic action) and for the damage limitation requirement.

(3)P The horizontal seismic action is described by two orthogonal components assumed as being independent and represented by the same response spectrum.

(4)For the three components of the seismic action, one or more alternative shapes of response spectra may be adopted, depending on the seismic sources and the earthquake magnitudes generated from them.

NOTE 1 The selection of the shape of the elastic response spectrum to be used in a country or part of the country may be found in its National Annex.

NOTE 2 In selecting the appropriate shape of the spectrum, consideration should be given to the magnitude of earthquakes that contribute most to the seismic hazard defined for the purpose of probabilistic hazard assessment, rather than on conservative upper limits (e.g. the Maximum Credible Earthquake) defined for that purpose.

(5) When the earthquakes affecting a site are generated by widely differing sources, the possibility of using more than one shape of spectra should be considered to enable the design seismic action to be adequately represented. In such circumstances,

представити більш точно. При таких обставинах різні значення величини a_g зазвичай необхідні для кожного типу спектру і землетрусу.

(6) Для відповідальних конструкцій ($\gamma_I > 1,0$) необхідно брати до уваги топографічні ефекти підсилення.

ПРИМІТКА. Інформативний Додаток А EN 1998-5:2004 забезпечує інформацію для топографічних ефектів підсилення.

(7) Можуть бути використані дані дії історичних землетрусів (див. **3.2.3**).

(8) Для особливих типів конструкцій (див. EN 1998-2, EN 1998-4 і EN 1998-6) може бути потрібним врахування зміни руху ґрунту в просторі і в часі.

3.2.2.2 Горизонтальний спектр пружної реакції

(1) P Для горизонтальних складових сейсмічної дії спектр пружної реакції $S_e(T)$ визначається наступними виразами (рис. 3.1):

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (3.2)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (3.3)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (3.4)$$

$$T_D \leq T \leq 4s: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (3.5)$$

де

$S_e(T)$ - спектр пружної реакції;

T – період коливань лінійної системи з одним ступенем свободи;

a_g – проектне прискорення ґрунту типу ґрунту А ($a_g = \gamma_I a_{gR}$);

T_B – нижня границя періоду на постійній ділянці графіка спектральних прискорень;

T_C – верхня границя періоду на постійній ділянці графіка спектральних прискорень;

T_D – величина, що визначає початок діапазону постійних зсувів спектру реакції;

S – показник ґрунту;

η – показник поправки на демпфування з рекомендованим значенням $\eta = 1$ для 5 %-го в'язкого демпфування, див. (3) цього підрозділу.

different values of a_g will normally be required for each type of spectrum and earthquake.

(6) For important structures ($\gamma_I > 1,0$) topographic amplification effects should be taken into account.

NOTE Informative Annex A of EN 1998-5:2004 provides information for topographic amplification effects.

(7) Time-history representations of the earthquake motion may be used (see **3.2.3**).

(8) Allowance for the variation of ground motion in space as well as time may be required for specific types of structures (see EN 1998-2, EN 1998-4 and EN 1998-6).

3.2.2.2 Horizontal elastic response spectrum

(1) P For the horizontal components of the seismic action, the elastic response spectrum $S_e(T)$ is defined by the following expressions (see Fig. 3.1):

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (3.2)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (3.3)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (3.4)$$

$$T_D \leq T \leq 4s: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (3.5)$$

where

$S_e(T)$ is the elastic response spectrum;

T is the vibration period of a linear single-degree-of-freedom system;

a_g is the design ground acceleration on type A ground ($a_g = \gamma_I a_{gR}$);

T_B is the lower limit of the period of the constant spectral acceleration branch;

T_C is the upper limit of the period of the constant spectral acceleration branch;

T_D is the value defining the beginning of the constant displacement response range of the spectrum;

S is the soil factor;

η is the damping correction factor with a reference value of $\eta = 1$ for 5% viscous damping, see (3) of this subclause.

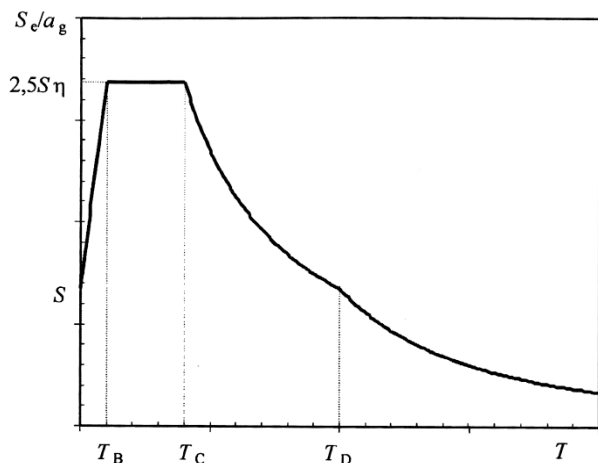


Рисунок 3.1- Горизонтальний спектр пружної реакції ґрунту

(2)Р Значення періодів T_B , T_C і T_D і показник ґрунту S , що описують форму спектру пружної реакції, залежать від типу ґрунту.

ПРИМІТКА1. Значення, що описуються параметрами T_B , T_C і T_D і S для кожного типу ґрунту і типу (форми) спектру для використання в країні, можуть бути знайдені в Національному додатку. Якщо не враховуються дані вишукувань (див. **3.1.2(1)**), то рекомендується використовувати два типи спектру: Тип 1 і Тип 2. Якщо землетруси, з якими пов'язана найбільша сейсмічна небезпека, визначені для майданчика в цілях імовірнісної оцінки небезпеки, мають магнітуду поверхневих хвиль M_s не більш ніж 5,5, то рекомендується прийняти спектр Типу 2. Для п'яти типів ґрунту А, В, С, D і Е рекомендовані значення параметрів S , T_B , T_C і T_D дані в таблиці 3.2 для спектру Типу 1 і в таблиці 3.3 для спектру Типу 2. Рис. 3.2 і Рис. 3.3 показують форми рекомендованих спектрів Типу 1 і Типу 2. відповідно, нормалізованих по a_g для 5 % демпфування. Спектр, що відрізняється від рекомендованого, може бути знайдений в Національному додатку, якщо прийнята до уваги інженерно-геологічні вишукування.

Таблиця 3.2: Значення параметрів, що описують рекомендований Тип 1 спектру пружної реакції

Тип ґрунту	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D (s)$
А	1,0	0,15	0,4	2,0
В	1,2	0,15	0,5	2,0
С	1,15	0,20	0,6	2,0
Д	1,35	0,20	0,8	2,0
Е	1,4	0,15	0,5	2,0

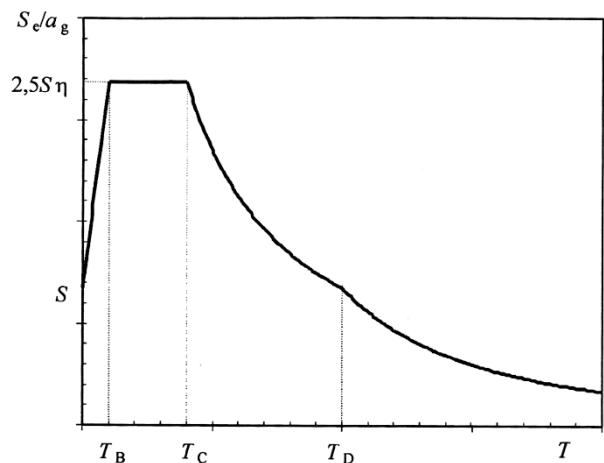


Figure 3.1: Shape of the elastic response spectrum

(2)P The values of the periods T_B , T_C and T_D and of the soil factor S describing the shape of the elastic response spectrum depend upon the ground type.

NOTE 1 The values to be ascribed to T_B , T_C and T_D and S for each ground type and type (shape) of spectrum to be used in a country may be found in its National Annex. If deep geology is not accounted for (see **3.1.2(1)**), the recommended choice is the use of two types of spectra: Type 1 and Type 2. If the earthquakes that contribute most to the seismic hazard defined for the site for the purpose of probabilistic hazard assessment have a surface-wave magnitude, M_s , not greater than 5,5, it is recommended that the Type 2 spectrum is adopted. For the five ground types A, B, C, D and E the recommended values of the parameters S , T_B , T_C and T_D are given in Table 3.2 for the Type 1 Spectrum and in Table 3.3 for the Type 2 Spectrum. Figure 3.2 and Figure 3.3 show the shapes of the recommended Type 1 and Type 2 spectra, respectively, normalised by a_g , for 5% damping. Different spectra may be defined in the National Annex, if deep geology is accounted for.

Table 3.2: Values of the parameters describing the recommended Type 1 elastic response spectra

Ground type	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D (s)$
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Таблиця 3.3: Значення параметрів, що описують рекомендований Тип 2 спектру пружної реакції

Тип ґрунту	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,5	0,10	0,25	1,2
D	1,8	0,10	0,30	1,2
E	1 6	0,0	0,25	1,2

Table 3.3: Values of the parameters describing the recommended Type 2 elastic response spectra

Ground type	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,5	0,10	0,25	1,2
D	1,8	0,10	0,30	1,2
E	1,6	0,05	0,25	1,2

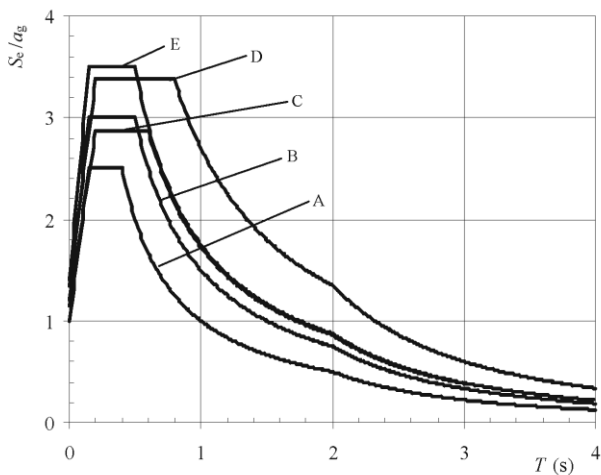


Рисунок 3.2: Рекомендований спектр типу 1 пружної реакції для ґрунтів типу від А до Е (5 % демпфування)

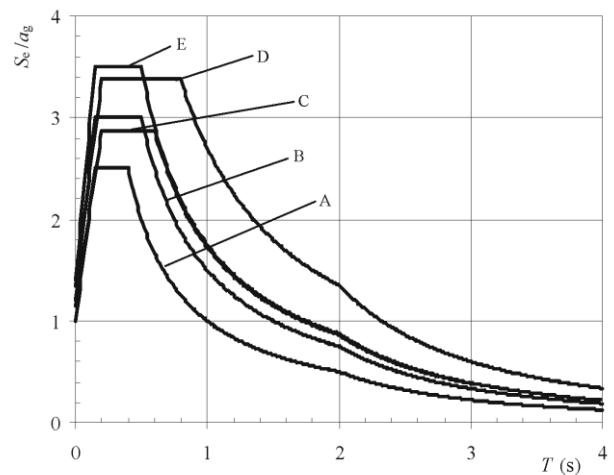


Figure 3.2: Recommended Type 1 elastic response spectra for ground types A to E (5% damping)

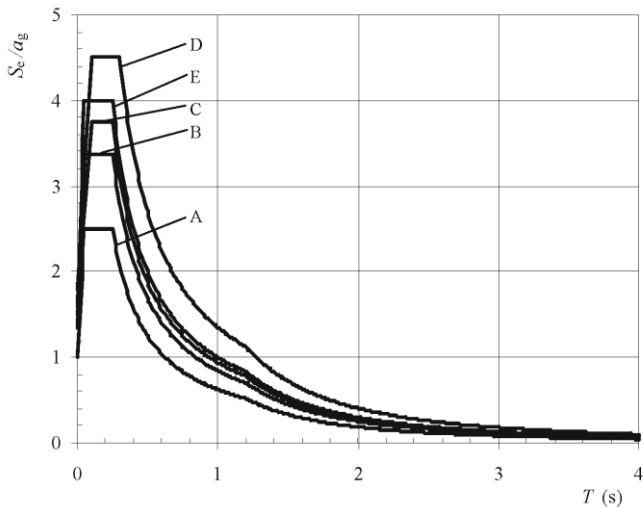


Рисунок 3.3: Рекомендований спектр типу 2 пружних реакції для ґрунтів типу від А до Е (5 % демпфування)

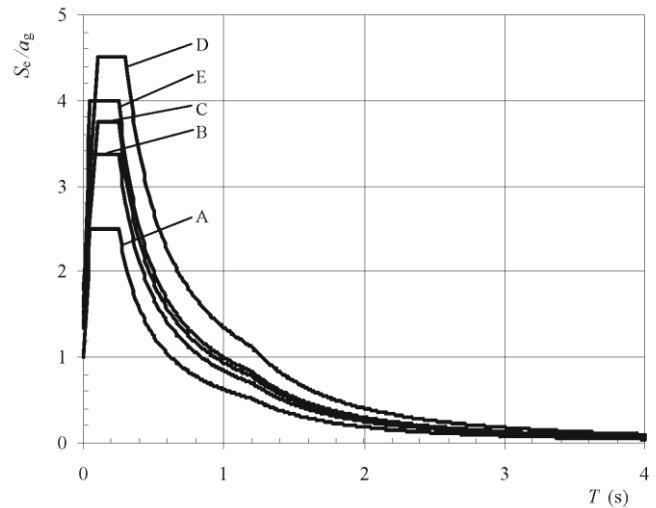


Figure 3.3: Recommended Type 2 elastic response spectra for ground types A to E (5% damping)

ПРИМІТКА 2. Для ґрунтів типів S_1 і S_2 спеціальні дослідження мають бути зроблені для визначення відповідних значень S , T_B , T_C и T_D .

Note 2 For ground types S_1 and S_2 , special studies should provide the corresponding values of S , T_B , T_C and T_D .

(3) Значення показника корекції демпфування η може бути визначене виразом:

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55 \quad (3.6)$$

де ξ – коефіцієнт в'язкого демпфування конструкції, виражений у відсотках.

(4) Якщо для особливих випадків має бути використаний відмінний від 5 % коефіцієнт в'язкого демпфування, то ця величина приводиться у відповідному Розділі EN 1998.

(5)P Спектр пружної реакції переміщення $S_{De}(T)$ має бути отриманий прямим перетворенням спектру пружної реакції прискорення $S_e(T)$, використовуючи наступний вираз:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \left[\frac{T}{2\pi} \right]^2 \quad (3.7)$$

(6) Вираз (3.7), як правило, має бути застосований для періодів коливань, що не перевищують 4,0 с. Для конструкцій з періодами коливань більше 4,0 с необхідне більш повне визначення спектру пружних переміщень.

ПРИМІТКА. Для спектру пружної реакції типу 1, на який посилаються в примітці 1 в 3.2.2.2(2)P, таке визначення дається в Інформативному Додатку А в поняттях спектру реакції переміщення. Для періодів більше 4,0 с спектр пружної реакції прискорення може бути виведений із спектру пружної реакції переміщення шляхом перетворення виразу (3.7).

3.2.2.3 Вертикальний спектр пружної реакції

(1)P Вертикальна складова сейсмічного впливу має бути представлена спектром пружної реакції $S_{ve}(T)$, виведеним з використанням виразів (3.8) - (3.11):

$$0 \leq T \leq T_B: S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3,0 - 1) \right] \quad (3.8)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \quad (3.9)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (3.10)$$

$$T_D \leq T \leq 4s: S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (3.11)$$

ПРИМІТКА. Значення, що описуються параметрами T_B , T_C і T_D і a_{vg} для кожного типу (форми) вертикального спектру для використання в країні, можуть бути знайдені в Національному Додатку. Рекомендуються

(3) The value of the damping correction factor η may be determined by the expression:

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55 \quad (3.6)$$

where ξ is the viscous damping ratio of the structure, expressed as a percentage.

(4) If for special cases a viscous damping ratio different from 5% is to be used, this value is given in the relevant Part of EN 1998.

(5)P The elastic displacement response spectrum, $S_{De}(T)$, shall be obtained by direct transformation of the elastic acceleration response spectrum, $S_e(T)$, using the following expression:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \left[\frac{T}{2\pi} \right]^2 \quad (3.7)$$

(6) Expression (3.7) should normally be applied for vibration periods not exceeding 4,0 s. For structures with vibration periods longer than 4,0 s, a more complete definition of the elastic displacement spectrum is possible.

NOTE For the Type 1 elastic response spectrum referred to in Note 1 to 3.2.2.2(2)P, such a definition is presented in Informative Annex A in terms of the displacement response spectrum. For periods longer than 4,0 s, the elastic acceleration response spectrum may be derived from the elastic displacement response spectrum by inverting expression (3.7).

3.2.2.3 Vertical elastic response spectrum

(1)P The vertical component of the seismic action shall be represented by an elastic response spectrum, $S_{ve}(T)$, derived using expressions (3.8)-(3.11).

$$0 \leq T \leq T_B: S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3,0 - 1) \right] \quad (3.8)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \quad (3.9)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (3.10)$$

$$T_D \leq T \leq 4s: S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (3.11)$$

NOTE The values to be ascribed to T_B , T_C , T_D and a_{vg} for each type (shape) of vertical spectrum to be used in a country may be found in its National Annex. The recommended choice is the use

використовувати два типи вертикального спектру: Тип 1 і Тип 2. Що стосується горизонтального спектру при сейсмічному впливі, то рекомендується спектр типу 2, якщо землетруси, які несуть найвищий сейсмічний ризик, визначений для майданчика на основі імовірнісної оцінки небезпеки, мають магнітуду поверхневих хвиль M_s не більше 5,5. Для п'яти типів ґрунтів А, В, С, D і Е рекомендовані значення параметрів, що описують вертикальний спектр, дані в Таблиці 3.4. Ці рекомендовані значення не застосовні для особливих типів ґрунту S_1 і S_2 .

Таблиця 3.4 - Рекомендовані значення параметрів, що описують спектр вертикальної пружної реакції

Спектр	a_{vg}/a_g	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
Тип 1	0,90	0,05	0,15	1,0
Тип 2	0,45	0,05	0,15	1,0

3.2.2.4 Проектне переміщення ґрунту

(1) Якщо спеціальні дослідження, що базуються на доступній інформації, не показують інше, то проектне переміщення ґрунту d_g , що відповідає проектному прискоренню ґрунту, може бути оцінене за допомогою наступного виразу:

$$d_g = 0,025a_g S T_C T_D \quad (3.12)$$

при a_g , S , T_C і T_D , визначених в 3.2.2.2.

3.2.2.5 Проектний спектр для пружного аналізу

(1) Здатність конструктивних систем протистояти сейсмічним впливам в нелінійній області зазвичай допускає можливість їх проектування з опору сейсмічним навантаженням меншим, ніж при проектуванні в лінійній пружній постановці.

(2) Щоб уникнути в проекті докладного непружного конструктивного аналізу, пропонується врахувати здатність конструкції розсіювати енергію в основному завдяки пластичній поведінці її елементів і/або завдяки іншим механізмам, шляхом виконання пружного аналізу, заснованого на спектрі відгуку, зменшеного щодо пружного спектру, який тут називається «проектний спектр». Це зменшення досягається введенням показника поведінки q .

(3)Р Показник поведінки q є апроксимацією співвідношення сейсмічних сил, які конструкція зазнає, якщо її реакція була повністю пружною з

of two types of vertical spectra: Type 1 and Type 2. As for the spectra defining the horizontal components of the seismic action, if the earthquakes that contribute most to the seismic hazard defined for the site for the purpose of probabilistic hazard assessment have a surface-wave magnitude, M_s , not greater than 5,5, it is recommended that the Type 2 spectrum is adopted. For the five ground types A, B, C, D and E the recommended values of the parameters describing the vertical spectra are given in Table 3.4. These recommended values do not apply for special ground types S_1 and S_2 .

Table 3.4: Recommended values of parameters describing the vertical elastic response spectra

Spectrum	a_{vg}/a_g	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
Type 1	0,90	0,05	0,15	1,0
Type 2	0,45	0,05	0,15	1,0

3.2.2.4 Design ground displacement

(1) Unless special studies based on the available information indicate otherwise, the design ground displacement d_g , corresponding to the design ground acceleration, may be estimated by means of the following expression:

$$d_g = 0,025a_g S T_C T_D \quad (3.12)$$

with a_g , S , T_C and T_D as defined in 3.2.2.2.

3.2.2.5 Design spectrum for elastic analysis

(1) The capacity of structural systems to resist seismic actions in the non-linear range generally permits their design for resistance to seismic forces smaller than those corresponding to a linear elastic response.

(2) To avoid explicit inelastic structural analysis in design, the capacity of the structure to dissipate energy, through mainly ductile behaviour of its elements and/or other mechanisms, is taken into account by performing an elastic analysis based on a response spectrum reduced with respect to the elastic one, henceforth called a "design spectrum". This reduction is accomplished by introducing the behaviour factor q .

(3)P The behaviour factor q is an approximation of the ratio of the seismic forces that the structure would experience if its response was completely elastic with

5 % в'язким демпфуванням, до сейсмічних сил, які можуть бути використані в проєкті, при відповідній моделі пружного аналізу, гарантуючи достатню реакцію конструкції. Значення показника поведінки q , який також враховує вплив в'язкого демпфування, що відрізняється від 5 %, наводиться для різних матеріалів і конструктивних систем згідно з відповідними класами пластичності в різних розділах EN 1998. Величина показника поведінки q може бути різною в різних горизонтальних напрямках будівлі, хоча класифікація пластичності має бути однакою за всіма напрямками.

(4)P Для горизонтальних складових сейсмічного впливу проєктний спектр $S_d(T)$ має бути визначений наступними виразами:

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.13)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (3.14)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.15)$$

$$T_D \leq T: S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.16)$$

де
 a_g, S, T_C и T_D визначені в 3.2.2.2;
 $S_d(T)$ проєктний спектр;
 q показник поведінки;
 β нижній показник границі для горизонтального проєктного спектру.

ПРИМІТКА. Значення β для використання в країні можна знайти в Національному Додатку. Рекомендоване значення $\beta = 0,2$.

(5) Для вертикальної складової сейсмічної дії проєктний спектр задається виразами (3.13) - (3.16) при заміні a_g на a_{vg} (a_{vg} – проєктне прискорення ґрунту у вертикальному напрямі) параметр S береться рівним 1,0, а решта параметрів так, як визначено в п. 3.2.2.3.

(6) Для вертикальної складової сейсмічної дії показник поведінки q дорівнює 1,5 для всіх матеріалів і конструктивних систем.

5% viscous damping, to the seismic forces that may be used in the design, with a conventional elastic analysis model, still ensuring a satisfactory response of the structure. The values of the behaviour factor q , which also account for the influence of the viscous damping

being different from 5%, are given for various materials and structural systems according to the relevant ductility classes in the various Parts of EN 1998. The value of the behaviour factor q may be different in different horizontal directions of the structure, although the ductility classification shall be the same in all directions.

(4)P For the horizontal components of the seismic action the design spectrum, $S_d(T)$ shall be defined by the following expressions:

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.13)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (3.14)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.15)$$

$$T_D \leq T: S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.16)$$

where
 a_g, S, T_C and T_D are as defined in 3.2.2.2;
 $S_d(T)$ is the design spectrum;
 q is the behaviour factor;
 β is the lower bound factor for the horizontal design spectrum.

NOTE The value to be ascribed to β for use in a country can be found in its National Annex. The recommended value for $\beta = 0,2$.

(5) For the vertical component of the seismic action the design spectrum is given by expressions (3.13) to (3.16), with the design ground acceleration in the vertical direction, a_g replacing a_{vg} taken as being equal to 1,0 and the other parameters as defined in 3.2.2.3.

(6) For the vertical component of the seismic action a behaviour factor q up to to 1,5 should generally be adopted for all materials and structural systems.

(7) Прийняття значень q більших 1,5 у вертикальному напрямі повинно бути обґрунтовано відповідним аналізом.

(8)P Проектний спектр, як визначено вище, не є достатнім для проектування будівель з віброізоляцією основи або систем з дисипацією енергії.

3.2.3 Альтернативні представлення сейсмічного впливу

3.2.3.1 Представлення змін в часі

3.2.3.1.1 Загальні відомості

(1)P Сейсмічний рух може також бути представлений в залежності від умов зміни в часі прискорення ґрунту і зв'язаних з ним величин: швидкості і переміщення.

(2)P Якщо потрібна просторова модель, сейсмічний рух повинен складатися з трьох одночасно діючих акселерограм. Однакові акселерограми не можуть бути використані одночасно для двох горизонтальних напрямів. Спрощення можливі згідно з відповідними розділами EN 1998.

(3) Залежно від характеру застосування і інформації, яка дійсно доступна, опис сейсмічного руху може бути зроблений з використанням штучних (див. 3.2.3.1.2), записаних або синтезованих акселерограм (див. 3.2.3.1.3).

3.2.3.1.2 Штучні акселерограми

(1)P Штучні акселерограми повинні бути згенеровані таким чином, щоб знаходитися у певній відповідності до спектрів пружної реакції, приведених 3.2.2.2 і 3.2.2.3 для 5 % в'язкого демпфування ($\xi = 5\%$).

(2)P Тривалість акселерограм повинна відповідати магнітуді і іншим властивостям, характерним сейсмічній події, від яких залежить визначення a_g .

(3) Коли дані про особливості будівельного майданчика не доступні, мінімальна тривалість T_s постійної частини акселерограм повинна дорівнювати 10 с.

(7) The adoption of values for q greater than 1,5 in the vertical direction should be justified through an appropriate analysis.

(8)P The design spectrum as defined above is not sufficient for the design of structures with base-isolation or energy-dissipation systems.

3.2.3 Alternative representations of the seismic action

3.2.3.1 Time - history representation

3.2.3.1.1 General

(1)P The seismic motion may also be represented in terms of ground acceleration time-histories and related quantities (velocity and displacement).

(2)P When a spatial model is required, the seismic motion shall consist of three simultaneously acting accelerograms. The same accelerogram may not be used simultaneously along both horizontal directions. Simplifications are possible in accordance with the relevant Parts of EN 1998.

(3) Depending on the nature of the application and on the information actually available, the description of the seismic motion may be made by using artificial accelerograms (see 3.2.3.1.2) and recorded or simulated accelerograms (see 3.2.3.1.3).

3.2.3.1.2 Artificial accelerograms

(1)P Artificial accelerograms shall be generated so as to match the elastic response spectra given in 3.2.2.2 and 3.2.2.3 for 5% viscous damping ($\xi = 5\%$).

(2)P The duration of the accelerograms shall be consistent with the magnitude and the other relevant features of the seismic event underlying the establishment of a_g .

(3) When site-specific data are not available, the minimum duration T_s of the stationary part of the accelerograms should be equal to 10 s.

(4) Комплект штучних акселерограм повинен визначатися наступними правилами:

- a) повинно бути використано мінімум 3 акселерограми;
- b) середнє значення прискорення з нульовим періодом спектру реакції (обчислене з індивідуальних історичних даних) не може бути менше, ніж значення $a_g S$ для даного майданчика;
- c) у діапазоні періодів між $0,2T_1$ и $2T_1$, де T_1 є основним періодом коливань будівлі в напрямі прикладання акселерограми; при відсутності середньої величини 5 % демпфування пружного спектру, який обчислюється за весь історичний час, він має бути менш ніж 90 % від відповідного значення 5 % демпфування спектру пружної реакції.

3.2.3.1.3 Записані або синтезовані акселерограми

(1)P Записані акселерограми або акселерограми, які створені фізичною імітацією джерела і рухаючихся механізмів, можуть бути використані за умови, що вони адекватно відповідають джерелам сейсмічного походження і ґрунтовим умовам відповідного будівельного майданчика та їх значення повинні бути градуйовані в значеннях $a_g S$ для даної зони.

(2)P Для збільшення аналізу властивостей ґрунту і для перевірки динамічної стійкості схилу див. **2.2 EN 1998-5:2004**.

(3) Комплект записаних або синтезованих акселерограм, які використовуються, повинен задовольняти **3.2.3.1.2(4)**.

3.2.3.2 Просторова модель сейсмічного впливу

(1)P Просторова модель сейсмічного впливу має бути використана для будівель з особливими характеристиками там, де припущення однакового збудження в усіх опорних точках не може бути застосоване (див. **3.2.2.1(8)**).

(2)P Такі просторові моделі повинні відповідати спектру пружної реакції, який використовується для основного визначення сейсмічного впливу відповідно до **3.2.2.2** і **3.2.2.3**.

(4) The suite of artificial accelerograms should observe the following rules:

- a) a minimum of 3 accelerograms should be used;
- b) the mean of the zero period spectral response acceleration values (calculated from the individual time histories) should not be smaller than the value of $a_g S$ for the site in question.
- c) in the range of periods between $0,2T_1$ and $2T_1$, where T_1 is the fundamental period of the structure in the direction where the accelerogram will be applied; no value of the mean 5% damping elastic spectrum, calculated from all time histories, should be less than 90% of the corresponding value of the 5% damping elastic response spectrum.

3.2.3.1.3 Recorded or simulated accelerograms

(1)P Recorded accelerograms, or accelerograms generated through a physical simulation of source and travel path mechanisms, may be used, provided that the samples used are adequately qualified with regard to the seismogenetic features of the sources and to the soil conditions appropriate to the site, and their values are scaled to the value of $a_g S$ for the zone under consideration.

(2)P For soil amplification analyses and for dynamic slope stability verifications see EN 1998-5:2004, **2.2**.

(3) The suite of recorded or simulated accelerograms to be used should satisfy **3.2.3.1.2(4)**.

3.2.3.2 Spatial model of the seismic action

(1)P For structures with special characteristics such that the assumption of the same excitation at all support points cannot reasonably be made, spatial models of the seismic action shall be used (see **3.2.2.1(8)**).

(2)P Such spatial models shall be consistent with the elastic response spectra used for the basic definition of the seismic action in accordance with **3.2.2.2** and **3.2.2.3**.

3.2.4 Поєднання сейсмічних впливів з іншими впливами

(1) Р Проектне значення ефекту впливу E_d в сейсмічній проектній ситуації повинно бути визначено згідно з **6.4.3.4** EN 1990:2002.

(2)Р Внутрішні ефекти проектного сейсмічного впливу мають бути оцінені з урахуванням наявності мас, пов'язаних зі всіма гравітаційними навантаженнями, що з'являються при наступному поєднанні впливів:

$$\Sigma G_{k,j} \text{ “+” } \Sigma \psi_{E,i} Q_{k,i}, \quad (3.17)$$

де $\psi_{E,i}$ – коефіцієнт поєднання для i -ого змінного впливу (див. **4.2.4**).

(3) Коефіцієнти поєднання $\psi_{E,i}$ враховують вірогідність, що навантаження $Q_{k,i}$, не повністю присутні в усій будівлі під час землетрусу. Ці коефіцієнти можуть також враховувати зменшення впливу мас в руху будівлі внаслідок нежорстких зв'язків між ними.

(4) Значення $\psi_{2,i}$ приводяться в EN 1990:2002, а значення $\psi_{E,i}$ для будівель або інших типів конструкцій дані у відповідних розділах EN 1998.

3.2.4 Combinations of the seismic action with other actions

(1)P The design value E_d of the effects of actions in the seismic design situation shall be determined in accordance with EN 1990:2002, **6.4.3.4**.

(2)P The inertial effects of the design seismic action shall be evaluated by taking into account the presence of the masses associated with all gravity loads appearing in the following combination of actions:

$$\Sigma G_{k,j} \text{ “+” } \Sigma \psi_{E,i} Q_{k,i}, \quad (3.17)$$

where $\psi_{E,i}$ is the combination coefficient for variable action i (see **4.2.4**).

(3) The combination coefficients $\psi_{E,i}$ take into account the likelihood of the loads $Q_{k,i}$, not being present over the entire structure during the earthquake. These coefficients may also account for a reduced participation of masses in the motion of the structure due to the non-rigid connection between them.

(4) Values of $\psi_{2,i}$ are given in EN 1990:2002 and values of $\psi_{E,i}$ for buildings or other types of structures are given in the relevant parts of EN 1998.

4 ПРОЕКТУВАННЯ БУДІВЕЛЬ

4.1 Загальні відомості

4.1.1 Сфера застосування

1)Р Розділ 4 містить загальні правила для проектування сейсмостійких будівель з урахуванням сейсмічного впливу і повинен застосовуватися спільно з розділами 2, 3 і 5 - 9.

(2) Розділи 5 - 9 пов'язані з особливими правилами для різних матеріалів і елементів, що використовуються в будівлях.

(3) Рекомендації щодо сейсмоізолюваних будівель наведені в розділі 10.

4.2 Характеристики сейсмостійкості будівель

4.2.1 Основні принципи концептуального проектування

(1)Р У сейсмічних регіонах питання сейсмічної небезпеки повинні братися до уваги на ранніх стадіях концептуального проектування будівель, що дає можливість досягти такої конструктивної системи, яка при розумній вартості задовольняє основним вимогам, вказаним в 2.1.

(2) Основні керівні принципи концептуального проектування наступні:

- структурна простота;
- однорідність, симетрія і статична невизначеність;
- опір і жорсткість в двох напрямках;
- опір і жорсткість при крутінні;
- поведінка діафрагм у вигляді міжповерхового перекриття;
- фундамент, що відповідає вимогам.

Ці принципи далі розробляються в подальших підпунктах.

4.2.1.1 Структурна простота

(1) Структурна простота, що характеризується існуванням чітких і прямих шляхів передачі сейсмічних сил, є важливою метою, оскільки моделювання, аналіз, визначення розмірів, деталювання і будівництво простих будівель піддаються набагато меншій невизначеності, і таким чином, прогнозування їх сейсмічної поведінки набагато надійніше.

4 DESIGN OF BUILDINGS

4.1 General

4.1.1 Scope

(1)P Section 4 contains general rules for the earthquake-resistant design of buildings and shall be used in conjunction with Sections 2, 3 and 5 to 9.

(2) Sections 5 to 9 are concerned with specific rules for various materials and elements used in buildings.

(3) Guidance on base-isolated buildings is given in Section 10.

4.2 Characteristics of earthquake resistant buildings

4.2.1 Basic principles of conceptual design

(1)P In seismic regions the aspect of seismic hazard shall be taken into account in the early stages of the conceptual design of a building, thus enabling the achievement of a structural system which, within acceptable costs, satisfies the fundamental requirements specified in 2.1.

(2) The guiding principles governing this conceptual design are:

- structural simplicity;
- uniformity, symmetry and redundancy;
- bi-directional resistance and stiffness;
- torsional resistance and stiffness;
- diaphragmatic behaviour at storey level;
- adequate foundation.

These principles are further elaborated in the following subclauses.

4.2.1.1 Structural simplicity

(1) Structural simplicity, characterised by the existence of clear and direct paths for the transmission of the seismic forces, is an important objective to be pursued, since the modelling, analysis, dimensioning, detailing and construction of simple structures are subject to much less uncertainty and thus the prediction of its seismic behaviour is much more reliable.

4.2.1.2 Однорідність, симетрія і статична невизначеність

(1) Однорідність в плані характеризується рівномірним розміщенням конструктивних елементів, яке дозволяє короткочасну і пряму передачу інерціальних сил, сформованих в розподілених масах будівлі. Якщо необхідно, однорідність може бути здійснена розділенням всієї будівлі сейсмічними з'єднаннями на динамічно незалежні блоки за умови, що ці з'єднання будуть виключати зіткнення окремих блоків згідно з 4.4.2.7.

(2) Однорідність конструкцій по висоті будівлі також важлива, оскільки це веде до усунення розповсюдження чутливих зон, де концентрація напруги або високі вимоги до пластичності можуть передчасно викликати колапс.

(3) Тісний взаємозв'язок між розподілом мас і розподілом опору і жорсткості усуває великі ексцентриситети між масою і жорсткістю.

(4) Якщо конфігурація будівлі симетрична або квазісиметрична, то симетрична схема конструктивних елементів, які добре розміщені в площині, придатна для досягнення однорідності.

(5) Використання рівномірно розподілених конструктивних елементів збільшує надмірність і дозволяє більш ефективний перерозподіл діючих впливів і широке розповсюдження по всій будівлі розсіяваної енергії.

4.2.1.3 Опір і жорсткість в двох напрямках

(1)P Горизонтальний сейсмічний рух є двонаправленим і тому конструкція будівлі має бути здатна протистояти горизонтальним діям в будь-якому напрямі.

(2) Щоб задовольнити вимозі (1)P, конструктивні елементи мають бути орієнтовані в ортогональному напрямі структурної схеми будівлі, гарантуючи однаковий опір і характеристики жорсткості в обох основних напрямках.

(3) Вибір характеристик жорсткості будівлі, при одночасній спробі мінімізувати сейсмічний вплив (з урахуванням її особливостей на будівельному майданчику), повинні також обмежувати розвиток надмірних переміщень, які можуть привести або до нестійкості із-за впливів другого порядку, або до надмірних пошкоджень.

4.2.1.2 Uniformity, symmetry and redundancy

(1) Uniformity in plan is characterised by an even distribution of the structural elements which allows short and direct transmission of the inertia forces created in the distributed masses of the building. If necessary, uniformity may be realised by subdividing the entire building by seismic joints into dynamically independent units, provided that these joints are designed against pounding of the individual units in accordance with 4.4.2.7.

(2) Uniformity in the development of the structure along the height of the building is also important, since it tends to eliminate the occurrence of sensitive zones where concentrations of stress or large ductility demands might prematurely cause collapse.

(3) A close relationship between the distribution of masses and the distribution of resistance and stiffness eliminates large eccentricities between mass and stiffness.

(4) If the building configuration is symmetrical or quasi-symmetrical, a symmetrical layout of structural elements, which should be well-distributed in-plan, is appropriate for the achievement of uniformity.

(5) The use of evenly distributed structural elements increases redundancy and allows a more favourable redistribution of action effects and widespread energy dissipation across the entire structure.

4.2.1.3 Bi-directional resistance and stiffness

(1)P Horizontal seismic motion is a bi-directional phenomenon and thus the building structure shall be able to resist horizontal actions in any direction.

(2) To satisfy (1)P, the structural elements should be arranged in an orthogonal inplan structural pattern, ensuring similar resistance and stiffness characteristics in both main directions.

(3) The choice of the stiffness characteristics of the structure, while attempting to minimise the effects of the seismic action (taking into account its specific features at the site) should also limit the development of excessive displacements that might lead to either instabilities due to second order effects or excessive damages.

4.2.1.4 Опір і жорсткість крученню

(1) Окрім поперечного опору і жорсткості, конструкції будівлі повинні мати адекватний опір крученню і відповідну жорсткість для обмеження розвитку крутильних деформацій, які можуть призвести до нерівномірної напруги різних конструктивних елементів. В цьому відношенні має чіткі переваги відносно розташування, при якому основні елементи, що чинять опір сейсмічному впливу, розміщуються ближче до периферії будівлі.

4.2.1.5 Поведінка діафрагми у вигляді міжповерхового перекриття

(1) У будівлях, перекриття (включаючи покриття) грають дуже важливу роль в загальній сейсмічній поведінці конструкції. Вони діють як горизонтальні діафрагми, які збирають і передають сили інерції на вертикальні конструкції системи і забезпечують протидію всієї системи горизонтальному сейсмічному впливу. Вплив перекриття як діафрагм особливо суттєвий у випадках складного і нерівномірного розміщення вертикальних конструкцій системи або там, де використовуються спільно системи з різними характеристиками горизонтальної деформативності (наприклад, в парних або змішаних системах).

(2) Системи перекриття і покриття повинні забезпечувати горизонтальну жорсткість, опір і ефективний зв'язок з вертикальними конструкціями системи. Особлива увага має бути приділена у випадках не компактних або дуже великих, витягнутих в плані форм, а також отворів в перекриттях, особливо якщо останні розташовані близько до основних вертикальних конструктивних елементів, що ускладнює ефективний зв'язок між вертикальними і горизонтальними конструкціями.

(3) Діафрагми повинні мати необхідну жорсткість в плані для розподілу горизонтальних інерційних сил між вертикальними конструктивними елементами відповідно до допущень аналізу (наприклад, жорсткість діафрагм, див. **4.3.1(4)**), зокрема, коли мають місце значні зміни в жорсткості або відхилення вертикальних елементів вище і нижче за діафрагму.

4.2.1.4 Torsional resistance and stiffness

(1) Besides lateral resistance and stiffness, building structures should possess adequate torsional resistance and stiffness in order to limit the development of torsional motions which tend to stress the different structural elements in a non-uniform way. In this respect, arrangements in which the main elements resisting the seismic action are distributed close to the periphery of the building present clear advantages.

4.2.1.5 Diaphragmatic behaviour at storey level

(1) In buildings, floors (including the roof) play a very important role in the overall seismic behaviour of the structure. They act as horizontal diaphragms that collect and transmit the inertia forces to the vertical structural systems and ensure that those systems act together in resisting the horizontal seismic action. The action of floors as diaphragms is especially relevant in cases of complex and non-uniform layouts of the vertical structural systems, or where systems with different horizontal deformability characteristics are used together (e.g. in dual or mixed systems).

(2) Floor systems and the roof should be provided with in-plane stiffness and resistance and with effective connection to the vertical structural systems. Particular care should be taken in cases of non-compact or very elongated in-plan shapes and in cases of large floor openings, especially if the latter are located in the vicinity of the main vertical structural elements, thus hindering such effective connection between the vertical and horizontal structure.

(3) Diaphragms should have sufficient in-plane stiffness for the distribution of horizontal inertia forces to the vertical structural systems in accordance with the assumptions of the analysis (e.g. rigidity of the diaphragm, see **4.3.1(4)**), particularly when there are significant changes in stiffness or offsets of vertical elements above and below the diaphragm.

4.2.1.6 Фундамент, що відповідає вимогам

(1)P Що стосується сейсмічного впливу, то проектування і зведення фундаментів і з'єднання з верхньою конструкцією повинні гарантувати, що вся будівля схильна до однорідного сейсмічного збудження.

(2) Для конструкцій, складених з дискретного числа конструктивних стін з різною шириною і жорсткістю, необхідно вибрати міцний, коробчатий або чарунковий фундаменти, що містять фундаментну плиту і плиту покриття.

(3) Для будівель з окремими фундаментними елементами (опори або палі) рекомендується використовувати фундаментну плиту або анкерні балки між цими елементами в обох основних напрямках, що підпадають під критерії і правила **5.4.1.2** EN 1998-5: 2004.

4.2.2 Первинні і вторинні сейсмічні елементи

(1)P Певне число конструктивних елементів (наприклад, балок і/або колон) може бути запроєктоване як «вторинні» сейсмічні елементи (або секції), що не формують частину системи будівлі, протидіючи сейсмічному впливу. Міцністю і жорсткістю цих елементів проти сейсмічного впливу можна нехтувати. В цьому випадку немає необхідності задовольняти вимоги розділів **5 - 9**. Проте, ці елементи і їх зв'язки мають бути спроєктовані і деталізовані так, щоб витримувати гравітаційне навантаження, коли вони піддаються переміщенню, обумовленому найбільш небажаним сейсмічним проектним станом. Так, саме врахування ефектів 2^{го} порядку (ефекти P-Δ) повинно бути виконано при проектуванні цих елементів.

(2) Розділи **5 - 9** дають правила на додаток до EN 1992, EN 1993, EN 1994, EN 1995 і EN 1996 для проектування і деталізації вторинних сейсмічних елементів.

(3) Всі конструктивні елементи, не запроєктовані як вторинні сейсмічні елементи, приймаються як первинні сейсмічні елементи. Вони розглядаються як частина системи, що чинить опір горизонтальним силам, і мають бути промодельовані в конструктивному аналізі відповідно до **4.3.1** і запроєктовані і деталізовані для опору землетрусу згідно правилам розділів **5 - 9**.

4.2.1.6 Adequate foundation

(1)P With regard to the seismic action, the design and construction of the foundations and of the connection to the superstructure shall ensure that the whole building is subjected to a uniform seismic excitation.

(2) For structures composed of a discrete number of structural walls, likely to differ in width and stiffness, a rigid, box-type or cellular foundation, containing a foundation slab and a cover slab should generally be chosen.

(3) For buildings with individual foundation elements (footings or piles), the use of a foundation slab or tie-beams between these elements in both main directions is recommended, subject to the criteria and rules of EN 1998-5:2004, **5.4.1.2**.

4.2.2 Primary and secondary seismic members

(1)P A certain number of structural members (e.g. beams and/or columns) may be designated as “secondary” seismic members (or elements), not forming part of theseismic action resisting system of the building. The strength and stiffness of these elements against seismic actions shall be neglected. They do not need to conform to the requirements of Sections **5** to **9**. Nonetheless these members and their connections shall be designed and detailed to maintain support of gravity loading when subjected to the displacements caused by the most unfavourable seismic design condition. Due allowance of 2nd order effects (P-Δ effects) should be made in the design of these members.

(2) Sections **5** to **9** give rules, in addition to those of EN 1992, EN 1993, EN 1994, EN 1995 and EN 1996, for the design and detailing of secondary seismic elements.

(3) All structural members not designated as being secondary seismic members are taken as being primary seismic members. They are taken as being part of the lateral force resisting system, should be modelled in the structural analysis in accordance with **4.3.1** and designed and detailed for earthquake resistance in accordance with the rules of Sections **5** to **9**.

(4) Загальний внесок горизонтальної жорсткості всіх вторинних сейсмічних елементів не повинен перевищувати 15 % від жорсткості всіх первинних сейсмічних елементів.

(5) При призначенні деяких конструктивних елементів як вторинних сейсмічних елементів, не допускається міняти класифікацію конструкції з регулярної на нерегулярну, як це описано в 4.2.3.

4.2.3 Критерії конструктивної регулярності

4.2.3.1 Загальні відомості

(1)P В цілях сейсмічного проектування будівельні конструкції поділяються на регулярні і нерегулярні.

ПРИМІТКА. У будівельних конструкціях, що складаються з понад одного динамічно незалежного вузла, класифікація і відповідні критерії в 4.2.3 посилають до індивідуальних динамічно незалежних вузлів. У таких конструкціях «індивідуальний динамічно незалежний вузол» призначається для «будівлі» в 4.2.3.

(2) Це розмежування має наслідки до наступних аспектів сейсмічного проектування:

- конструктивну модель, яка може бути однією з двох або спрощеною плоскою моделлю або просторовою моделлю;
- метод аналізу, який може бути або спрощеним аналізом спектру реакції (метод горизонтальних сил) або модальним аналізом;
- значення показника поведінки q , який має бути зменшений для нерегулярних по висоті будівель (див. 4.2.3.3).

(3)P Що стосується наслідків конструктивної регулярності при аналізі і проектуванні, то для характеристики регулярності будівлі в плані і по висоті даються окремі міркування (Таблиця 4.1).

(4) The total contribution to lateral stiffness of all secondary seismic members should not exceed 15% of that of all primary seismic members.

(5) The designation of some structural elements as secondary seismic members is not allowed to change the classification of the structure from non-regular to regular as described in 4.2.3.

4.2.3 Criteria for structural regularity

4.2.3.1 General

(1)P For the purpose of seismic design, building structures are categorised into being regular or non-regular.

NOTE In building structures consisting of more than one dynamically independent units, the categorisation and the relevant criteria in 4.2.3 refer to the individual dynamically independent units. In such structures, “individual dynamically independent unit” is meant for “building” in 4.2.3.

(2) This distinction has implications for the following aspects of the seismic design:

- the structural model, which can be either a simplified planar model or a spatial model ;
- the method of analysis, which can be either a simplified response spectrum analysis (lateral force procedure) or a modal one;
- the value of the behaviour factor q , which shall be decreased for buildings non-regular in elevation (see 4.2.3.3).

(3)P With regard to the implications of structural regularity on analysis and design, separate consideration is given to the regularity characteristics of the building in plan and in elevation (Table 4.1).

Таблиця 4.1: Наслідки конструктивної регулярності при сейсмічному аналізі і проектуванні

Table 4.1: Consequences of structural regularity on seismic analysis and design

Регулярність		Дозволене спрощення		Показник поведінки	Regularity		Allowed Simplification		Behaviour factor
У плані	По висоті	Модель	Лінійно-пружний аналіз	(для лінійного аналізу)	Plan	Elevation	Model	Linear-elastic Analysis	(for linear analysis)
Так	Так	Плоска	Поперечна сила ^{a)}	Очікуване значення	Yes	Yes	Planar	Lateral force ^{a)}	Reference value
Так	Ні	Плоска	Модальний аналіз	Зменшене значення	Yes	No	Planar	Modal	Decreased value
Ні	Так	Просторова ^{b)}	Поперечна сила ^{a)}	Очікуване значення	No	Yes	Spatial ^{b)}	Lateral force ^{a)}	Reference value
Ні	Ні	Просторова	Модальний аналіз	Зменшене значення	No	No	Spatial	Modal	Decreased value

^a – Якщо умова 4.3.3.2.1(2) а) також виконується.

^b – За особливих умов, обумовлених в 4.3.3.1(8), незалежна плоска модель може бути використана в кожному горизонтальному напрямі відповідно до 4.3.3.1(8).

(4) Критерії, що описують регулярність в плані і по висоті, дані в 4.2.3.2 і 4.2.3.3. Правила, що стосуються моделювання і аналізу, дані в 4.3.

(5)P Критерії регулярності, наведені в 4.2.3.2 і 4.2.3.3, повинні прийматися як необхідні умови. Повинно бути перевірено, що прийнята регулярність будівельної конструкції не погіршується іншими характеристиками, не включеними в ці критерії.

(6) Референтні значення показника поведінки приводяться в Розділах 5 - 9.

(7) Для нерегулярних по висоті будівель зменшені значення показника поведінки знаходяться як еталонні величини, помножені на 0,8.

4.2.3.2 Критерії регулярності в плані

(1)P Для будівлі, класифікованої як регулярної в плані, повинні виконуватися всі умови, перераховані в подальших параграфах.

(2) Що стосується розподілу горизонтальних жорсткостей і мас, то будівельна конструкція має бути приблизно симетрична в плані по відношенню до двох ортогональних осей.

(3) Конфігурація плану має бути компактною, тобто кожне перекриття має бути обмежене

^a If the condition of 4.3.3.2.1(2)a) is also met.

^b Under the specific conditions given in 4.3.3.1(8) a separate planar model may be used in each horizontal direction, in accordance with 4.3.3.1(8).

(4) Criteria describing regularity in plan and in elevation are given in 4.2.3.2 and 4.2.3.3. Rules concerning modelling and analysis are given in 4.3.

(5)P The regularity criteria given in 4.2.3.2 and 4.2.3.3 should be taken as necessary conditions. It shall be verified that the assumed regularity of the building structure is not impaired by other characteristics, not included in these criteria.

(6) The reference values of the behaviour factors are given in Sections 5 to 9.

(7) For non-regular in elevation buildings the decreased values of the behavior factor are given by the reference values multiplied by 0,8.

4.2.3.2 Criteria for regularity in plan

(1)P For a building to be categorised as being regular in plan, it shall satisfy all the conditions listed in the following paragraphs.

(2) With respect to the lateral stiffness and mass distribution, the building structure shall be approximately symmetrical in plan with respect to two orthogonal axes.

(3) The plan configuration shall be compact, i.e., each floor shall be delimited by a polygonal convex

полігональною випуклою лінією. Якщо існує ряд відхилень в плані (виступаючих кутів або заглиблень країв), регулярність в плані ще може розглядатися як задовільна за умови, що ці відхилення не впливають на жорсткість перекриття в плані і що для кожного відхилення контура в плані область між контуром перекриття і випуклою полігональною лінією, що охоплює перекриття, не перевищує 5% площі перекриття.

(4) Жорсткість перекриттів в плані має бути істотно більша в порівнянні з горизонтальною жорсткістю вертикальних конструктивних елементів, так щоб деформації перекриття чинили невеликий вплив на розподіл сил між вертикальними конструктивними елементами. В цьому відношенні, L, C, H, I і X форми плану мають бути уважно розглянуті, особливо, що стосується жорсткостей бічних частин, які мають бути порівняні з жорсткістю центральної частини, щоб задовольнити умови жорсткості діафрагми. Застосування цього параграфу повинне розглядатися для оцінки загальної поведінки будівлі.

(5) Гнучкість будівлі в плані $\lambda = L_{\max}/L_{\min}$ має бути не більше 4, де L_{\max} і L_{\min} відповідно більший і менший розміри будівлі, зміряні по ортогональних напрямках.

(6) У кожному рівні і для кожного напрямку x і y аналізу конструктивний ексцентриситет e_o і радіусу кручення r мають відповідати двом умовам, приведеним нижче і які записані для аналізу за напрямом y :

$$e_{ox} \leq 0,30 r_x, \quad (4.1a)$$

$$r_x \geq l_s, \quad (4.1b)$$

де e_{ox} – відстань між центром жорсткості і центром мас, заміряна за напрямом x , яка є нормаллю до напрямку, в якому виконується аналіз;

r_x – квадратний корінь відношення крутильної жорсткості до горизонтальної жорсткості в напрямі y («радіус кручення»);

l_s – радіус обертання маси перекриття в плані (квадратний корінь відношення (a) полярного моменту інерції маси перекриття в плані щодо

line. If in plan set-backs (re-entrant corners or edge recesses) exist, regularity in plan may still be considered as being satisfied, provided that these setbacks do not affect the floor in-plan stiffness and that, for each set-back, the area between the outline of the floor and a convex polygonal line enveloping the floor does not exceed 5 % of the floor area.

(4) The in-plan stiffness of the floors shall be sufficiently large in comparison with the lateral stiffness of the vertical structural elements, so that the deformation of the floor shall have a small effect on the distribution of the forces among the vertical structural elements. In this respect, the L, C, H, I, and X plan shapes should be carefully examined, notably as concerns the stiffness of the lateral branches, which should be comparable to that of the central part, in order to satisfy the rigid diaphragm condition. The application of this paragraph should be considered for the global behaviour of the building.

(5) The slenderness $\lambda = L_{\max}/L_{\min}$ of the building in plan shall be not higher than 4, where L_{\max} and L_{\min} are respectively the larger and smaller in plan dimension of the building, measured in orthogonal directions.

(6) At each level and for each direction of analysis x and y , the structural eccentricity e_o and the torsional radius r shall be in accordance with the two conditions below, which are expressed for the direction of analysis y :

$$e_{ox} \leq 0,30 r_x, \quad (4.1a)$$

$$r_x \geq l_s, \quad (4.1b)$$

where

e_{ox} is the distance between the centre of stiffness and the centre of mass, measured along the x direction, which is normal to the direction of analysis considered;

r_x is the square root of the ratio of the torsional stiffness to the lateral stiffness in the y direction (“torsional radius”); and

l_s is the radius of gyration of the floor mass in plan (square root of the ratio of (a) the polar moment of inertia of the floor mass in plan with respect to the

центру маси перекриття до (b) маси перекриття).
Визначення центру жорсткості і радіусу кручення r дані в (7) - (9) цього підрозділу.

(7) У одноповерхових будівлях центр жорсткості визначається як центр горизонтальної жорсткості всіх основних сейсмічних елементів. Радіус кручення r визначається як квадратний корінь з відношення загальної крутильної жорсткості щодо центру горизонтальної жорсткості і загальної горизонтальної жорсткості в одному напрямі, з урахуванням всіх основних сейсмічних елементів в цьому напрямі.

(8) У багатоповерхових будівлях можливо лише наближене визначення центру жорсткості і радіусу кручення. Спрощене визначення для класифікації конструктивної регулярності в плані і для наближеної оцінки ефектів кручення можливо, якщо виконуються дві наступні умови:

a) всі елементи системи, що чинять опір горизонтальним навантаженням, такі як ядра жорсткості, конструктивні стіни або каркаси, працюють без переривання від фундаменту до верху будівлі;

b) форми відхилень окремих систем при горизонтальних навантаженнях відрізняються несуттєво. Ця умова може розглядатися як достатня для рамних систем і стінових систем. Зазвичай, ця умова не виконується для дуальних систем.

ПРИМІТКА. Національний Додаток може включати посилання на документи, в яких можуть бути дані визначення центру жорсткості і радіусу кручення в багатоповерхових будівлях, у випадках, коли задовольняються умови (a) і (b) параграфу (8) або коли вони не задовольняються.

(9) У каркасних будівлях і гнучких стінових системах з переважаючими згинальними деформаціями, положення центру жорсткості і радіус кручення всіх поверхів можуть бути обчислені як і моменти інерції поперечних перерізів вертикальних елементів. Якщо, на додаток до згинальних, деформації зсуву також значні, то вони можуть бути враховані шляхом використання еквівалентного моменту інерції поперечного перерізу.

centre of mass of the floor to (b) the floor mass).
The definitions of centre of stiffness and torsional radius r are provided in (7) to (9) of this subclause .

(7) In single storey buildings the centre of stiffness is defined as the centre of the lateral stiffness of all primary seismic members. The torsional radius r is defined as the square root of the ratio of the global torsional stiffness with respect to the centre of lateral stiffness, and the global lateral stiffness, in one direction, taking into account all of the primary seismic members in this direction.

(8) In multi-storey buildings only approximate definitions of the centre of stiffness and of the torsional radius are possible. A simplified definition, for the classification of structural regularity in plan and for the approximate analysis of torsional effects, is possible if the following two conditions are satisfied:

a) all lateral load resisting systems, such as cores, structural walls, or frames, run without interruption from the foundations to the top of the building;

b) the deflected shapes of the individual systems under horizontal loads are not very different. This condition may be considered satisfied in the case of frame systems and wall systems. In general, this condition is not satisfied in dual systems.

NOTE The National Annex can include reference to documents that might provide definitions of the centre of stiffness and of the torsional radius in multi-storey buildings, both for those that meet the conditions (a) and (b) of paragraph (8), and for those that do not.

(9) In frames and in systems of slender walls with prevailing flexural deformations, the position of the centres of stiffness and the torsional radius of all storeys may be calculated as those of the moments of inertia of the cross-sections of the vertical elements. If, in addition to flexural deformations, shear deformations are also significant, they may be accounted for by using an equivalent moment of inertia of the cross-section.

4.2.3.3 Критерії регулярності по висоті

(1)Р Для будівлі, яка класифікується як регулярна по висоті, повинні задовольнятися умови перераховані в наступних параграфах.

(2) Всі елементи системи, що чинять опір горизонтальним навантаженням, такі як ядра жорсткості, конструктивні стіни або каркаси, мають бути безперервними від фундаменту до верху будівлі або, якщо наявні уступи на різних відмітках, то вони повинні бути до верху відповідної зони будівлі.

(3) Як горизонтальні жорсткості, так і маси окремих поверхів повинні залишатися постійними або поступово зменшуватися без різких змін від основи до верху конкретної будівлі.

(4) У каркасних будівлях відношення дійсного опору поверху до опору, потрібного за розрахунком, не повинно змінюватися непропорційно між прилеглими поверхами. У зв'язку з цим спеціальні питання стосовно каркасів, заповнених кладкою, розглядаються в **4.3.6.3.2.**

(5) Якщо мають місце виступи в будівлі, то необхідно застосувати наступні додаткові умови:

a) для поступових виступів, що зберігають осьову симетрію, виступ на будь-якому поверсі має бути не більше ніж 20 % від попереднього розміру в плані у напрямі виступу (див. рис. 4.1.a і рис. 4.1.b);

b) для одиничного виступу нижче 15% від загальної висоти основної конструктивної системи, виступ має бути не більше 50% попереднього розміру в плані (див. Рисунок 4.1.c). В цьому випадку конструкція зони основи в рамках прогнозованого вертикального периметру верхніх поверхів, повинна проектуватися так, щоб протистояти, принаймні, 75% горизонтальних перерізуючих сил, які розвиватимуться в цій зоні в аналогічній будівлі, але без збільшення основи;

c) якщо виступи не зберігають симетрію, то з кожної сторони сума виступів на всіх поверхах не має бути більше 30 % від розміру в плані нижнього поверху над фундаментом або над верхом жорсткого цокольного поверху, а окремі виступи не мають бути більше 10 % від попереднього розміру в плані (див. Рисунок 4.1.d).

4.2.3.3 Criteria for regularity in elevation

(1)P For a building to be categorised as being regular in elevation, it shall satisfy all the conditions listed in the following paragraphs.

(2) All lateral load resisting systems, such as cores, structural walls, or frames, shall run without interruption from their foundations to the top of the building or, if setbacks at different heights are present, to the top of the relevant zone of the building.

(3) Both the lateral stiffness and the mass of the individual storeys shall remain constant or reduce gradually, without abrupt changes, from the base to the top of a particular building.

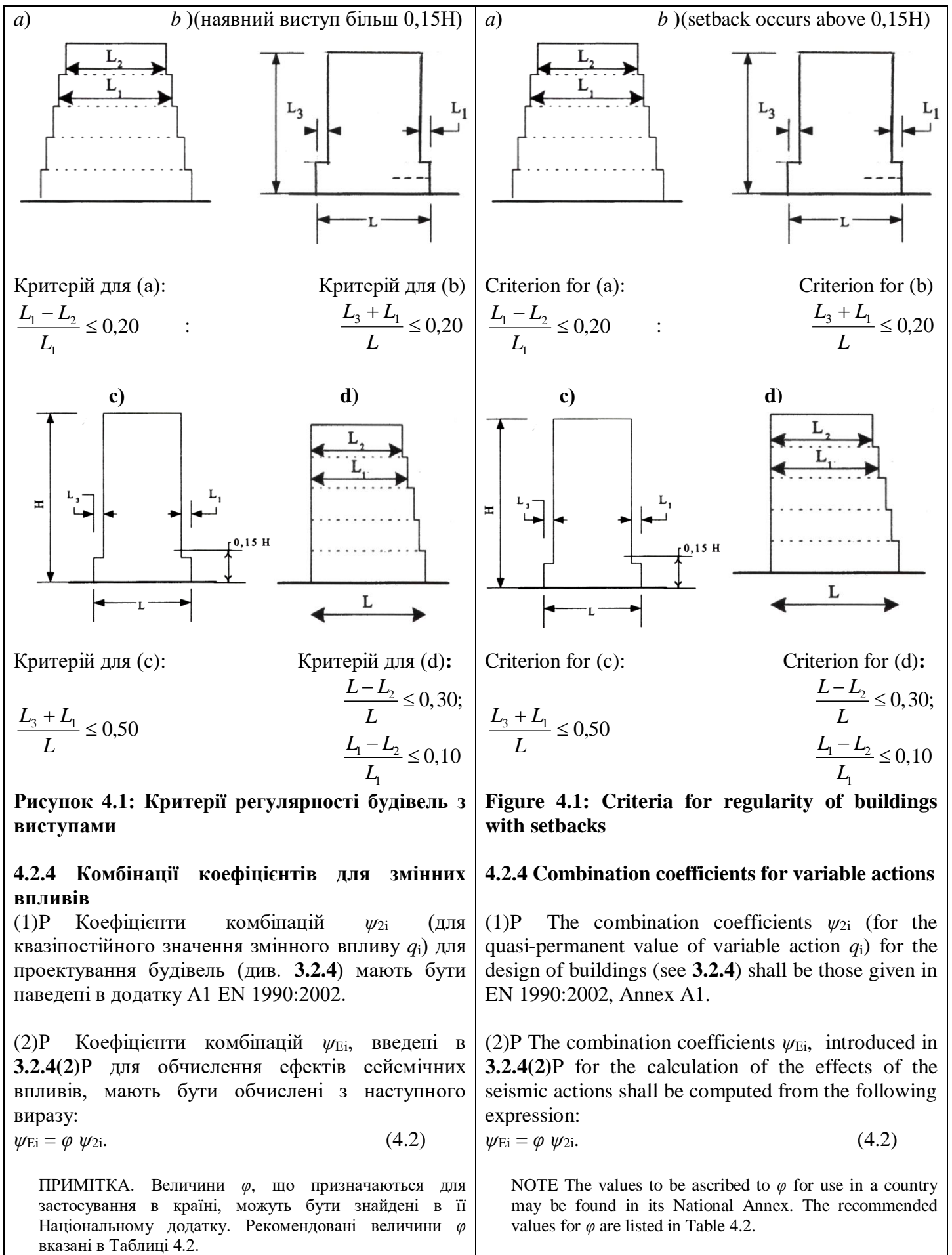
(4) In framed buildings the ratio of the actual storey resistance to the resistance required by the analysis should not vary disproportionately between adjacent storeys. Within this context the special aspects of masonry infilled frames are treated in **4.3.6.3.2.**

(5) When setbacks are present, the following additional conditions apply:

a) for gradual setbacks preserving axial symmetry, the setback at any floor shall be not greater than 20 % of the previous plan dimension in the direction of the setback (see Fig. 4.1.a and Fig. 4.1.b);

b) for a single setback within the lower 15% of the total height of the main structural system, the setback shall be not greater than 50% of the previous plan dimension (see Figure 4.1.c). In this case the structure of the base zone within the vertically projected perimeter of the upper storeys should be designed to resist at least 75% of the horizontal shear forces that would develop in that zone in a similar building without the base enlargement;

c) if the setbacks do not preserve symmetry, in each face the sum of the setbacks at all storeys shall be not greater than 30 % of the plan dimension at the ground floor above the foundation or above the top of a rigid basement, and the individual setbacks shall be not greater than 10 % of the previous plan dimension (see Figure 4.1.d).



Таблиця 4.2 Величин ϕ для обчислення ψ_{Ei}

Тип змінної дії	Поверх	ϕ
Категорії A-C*	Дах	1,0
	Поверхи з взаємозв'язаними заселеннями	0,8
	Незалежно заселені поверхи	0,5
Категорія D-F* і архіви		1,0

* Категорії згідно з визначеннями, приведеними в EN 1991-1-1:2002.

4.2.5 Класи важливості і показники важливості

(1)Р Будівлі класифікуються за 4-ма класами важливості залежно від наслідків колапсу для людського життя, від їх важливості для суспільної безпеки і цивільного захисту в період безпосередньо після землетрусу, а також від соціальних і економічних наслідків колапсу.

(2)Р Класи важливості характеризуються різними показниками важливості γ_I , як описано в 2.1(3).

(3) Показник важливості $\gamma_I=1,0$ відповідає сейсмічній події, що має період повторюваності, вказаний в 3.2.1(3).

(4) Визначення класів важливості дані в таблиці 4.3.

Таблиця 4.3 Класи важливості будівель

Класи важливості	Будівлі
I	Будівлі другорядної важливості для суспільної безпеки, наприклад, сільськогосподарські будівлі і тощо
II	Звичайні будівлі, що не належать до інших категорій.
III	Будівлі, сейсмічний опір яких важливий з погляду наслідків, пов'язаних з колапсом, наприклад, школи, зали засідань, культурні заклади і так далі
IV	Будівлі, цілісність яких під час землетрусу життєво важлива для цивільного захисту, наприклад, лікарні, пожежні депо, електростанції і так далі

ПРИМІТКА. Класи важливості I, II і III або IV приблизно відповідають наслідкам класів CC1, CC2 і CC3, відповідно, визначеним в EN 1990:2002, Додаток B.

Table 4.2: Values of ϕ for calculating ψ_{Ei}

Type of variable action	Storey	ϕ
Categories A-C*	Roof	1,0
	Storeys with correlated occupancies	0,8
	Independently occupied storeys	0,5
Categories D-F* and Archives		1,0

* Categories as defined in EN 1991-1-1:2002.

4.2.5 Importance classes and importance factors

(1)P Buildings are classified in 4 importance classes, depending on the consequences of collapse for human life, on their importance for public safety and civil protection in the immediate post-earthquake period, and on the social and economic consequences of collapse.

(2)P The importance classes are characterised by different importance factors γ_I as described in 2.1(3).

(3) The importance factor $\gamma_I = 1,0$ is associated with a seismic event having the reference return period indicated in 3.2.1(3).

(4) The definitions of the importance classes are given in Table 4.3.

Table 4.3 Importance classes for buildings

Importance class	Buildings
I	Buildings of minor importance for public safety, e.g. agricultural buildings, etc.
II	Ordinary buildings, not belonging in the other categories
III	Buildings whose seismic resistance is of importance in view of the consequences associated with a collapse, e.g. schools, assembly halls, cultural institutions etc.
IV	Buildings whose integrity during earthquakes is of vital importance for civil protection, e.g. hospitals, fire stations, power plants, etc.

NOTE Importance classes I, II and III or IV correspond roughly to consequence classes CC1, CC2 and CC3, respectively, defined in EN 1990:2002, Annex B.

(5) Р Значення γ_1 для класу важливості II має за визначенням дорівнювати 1,0.

ПРИМІТКА. Встановлені значення γ_1 для використання в країні можуть бути знайдені в Національному додатку. Значення γ_1 можуть відрізнятися для різних сейсмічних зон країни залежно від умов сейсмічної небезпеки і розгляду суспільної безпеки (див. Примітка до 2.1(4)). Рекомендовані значення γ_1 для класів важливості I, III і IV дорівнюють 0,8, 1,2 і 1,4, відповідно.

(6) Для будівель, які містять небезпечне устаткування або матеріали, показник важливості має бути встановлений відповідно до критеріїв з EN 1998-4.

4.3 Розрахунок будівель

4.3.1 Моделювання

(1) Р Модель будівлі повинна адекватно відображати розподіл жорсткостей і мас, з тим щоб всі значні форми коливань і інерційні сили правильно враховувалися при даному сейсмічному впливі. У разі нелінійного розрахунку модель також повинна адекватно представляти розподіл зусиль.

(2) Модель повинна також враховувати внесок стикових з'єднань на деформативність будівлі, наприклад, кінцевих зон балок або колон конструкцій рамного типу. Неконструктивні елементи, які можуть впливати на реакцію основних сейсмічних конструкцій, також мають бути враховані.

(3) Взагалі, будівля може розглядатися такою, що складається з ряду вертикальних і горизонтальних елементів, що сприймають навантаження, які сполучені горизонтальними перекриттями.

(4) Коли диски перекриття будівлі враховуються як жорсткі в своїй площині, то маси і моменти інерції кожного перекриття можуть бути зосереджені в центрі ваги.

ПРИМІТКА. Перекриття розглядаються як жорсткі, за умови, що вони змодельовані зі своєю дійсною гнучкістю в площині, а їх горизонтальні переміщення ніде не перевищують результатів, що витікають з припущення жорсткого перекриття, більш ніж на 10 % відповідних абсолютних горизонтальних переміщень в сейсмічній проектній ситуації.

(5) P The value of γ_1 for importance class II shall be, by definition, equal to 1,0.

NOTE The values to be ascribed to γ_1 for use in a country may be found in its National Annex. The values of γ_1 may be different for the various seismic zones of the country, depending on the seismic hazard conditions and on public safety considerations (see Note to 2.1(4)). The recommended values of γ_1 for importance classes I, III and IV are equal to 0,8, 1,2 and 1,4, respectively.

(6) For buildings which house dangerous installations or materials the importance factor should be established in accordance with the criteria set forth in EN 1998-4.

4.3 Structural analysis

4.3.1 Modelling

(1) P The model of the building shall adequately represent the distribution of stiffness and mass in it so that all significant deformation shapes and inertia forces are properly accounted for under the seismic action considered. In the case of non-linear analysis, the model shall also adequately represent the distribution of strength.

(2) The model should also account for the contribution of joint regions to the deformability of the building, e.g. the end zones in beams or columns of frame type structures. Non-structural elements, which may influence the response of the primary seismic structure, should also be accounted for.

(3) In general the structure may be considered to consist of a number of vertical and lateral load resisting systems, connected by horizontal diaphragms.

(4) When the floor diaphragms of the building may be taken as being rigid in their planes, the masses and the moments of inertia of each floor may be lumped at the centre of gravity.

NOTE The diaphragm is taken as being rigid, if, when it is modelled with its actual in-plane flexibility, its horizontal displacements nowhere exceed those resulting from the rigid diaphragm assumption by more than 10% of the corresponding absolute horizontal displacements in the seismic design situation.

(5) Для будівель, які відповідають критерію регулярності в плані (див. 4.2.3.2) або умовам, вказаним в 4.3.3.1(8), розрахунок може бути виконаний з використанням двох плоских моделей, по одній для кожного основного напрямку.

(6) У бетонних будівлях, в складених сталобетонних будівлях і в будівлях з кам'яною кладкою жорсткість навантажених несучих елементів повинна, взагалі, бути оцінена з урахуванням ефекту тріщиноутворення. Така жорсткість повинна відповідати виникненню текучості арматури.

(7) Доки не виконаний більш точний розрахунок елементів з тріщинами, пружні характеристики жорсткості на згин і зсув бетонних і кам'яних елементів можуть прийматися рівними половині відповідних жорсткостей елементів без тріщин.

(8) Заповнення стін, яке робить значний внесок у горизонтальну жорсткість і опір будівлі, мають бути взяті до уваги. Див. 4.3.6 для бетонних, сталевих або складених каркасів, заповнених кам'яною кладкою.

(9)P Деформативність фундаменту необхідно брати до уваги в моделі кожного разу, коли вона може мати несприятливий загальний вплив на реакцію будівлі.

ПРИМІТКА. Деформативність фундаменту (включаючи взаємодію конструкцій з основою) може завжди враховуватися в розрахунку, включаючи випадки, в яких вона має позитивний ефект.

(10)P Маси мають бути обчислені виходячи з гравітаційних навантажень, що виникають при комбінаціях впливів, вказаних в 3.2.4. Коефіцієнти комбінацій ψ_{Ei} розглянуті в 4.2.4(2)P.

4.3.2 Вплив випадкового кручення

(1)P Для того, щоб врахувати невизначеності в розташуванні мас і в просторовій варіації сейсмічного руху, розрахункові центри маси на кожному i поверсі повинні розглядатися як зміщені від їх номінального положення в кожному напрямі з випадковим ексцентриситетом:

(5) For buildings conforming to the criteria for regularity in plan (see 4.2.3.2) or with the conditions presented in 4.3.3.1(8), the analysis may be performed using two planar models, one for each main direction.

(6) In concrete buildings, in composite steel-concrete buildings and in masonry buildings the stiffness of the load bearing elements should, in general, be evaluated taking into account the effect of cracking. Such stiffness should correspond to the initiation of yielding of the reinforcement.

(7) Unless a more accurate analysis of the cracked elements is performed, the elastic flexural and shear stiffness properties of concrete and masonry elements may be taken to be equal to one-half of the corresponding stiffness of the uncracked elements.

(8) Infill walls which contribute significantly to the lateral stiffness and resistance of the building should be taken into account. See 4.3.6 for masonry infills of concrete, steel or composite frames.

(9)P The deformability of the foundation shall be taken into account in the model, whenever it may have an adverse overall influence on the structural response.

NOTE Foundation deformability (including the soil-structure interaction) may always be taken into account, including the cases in which it has beneficial effects.

(10)P The masses shall be calculated from the gravity loads appearing in the combination of actions indicated in 3.2.4. The combination coefficients ψ_{Ei} are given in 4.2.4(2)P.

4.3.2 Accidental torsional effects

(1)P In order to account for uncertainties in the location of masses and in the spatial variation of the seismic motion, the calculated centre of mass at each floor i shall be considered as being displaced from its nominal location in each direction by an accidental eccentricity:

$$e_{ai} = \pm 0,05 L_i, \quad (4.3)$$

де

e_{ai} – випадковий ексцентриситет маси i поверху від номінального положення, який застосовують в однаковому напрямі на всіх поверхах;

L_i – розмір перекриття, перпендикулярний до напряму сейсмічного впливу.

4.3.3 Методи розрахунку

4.3.3.1 Загальні відомості

(1) В рамках розділу 4 сейсмічні ефекти і ефекти інших впливів, введених в сейсмічну проектну ситуацію, можуть бути визначені на основі лінійно-пружної поведінки конструкції.

(2)P Як основний метод для визначення сейсмічних ефектів повинен прийматися модальний аналіз спектру реакції, що використовує лінійно-пружну модель конструкції і проектний спектр, приведений в 3.2.2.5.

(3) Залежно від конструктивних характеристик будівлі може бути використаний один з двох типів лінійно-пружного розрахунку:

a) «розрахунок методом горизонтального зсувного навантаження» для будівель, що відповідають умовам, приведеним в 4.3.3.2;

b) «спектральний метод з використанням модального аналізу», який застосовується до всіх типів будівель (див. 4.3.3.3).

(4) Як альтернатива лінійному методу може бути також використаний нелінійний метод, такий як:

c) нелінійний статичний (при дії слабких землетрусів) розрахунок;

d) нелінійний динамічний розрахунок при дії акселерограм (динамічний)

за умови, що задовольняються умови цього підрозділу, вказані в (5) і (6) і в 4.3.3.4.

ПРИМІТКА. Для будівель з сейсмоізоляованою основою умови, при яких лінійні методи a) і b) або нелінійні методи c) і d) можуть бути використані, приводяться в Розділі 10. Для будівель без сейсмоізоляції лінійні методи 4.3.3.1(3) можуть завжди бути застосовані, як вказано в 4.3.3.2.1. Вибір того або іншого нелінійного методу 4.3.3.1(4) застосовного до будівель з неізоляованою основою в конкретній країні може бути знайдений в її Національному додатку. Національний додаток може також включати посилання на додаткову інформацію про деформативні можливості елемента і відповідних окремих показників, які використовуються при верифікації кінцевого граничного стану відповідно до 4.4.2.2(5).

$$e_{ai} = \pm 0,05 L_i, \quad (4.3)$$

where

e_{ai} is the accidental eccentricity of storey mass i from its nominal location, applied in the same direction at all floors;

L_i is the floor-dimension perpendicular to the direction of the seismic action.

4.3.3 Methods of analysis

4.3.3.1 General

(1) Within the scope of Section 4, the seismic effects and the effects of the other actions included in the seismic design situation may be determined on the basis of the linear-elastic behaviour of the structure.

(2)P The reference method for determining the seismic effects shall be the modal response spectrum analysis, using a linear-elastic model of the structure and the design spectrum given in 3.2.2.5.

(3) Depending on the structural characteristics of the building one of the following two types of linear-elastic analysis may be used:

a) the “lateral force method of analysis” for buildings meeting the conditions given in 4.3.3.2;

b) the “modal response spectrum analysis”, which is applicable to all types of buildings (see 4.3.3.3).

(4) As an alternative to a linear method, a non-linear method may also be used, such as:

c) non-linear static (pushover) analysis;

d) non-linear time history (dynamic) analysis, provided that the conditions specified in (5) and (6) of this subclause and in 4.3.3.4 are satisfied.

NOTE For base isolated buildings the conditions under which the linear methods a) and b) or the nonlinear ones c) and d), may be used are given in Section 10. For non-base-isolated buildings, the linear methods of 4.3.3.1(3) may always be used, as specified in 4.3.3.2.1. The choice of whether the nonlinear methods of 4.3.3.1(4) may also be applied to non-base-isolated buildings in a particular country, will be found in its National Annex. The National Annex may also include reference to complementary information about member deformation capacities and the associated partial factors to be used in the Ultimate Limit State verifications in accordance with 4.4.2.2(5).

(5) Нелінійний розрахунок має бути достатньо обґрунтований відносно вхідної сейсмічної інформації, використаної конструктивної моделі, методу інтерпретації результатів розрахунку і відповідних вимог.

(6) Конструкції з неізолюваною основою, запроектовані на основі нелінійного статичного розрахунку (при дії слабких землетрусів) без використання показника поведінки q (див. **4.3.3.4.2.1(1)d**), повинні задовольняти **4.4.2.2(5)**, а також правилам розділів **5 - 9** для дисипативних конструкцій.

(7) Лінійно-пружні розрахунки можуть бути здійснені з використанням двох плоских моделей, по одній в кожному основному горизонтальному напрямку, якщо задовольняється критерій регулярності в плані (див. **4.2.3.2**).

(8) Залежно від класу важливості будівлі, лінійно-пружний розрахунок може бути здійснений з використанням двох плоских моделей, по одній в кожному основному горизонтальному напрямку, навіть якщо критерій регулярності в плані не задовольняє вимогам **4.2.3.2**, за умови, що всі перераховані нижче спеціальні умови регулярності виконуються:

a) будівля повинна мати добре розподілене і відносно жорстке заповнення каркаса і перегородки;

b) висота будівлі не повинна перевищувати 10 м;

c) жорсткість в плані перекриттів повинна бути достатньо великою в порівнянні з горизонтальною жорсткістю вертикальних конструктивних елементів, так що може бути прийнята жорстка поведінка діафрагм;

d) центри горизонтальних жорсткостей і мас кожний повинні бути розташовані приблизно на вертикальній лінії і по двох горизонтальних напрямках розрахунку виконуються умови: $r_x^2 > l_s^2 + e_{ox}^2$, $r_y^2 > l_s^2 + e_{oy}^2$, де радіус обертання l_s , радіуси кручення r_x і r_y і власні ексцентриситети e_{ox} і e_{oy} визначаються як в **4.2.3.2(6)**.

ПРИМІТКА. Значення показника важливості γ_i , нижче за яке допускається спрощення розрахунку в кожній з країн згідно **4.3.3.1(8)**, можна знайти в її Національному додатку.

(9) У будівлях, що задовольняють всім умовам **(8)** цього підрозділу за винятком d),

(5) Non-linear analyses should be properly substantiated with respect to the seismic input, the constitutive model used, the method of interpreting the results of the analysis and the requirements to be met.

(6) Non-base-isolated structures designed on the basis of non-linear pushover analysis without using the behaviour factor q (see **4.3.3.4.2.1(1)d**), should satisfy **4.4.2.2(5)**, as well as the rules of Sections **5** to **9** for dissipative structures.

(7) Linear-elastic analysis may be performed using two planar models, one for each main horizontal direction, if the criteria for regularity in plan are satisfied (see **4.2.3.2**).

(8) Depending on the importance class of the building, linear-elastic analysis may be performed using two planar models, one for each main horizontal direction, even if the criteria for regularity in plan in **4.2.3.2** are not satisfied, provided that all of the following special regularity conditions are met:

a) the building shall have well-distributed and relatively rigid cladding and partitions;

b) the building height shall not exceed 10 m;

c) the in-plane stiffness of the floors shall be large enough in comparison with the lateral stiffness of the vertical structural elements, so that a rigid diaphragm behavior may be assumed.

d) the centres of lateral stiffness and mass shall be each approximately on a vertical line and, in the two horizontal directions of analysis, satisfy the conditions: $r_x^2 > l_s^2 + e_{ox}^2$, $r_y^2 > l_s^2 + e_{oy}^2$, where the radius of gyration l_s , the torsional radii r_x and r_y and the natural eccentricities e_{ox} and e_{oy} are defined as in **4.2.3.2(6)**.

NOTE The value of the importance factor, γ_i , below which the simplification of the analysis in accordance with **4.3.3.1(8)** is allowed in a country, may be found in its National Annex.

(9) In buildings satisfying all the conditions of **(8)** of this subclause with the exception of d), linear-

лінійно-пружний розрахунок також може бути застосований з використанням двох плоских моделей по одній для кожного основного горизонтального напрямку, але в таких випадках всі сейсмічні впливи, отримані з розрахунку, мають бути помножені на 1,25.

(10) Р Будівлі, що не відповідають критеріям (7) - (9) цього розділу, мають бути розраховані із застосуванням просторової моделі.

(11) Р Кожного разу, коли використовується просторова модель, проектний сейсмічний вплив має бути прикладений уздовж всіх горизонтальних напрямків, що розглядаються (з прив'язкою до структурної схеми будівлі) і ортогональних їм горизонтальних напрямків. Для будівель з елементами опору по двох перпендикулярних напрямках ці два напрями повинні розглядатися як відповідні для даного випадку.

4.3.3.2 Розрахунок методом горизонтального зсувного навантаження

4.3.3.2.1 Загальні відомості

(1) Р Цей вид розрахунку може бути застосований до будівель, реакція яких не значно схильна до впливів форм коливань, які перевищують основну форму в кожному принциповому напрямі.

(2) У будівлях, в яких виконуються дві наступні умови, вважаються такими, що задовольняють вимогу (1) Р цього підпункту:

а) основний період коливань T_1 в двох основних напрямках менше, ніж наступні значення:

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_C \\ 2,0s \end{cases} \quad (4.4)$$

де T_C визначається в 3.2.2.2;

б) задовольняється критерій регулярності по висоті, наведений в 4.2.3.3.

4.3.3.2.2 Горизонтальне зсувне навантаження в основі будівлі

(1) Р Горизонтальне зсувне навантаження в основі будівлі F_b для кожного горизонтального напрямку, в якому розраховується будівля, має бути визначено з використанням наступного виразу:

elastic analysis using two planar models, one for each main horizontal direction, may also be performed, but in such cases all seismic action effects resulting from the analysis should be multiplied by 1,25.

(10) P Buildings not conforming to the criteria in (7) to (9) of this clause shall be analysed using a spatial model.

(11) P Whenever a spatial model is used, the design seismic action shall be applied along all relevant horizontal directions (with regard to the structural layout of the building) and their orthogonal horizontal directions. For buildings with resisting elements in two perpendicular directions these two directions shall be considered as the relevant directions.

4.3.3.2 Lateral force method of analysis

4.3.3.2.1 General

(1) P This type of analysis may be applied to buildings whose response is not significantly affected by contributions from modes of vibration higher than the fundamental mode in each principal direction.

(2) The requirement in (1) P of this subclause is deemed to be satisfied in buildings which fulfil both of the two following conditions.

a) they have fundamental periods of vibration T_1 in the two main directions which are smaller than the following values

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_C \\ 2,0s \end{cases} \quad (4.4)$$

where T_C is given in 3.2.2.2;

b) they meet the criteria for regularity in elevation given in 4.2.3.3.

4.3.3.2.2 Base shear force

(1) P The seismic base shear force F_b , for each horizontal direction in which the building is analysed, shall be determined using the following expression:

$F_b = S_d(T_1) m \lambda \quad (4.5)$	$F_b = S_d(T_1) m \lambda \quad (4.5)$
<p>де $S_d(T_1)$ ордината проектного спектру (див. 3.2.2.5) при періоді T_1; T_1 основний період коливань будівлі для горизонтального руху в даному напрямі; m загальна маса будівлі вище фундаменту або вище за верх жорсткої основи, обчислена відповідно до 3.2.4(2); λ показник корекції, значення якого рівне: $\lambda = 0,85$, якщо $T_1 \leq 2 T_C$ і будівля має більше двох поверхів, або $\lambda = 1,0$ в іншому випадку.</p>	<p>where $S_d(T_1)$ is the ordinate of the design spectrum (see 3.2.2.5) at period T_1; T_1 is the fundamental period of vibration of the building for lateral motion in the direction considered; m is the total mass of the building, above the foundation or above the top of a rigid basement, computed in accordance with 3.2.4(2); λ is the correction factor, the value of which is equal to: $\lambda = 0,85$ if $T_1 \leq 2 T_C$ and the building has more than two storeys, or $\lambda = 1,0$ otherwise.</p>
<p>ПРИМІТКА. Коефіцієнт λ враховує той факт, що в принаймні триповерховій будівлі з поступальними ступенями свободи в кожному горизонтальному напрямі сума модальних мас по 1-й (основній) формі менше в середньому на 15 %, ніж загальна маса будівлі.</p>	<p>NOTE The factor λ accounts for the fact that in buildings with at least three storeys and translational degrees of freedom in each horizontal direction, the effective modal mass of the 1st (fundamental) mode is smaller, on average by 15%, than the total building mass.</p>
<p>(2) Для визначення основного періоду коливань T_1 будівлі можуть бути використані вирази, засновані на методах будівельної динаміки (наприклад, метод Релея).</p>	<p>(2) For the determination of the fundamental period of vibration period T_1 of the building, expressions based on methods of structural dynamics (for example the Rayleigh method) may be used</p>
<p>(3) Для будівель заввишки до 40 м значення T_1 (с) може бути апроксимоване наступним виразом:</p>	<p>(3) For buildings with heights of up to 40 m the value of T_1 (in s) may be approximated by the following expression:</p>
$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} \quad (4.6)$	$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} \quad (4.6)$
<p>де C_t дорівнює 0,085 для сприймаючих моменти просторових сталевих каркасів; 0,075 для сприймаючих моменти просторових бетонних каркасів і для сталевих каркасів з в'язами; 0,050 для всіх інших будівель; H висота будівлі, в м, від фундаменту або від верху жорсткої основи.</p>	<p>where C_t is 0,085 for moment resistant space steel frames, 0,075 for moment resistant space concrete frames and for eccentrically braced steel frames and 0,050 for all other structures; H is the height of the building, in m, from the foundation or from the top of a rigid basement.</p>
<p>(4) З іншого боку, для конструкцій з бетонними стінами або стінами з кам'яної кладки, що працюють на зсув, значення C_t у виразі (4.6) може бути прийнятим:</p>	<p>(4) Alternatively, for structures with concrete or masonry shear walls the value C_t in expression (4.6) may be taken as being</p>
$C_t = 0,075 / \sqrt{A_c} \quad (4.7)$	$C_t = 0,075 / \sqrt{A_c} \quad (4.7)$
<p>де $A_c = \Sigma [A_i \cdot (0,2 + (l_{wi} / H))^2]$ (4.8)</p>	<p>Where $A_c = \Sigma [A_i \cdot (0,2 + (l_{wi} / H))^2]$ (4.8)</p>

<p>i A_c загальна ефективна площа стін, що працюють на зсув, на першому поверсі будівлі, в m^2; A_i ефективна площа поперечного перерізу стіни i на першому поверсі будівлі, в m^2; H як в (3) цього підрозділу; l_{wi} довжина i-ї стіни, що працює на зсув, на першому поверсі в напрямі, паралельному прикладеним силам, в м, з обмеженням, що l_{wi}/H не перевищує 0,9.</p>	<p>And A_c is the total effective area of the shear walls in the first storey of the building, in m^2; A_i is the effective cross-sectional area of the shear wall i in the first storey of the building, in m^2; H is as in (3) of this subclause; l_{wi} is the length of the shear wall i in the first storey in the direction parallel to the applied forces, in m, with the restriction that l_{wi}/H should not exceed 0,9.</p>
<p>(5) З іншого боку, оцінка T_1 (в с) може бути зроблена з використанням наступного виразу:</p>	<p>(5) Alternatively, the estimation of T_1 (in s) may be made by using the following expression:</p>
$T_1 = 2 \cdot \sqrt{d}, \quad (4.9)$	$T_1 = 2 \cdot \sqrt{d}, \quad (4.9)$
<p>де d горизонтальне пружне переміщення верху будівлі, в м, внаслідок гравітаційних навантажень, прикладених в горизонтальному напрямі.</p>	<p>where d is the lateral elastic displacement of the top of the building, in m, due to the gravity loads applied in the horizontal direction.</p>
<p>4.3.3.2.3 Розподіл горизонтальних сейсмічних сил</p>	<p>4.3.3.2.3 Distribution of the horizontal seismic forces</p>
<p>(1) Основні форми коливань в горизонтальних напрямках при розрахунку будівлі можуть бути обчислені з використанням методів будівельної динаміки або можуть бути апроксимовані горизонтальними переміщеннями, що збільшуються лінійно по висоті будівлі.</p>	<p>1) The fundamental mode shapes in the horizontal directions of analysis of the building may be calculated using methods of structural dynamics or may be approximated by horizontal displacements increasing linearly along the height of the building.</p>
<p>(2)Р Результати сейсмічної дії мають бути встановлені із застосуванням двох плоских моделей і горизонтальних сил F_i по всіх поверхах:</p>	<p>(2)P The seismic action effects shall be determined by applying, to the two planar models, horizontal forces F_i to all storeys.</p>
$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j} \quad (4.10)$	$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j} \quad (4.10)$
<p>де F_i горизонтальна сила, що діє на i-му поверсі; F_b горизонтальне зсувне навантаження відповідно до виразу (4.5); s_i, s_j переміщення мас m_i, m_j по основній формі коливань; m_i, m_j маси поверхів, обчислені відповідно до 3.2.4(2).</p>	<p>Where F_i is the horizontal force acting on storey i; F_b is the seismic base shear in accordance with expression (4.5); s_i, s_j are the displacements of masses m_i, m_j in the fundamental mode shape; m_i, m_j are the storey masses computed in accordance with 3.2.4(2).</p>

(3) Коли основна форма коливань апроксимується горизонтальними переміщеннями, які збільшуються лінійно по висоті, то горизонтальні сили F_i мають бути визначені за формулою:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (4.11)$$

де

z_i, z_j висоти мас m_i, m_j вище рівня прикладання сейсмічного впливу (фундаменту або верху жорсткої основи).

(4)P Горизонтальні сили F_i , визначені відповідно до цього розділу, мають бути розподілені в системі, що чинить опір горизонтальному навантаженню, припускаючи, що перекриття є жорсткими в їх площині.

4.3.3.2.4 Дія кручення

(1) Якщо горизонтальні жорсткості і маси розподілені симетрично в плані і якщо випадковий ексцентриситет з **4.3.2(1)P** враховується по точнішому методу (наприклад, з **4.3.3.3(1)**), то випадкові дії кручення можуть бути обчислені виходячи із застосування **4.3.3.2.3(4)** множенням результатів сейсмічної дії в окремих елементах, протидіючих навантаженню, на коефіцієнт δ , що задається формулою:

$$\delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{x}{L_e} \quad (4.12)$$

де

x відстань розглядаємого елемента від центру маси будівлі в плані, заміряна перпендикулярно до напрямку даного сейсмічного впливу;

L_e відстань між двома самими віддаленими елементами, що чинять опір горизонтальному навантаженню, яка заміряна перпендикулярно до напрямку даного сейсмічного впливу.

(2) Якщо розрахунок виконано з використанням двох плоских моделей, по одній для кожного основного горизонтального напрямку, дія кручення може бути визначена шляхом подвоєння випадкових ексцентриситетів e_{ai} з виразу (4.3) і застосуванням **(1)** цього підрозділу з коефіцієнтом 0,6 у виразі (4.12), збільшеним до 1,2.

(3) When the fundamental mode shape is approximated by horizontal displacements increasing linearly along the height, the horizontal forces F_i should be taken as being given by:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (4.11)$$

where

z_i, z_j are the heights of the masses m_i, m_j above the level of application of the seismic action (foundation or top of a rigid basement).

(4)P The horizontal forces F_i , determined in accordance with this clause shall be distributed to the lateral load resisting system assuming the floors are rigid in their plane.

4.3.3.2.4 Torsional effects

(1) If the lateral stiffness and mass are symmetrically distributed in plan and unless the accidental eccentricity of **4.3.2(1)P** is taken into account by a more exact method (e.g. that of **4.3.3.3(1)**), the accidental torsional effects may be accounted for by multiplying the action effects in the individual load resisting elements resulting from the application of **4.3.3.2.3(4)** by a factor δ given by

$$\delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{x}{L_e} \quad (4.12)$$

where

x is the distance of the element under consideration from the centre of mass of the building in plan, measured perpendicularly to the direction of the seismic action considered;

L_e is the distance between the two outermost lateral load resisting elements, measured perpendicularly to the direction of the seismic action considered.

(2) If the analysis is performed using two planar models, one for each main horizontal direction, torsional effects may be determined by doubling the accidental eccentricity e_{ai} of expression (4.3) and applying **(1)** of this subclause with factor 0,6 in expression (4.12) increased to 1,2.

4.3.3.3 Спектральний метод з використанням модального аналізу

4.3.3.3.1 Загальні відомості

(1)P Цей тип розрахунку повинен застосовуватися для будівель, які не задовольняють умовам, обумовленим в 4.3.3.2.1(2) при застосуванні розрахунків методом горизонтального навантаження.

(2)P Необхідно враховувати реакції всіх форм коливань, які вносять значний внесок у сумарну реакцію будівлі.

(3) Вимоги, вказані в параграфі (2)P, вважаються виконаними, якщо кожна умова з перерахованих нижче може бути підтверджена:

- сума ефективних модальних мас форм коливань, що враховуються, складає, принаймні, 90 % від загальної маси будівлі;

- враховуються всі форми коливань з ефективними модальними масами більш ніж 5 % від загальної маси.

ПРИМІТКА. Ефективна модальна маса m_k , що відповідає формі k , визначається так, що горизонтальне зсувне навантаження в рівні основи F_{bk} , що діє у напрямі прикладеного сейсмічного впливу, може бути визначено з виразу $F_{bk} = S_d(T_k) m_k$. Може бути показано, що сума ефективних модальних мас (для всіх форм коливань по даному напрямі) дорівнює масі конструкції.

(4) Коли використовується просторова модель, вищезгадані умови мають бути перевірені для кожного відповідного напрямі.

(5) Якщо вимоги, вказані в (3), не можуть бути виконані (наприклад, в будівлях із значним внеском крутильних коливань), то мінімальна кількість форм k , які мають бути прийняті до уваги в просторовому розрахунку, повинна задовольняти двом наступним умовам:

$$k \geq 3 \sqrt{n} \quad (4.13)$$

$$T_k \leq 0,20 \text{ с}, \quad (4.14)$$

де:

k кількість форм, прийнятих в розрахунках;
 n кількість поверхів над фундаментом або верхом жорсткої основи;
 T_k період коливань по формі k .

4.3.3.3 Modal response spectrum analysis

4.3.3.3.1 General

(1)P This type of analysis shall be applied to buildings which do not satisfy the conditions given in 4.3.3.2.1(2) for applying the lateral force method of analysis.

(2)P The response of all modes of vibration contributing significantly to the global response shall be taken into account.

(3) The requirements specified in paragraph (2)P may be deemed to be satisfied if either of the following can be demonstrated:

- the sum of the effective modal masses for the modes taken into account amounts to at least 90% of the total mass of the structure;

- all modes with effective modal masses greater than 5% of the total mass are taken into account.

NOTE The effective modal mass m_k , corresponding to a mode k , is determined so that the base shear force F_{bk} , acting in the direction of application of the seismic action, may be expressed as $F_{bk} = S_d(T_k) m_k$. It can be shown that the sum of the effective modal masses (for all modes and a given direction) is equal to the mass of the structure.

(4) When using a spatial model, the above conditions should be verified for each relevant direction.

(5) If the requirements specified in (3) cannot be satisfied (e.g. in buildings with a significant contribution from torsional modes), the minimum number k of modes to be taken into account in a spatial analysis should satisfy both the two following conditions:

$$k \geq 3 \sqrt{n} \quad (4.13)$$

$$\text{and} \quad T_k \leq 0,20 \text{ с}, \quad (4.14)$$

where

k is the number of modes taken into account;
 n is the number of storeys above the foundation or the top of a rigid basement;
 T_k is the period of vibration of mode k .

4.3.3.3.2 Комбінація модальних реакцій

(1) Реакції по двох формах коливань i та j (включаючи поступальну і крутильну форми) можуть бути прийняті як незалежні одна від одної, якщо їх періоди T_i і T_j задовольняють (при $T_j \leq T_i$) наступній умові:

$$T_j \leq 0,9 T_i. \quad (4.15)$$

(2) Кожен раз, коли всі важливі модальні реакції (див. 4.3.3.3.1(3) - (5)) можуть розглядатися як незалежні одна від одної, максимальна величина E_E ефекту сейсмічного впливу може бути прийнята так:

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2}, \quad (4.16)$$

де
 E_E розглянутий ефект сейсмічного впливу (сила, переміщення і так далі);
 E_{Ei} величина результату цього сейсмічного впливу за i -ою формою коливань.

(3)P Якщо (1) не виконується, мають бути прийняті точніші процедури для поєднання модального максимуму, такі як «Повна квадратична комбінація».

4.3.3.3.3 Дія кручення

(1) Кожного разу, коли для розрахунку використовується просторова модель, дія випадкового кручення, про яку йдеться в 4.3.2(1)P, може бути визначена як огинаюча ефектів від застосування статичних навантажень, та складаються з множин крутильних моментів M_{ai} навколо вертикальної осі кожного i -го поверху:

$$M_{ai} = e_{ai} F_i, \quad (4.17)$$

де
 M_{ai} крутильний момент, прикладений до i -го поверху навколо його вертикальної осі;
 e_{ai} випадковий ексцентриситет маси i -го поверху згідно виразу (4.3) для всіх відповідних напрямів;
 F_i горизонтальна сила, що діє на i -й поверх як встановлено в 4.3.3.2.3 для всіх відповідних напрямів.

4.3.3.3.2 Combination of modal responses

(1) The response in two vibration modes i and j (including both translational and torsional modes) may be taken as independent of each other, if their periods T_i and T_j satisfy (with $T_j \leq T_i$) the following condition:

$$T_j \leq 0,9 T_i. \quad (4.15)$$

(2) Whenever all relevant modal responses (see 4.3.3.3.1(3)-(5)) may be regarded as independent of each other, the maximum value E_E of a seismic action effect may be taken as:

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2}, \quad (4.16)$$

where
 E_E is the seismic action effect under consideration (force, displacement, etc.);
 E_{Ei} is the value of this seismic action effect due to the vibration mode i .

(3)P If (1) is not satisfied, more accurate procedures for the combination of the modal maxima, such as the "Complete Quadratic Combination" shall be adopted.

4.3.3.3.3 Torsional effects

(1) Whenever a spatial model is used for the analysis, the accidental torsional effects referred to in 4.3.2(1)P may be determined as the envelope of the effects resulting from the application of static loadings, consisting of sets of torsional moments M_{ai} about the vertical axis of each storey i :

$$M_{ai} = e_{ai} F_i, \quad (4.17)$$

where
 M_{ai} is the torsional moment applied at storey i about its vertical axis;
 e_{ai} is the accidental eccentricity of storey mass i in accordance with expression (4.3) for all relevant directions;
 F_i is the horizontal force acting on storey i , as derived in 4.3.3.2.3 for all relevant directions.

(2) Впливи навантажень відповідно до (1) повинні братися в розрахунок з позитивним або негативним знаками (однаковий знак для всіх поверхів).

(3) Кожного разу, коли використовуються дві окремі плоскі моделі для розрахунку, дія кручення може бути розрахована шляхом застосування правил 4.3.3.2.4(2) до ефектів, що обчислюються відповідно до 4.3.3.3.2.

4.3.3.4 Нелінійні методи

4.3.3.4.1 Загальні відомості

(1)Р Математична модель, що використовується для пружного розрахунку, має бути розширена, щоб включити міцність конструктивних елементів і їх післяпружну поведінку.

(2) Як мінімум, білінійна залежність «сила – деформація» має бути використана на рівні елементів. Пружна жорсткість білінійної залежності «сила – деформація» в залізобетонних будівлях і будівлях з кам'яною кладкою повинна відповідати жорсткості перерізу з тріщиною (див. 4.3.1(7)). У пластичних елементах, в яких передбачається прояв залишкової пружної післядії під час реакції, пружна жорсткість білінійної залежності має бути січною жорсткістю до межі текучості. Допускаються трилінійні співвідношення «сила- деформація», які враховують жорсткість до появи тріщини і після її виникнення.

(3) Можна припустити нульову залишкову жорсткість. Якщо очікується деградація міцності, наприклад, в стінах кам'яної кладки або інших крихких елементах, то це слід врахувати в діаграмі «сила-деформація» цих елементів.

(4) Якщо інше не вказане, то властивості елементів повинні ґрунтуватися на середніх значеннях властивостей матеріалу. Для нових конструкцій середні значення властивостей матеріалу можуть бути оцінені на основі відповідних характеристичних величин на базі інформації, приведеної в EN 1992 - EN 1996 або в матеріалах Європейських норм.

(5)Р Навантаження від власної ваги відповідно до 3.2.4 мають бути враховані у відповідних елементах математичних моделей.

(2) The effects of the loadings in accordance with (1) should be taken into account with positive and negative signs (the same sign for all storeys).

(3) Whenever two separate planar models are used for the analysis, the torsional effects may be accounted for by applying the rules of 4.3.3.2.4(2) to the action effects computed in accordance with 4.3.3.3.2.

4.3.3.4 Non-linear methods

4.3.3.4.1 General

(1)P The mathematical model used for elastic analysis shall be extended to include the strength of structural elements and their post-elastic behaviour.

(2) As a minimum, a bilinear force–deformation relationship should be used at the element level. In reinforced concrete and masonry buildings, the elastic stiffness of a bilinear force–deformation relation should correspond to that of cracked sections (see 4.3.1(7)). In ductile elements, expected to exhibit post-yield excursions during the response, the elastic stiffness of a bilinear relation should be the secant stiffness to the yield-point. Trilinear force–deformation relationships, which take into account precrack and post-crack stiffnesses, are allowed.

(3) Zero post-yield stiffness may be assumed. If strength degradation is expected, e.g. for masonry walls or other brittle elements, it has to be included in the force– deformation relationships of those elements.

(4) Unless otherwise specified, element properties should be based on mean values of the properties of the materials. For new structures, mean values of material properties may be estimated from the corresponding characteristic values on the basis of information provided in EN 1992 to EN 1996 or in material ENs.

(5)P Gravity loads in accordance with 3.2.4 shall be applied to appropriate elements of the mathematical model.

(6) Осьові сили від гравітаційних навантажень повинні враховуватися, коли визначаються залежності «сила-деформація» для конструктивних елементів. Згинальними моментами у вертикальних конструктивних елементах від гравітаційних навантажень можна знехтувати, якщо вони значно не впливають на загальну роботу конструкції.

(7)P Сейсмічний вплив має бути прикладений як в додатному, так і в від'ємному напрямках, і максимальні сейсмічні ефекти, в результаті цього, повинні бути використані.

4.3.3.4.2 Нелінійний статичний розрахунок (при дії слабких землетрусів)

4.3.3.4.2.1 Загальні відомості

(1) Розрахунок з урахуванням слабких землетрусів є нелінійним статичним розрахунком, виконаним в умовах постійних гравітаційних навантажень і горизонтальних навантажень, що монотонно збільшуються. Він може бути застосований для перевірки конструктивної якості нових запроєктованих і існуючих будівель для наступних цілей:

a) для перевірки або перегляду значення відношення перевантаження α_u/α_1 (див. **5.2.2.2, 6.3.2, 7.3.2**);

b) для оцінки очікуваних пластичних механізмів і розподілу пошкоджень;

c) для оцінки конструктивної якості існуючих або модернізованих будівель, що задовольняють вимогам EN 1998-3;

d) як альтернатива проектуванню, заснованому на лінійному пружному розрахунку, який використовує показник поведінки q . В цьому випадку, цільове переміщення, як наголошується в **4.3.3.4.2.6(1)P**, має бути використане як основа проектування.

(2)P Будівлі, що не відповідають критерію регулярності **4.2.3.2** або критерію **4.3.3.1(8) a) - e)**, мають бути проаналізовані з використанням просторової моделі. Можуть бути виконані два незалежні розрахунки з горизонтальними навантаженнями, прикладеними тільки в одному напрямі.

(3) Для будівель, що відповідають критерію регулярності **4.2.3.2** або критерію **4.3.3.1(8) a) - d)**, аналіз може бути виконаний з використанням двох плоских моделей, по одній для кожного основного горизонтального напрямку.

(6) Axial forces due to gravity loads should be taken into account when determining force – deformation relations for structural elements. Bending moments in vertical structural elements due to gravity loads may be neglected, unless they substantially influence the global structural behaviour.

(7)P The seismic action shall be applied in both positive and negative directions and the maximum seismic effects as a result of this shall be used.

4.3.3.4.2 Non-linear static (pushover) analysis

4.3.3.4.2.1 General

(1) Pushover analysis is a non-linear static analysis carried out under conditions of constant gravity loads and monotonically increasing horizontal loads. It may be applied to verify the structural performance of newly designed and of existing buildings for the following purposes:

a) to verify or revise the overstrength ratio values α_u/α_1 (see **5.2.2.2, 6.3.2, 7.3.2**);

b) to estimate the expected plastic mechanisms and the distribution of damage;

c) to assess the structural performance of existing or retrofitted buildings for the purposes of EN 1998-3;

d) as an alternative to the design based on linear-elastic analysis which uses the behaviour factor q . In that case, the target displacement indicated in **4.3.3.4.2.6(1)P** should be used as the basis of the design.

(2)P Buildings not conforming to the regularity criteria of **4.2.3.2** or the criteria of **4.3.3.1(8)a-e)** shall be analysed using a spatial model. Two independent analyses with lateral loads applied in one direction only may be performed.

(3) For buildings conforming to the regularity criteria of **4.2.3.2** or the criteria of **4.3.3.1(8) a) - d)** the analysis may be performed using two planar models, one for each main horizontal direction.

(4) Для низьких цегляних будівель, в яких поведінка конструкцій стін визначається в основному зсувом, кожен поверх може бути розрахований незалежно.

(5) Вимоги в (4) вважаються задовільними, якщо число поверхів 3 або менше і якщо середнє характеристичне відношення (висоти до ширини) конструкцій стін менше 1,0.

4.3.3.4.2.2. Горизонтальні навантаження

(1) Мають бути застосовані, принаймні, два вертикальні розподіли горизонтальних навантажень:

- «рівномірна» модель, яка заснована на горизонтальних силах, пропорційних масі, незалежно від висоти (рівномірне прискорення реакції);

- «модальна» модель, пропорційна горизонтальним силам з відповідним розподілом горизонтальних сил в розглядаємому напрямі, визначеним в пружному аналізі (згідно з 4.3.3.2 або 4.3.3.3).

(2)P Горизонтальні сили в розрахунковій моделі мають бути прикладені в місцях розташування мас. Має бути взятий до уваги випадковий ексцентриситет відповідно до 4.3.2(1)P.

4.3.3.4.2.3 Крива навантаження

(1) Залежність між поперечною силою зсуву в основі і контрольним переміщенням («крива навантаження») має бути визначена при використанні методу аналізу слабких землетрусів для значень контрольного переміщення в діапазоні від нуля до значення, що відповідає 150 % цільових переміщень, визначених в 4.3.3.4.2.6.

(2) Контрольне переміщення може братись в центрі маси покрівлі будівлі. Верх надбудови на даху (пентхаус) не повинен розглядатися як покрівля.

4.3.3.4.2.4 Показник перевантаження

(1) Коли відношення, що характеризує перевантаження α_u/α_1 , визначається з використанням розрахунку при дії слабких землетрусів, має бути використане нижнє значення показника перевантаження, отриманого для розподілу двох горизонтальних навантажень.

(4) For low-rise masonry buildings, in which structural wall behaviour is dominated by shear, each storey may be analysed independently.

(5) The requirements in (4) are deemed to be satisfied if the number of storeys is 3 or less and if the average aspect (height to width) ratio of structural walls is less than 1,0.

4.3.3.4.2.2 Lateral loads

(1) At least two vertical distributions of the lateral loads should be applied:

– a “uniform” pattern, based on lateral forces that are proportional to mass regardless of elevation (uniform response acceleration);

– a “modal” pattern, proportional to lateral forces consistent with the lateral force distribution in the direction under consideration determined in elastic analysis (in accordance with 4.3.3.2 or 4.3.3.3).

(2)P Lateral loads shall be applied at the location of the masses in the model. Accidental eccentricity in accordance with 4.3.2(1)P shall be taken into account.

4.3.3.4.2.3 Capacity curve

(1) The relation between base shear force and the control displacement (the “capacity curve”) should be determined by pushover analysis for values of the control displacement ranging between zero and the value corresponding to 150% of the target displacement, defined in 4.3.3.4.2.6.

(2) The control displacement may be taken at the centre of mass of the roof of the building. The top of a penthouse should not be considered as the roof.

4.3.3.4.2.4 Overstrength factor

(1) When the overstrength ratio (α_u/α_1) is determined by pushover analysis, the lower value of the overstrength factor obtained for the two lateral load distributions should be used.

4.3.3.4.2.5 Механізм пластичності

(1)P Механізм пластичності має бути визначено для розподілу двох прикладених горизонтальних навантажень. Механізми пластичності повинні відповідати механізмам, на яких ґрунтується показник поведінки q , використаний в проекті.

4.3.3.4.2.6 Допустиме переміщення

(1)P Допустиме переміщення має бути визначене як вимога забезпечення сейсмостійкості, що витікає з спектру пружної реакції **3.2.2.2**, залежно від переміщення еквівалентної системи з одним ступенем свободи.

ПРИМІТКА. Інформативний Додаток В дає структуру визначення допустимого переміщення з спектру пружної реакції.

4.3.3.4.2.7 Процедура для оцінки дії кручення

(1)P Розрахунок при дії слабких землетрусів, виконаний відповідно до моделей сил, вказаних в **4.3.3.4.2.2**, може значно недооцінювати деформації від крутіння в жорсткій/міцній стороні згинальної будівлі, тобто будівлі з переважаючими крутильними коливаннями по першій формі. Те ж саме застосовується для деформацій в одному напрямі жорсткої/міцної сторони будівлі з переважаючими крутильними коливаннями по другій формі. Для таких будівель переміщення в жорсткій/міцній стіні мають бути збільшені в порівнянні з ними ж у відповідній крутильно збалансованій конструкції.

ПРИМІТКА. Жорстка/ міцна сторона в плані це така сторона, яка проявляє менші горизонтальні переміщення, ніж протилежна сторона при статичних горизонтальних силах, паралельних їй. Для крутіння згинальних будівель динамічні переміщення з жорсткої/міцної сторони можуть значно збільшуватися із-за впливу переважаючої крутильної форми коливань.

(2) Вимога, яка вказана в (1) цього підрозділу, вважається витриманою, якщо коефіцієнт збільшення, застосований до переміщення жорсткої/міцної сторони, ґрунтується на результатах пружного модального аналізу просторової моделі.

(3) Якщо використовуються дві плоскі моделі

4.3.3.4.2.5 Plastic mechanism

(1)P The plastic mechanism shall be determined for the two lateral load distributions applied. The plastic mechanisms shall conform to the mechanisms on which the behaviour factor q used in the design is based.

4.3.3.4.2.6 Target displacement

(1)P The target displacement shall be defined as the seismic demand derived from the elastic response spectrum of **3.2.2.2** in terms of the displacement of an equivalent single-degree-of-freedom system.

NOTE Informative Annex B gives a procedure for the determination of the target displacement from the elastic response spectrum.

4.3.3.4.2.7 Procedure for the estimation of the torsional effects

(1)P Pushover analysis performed with the force patterns specified in **4.3.3.4.2.2** may significantly underestimate deformations at the stiff/strong side of a torsionally flexible structure, i.e. a structure with a predominantly torsional first mode of vibration. The same applies for the stiff/strong side deformations in one direction of a structure with a predominately torsional second mode of vibration. For such structures, displacements at the stiff/strong side shall be increased, compared to those in the corresponding torsionally balanced structure.

NOTE The stiff/strong side in plan is the one that develops smaller horizontal displacements than the opposite side, under static lateral forces parallel to it. For torsionally flexible structures, the dynamic displacements at the stiff/strong side may considerably increase due to the influence of the predominantly torsional mode.

(2) The requirement specified in (1) of this subclause is deemed to be satisfied if the amplification factor to be applied to the displacements of the stiff/strong side is based on the results of an elastic modal analysis of the spatial model.

(3) If two planar models are used for analysis of

для розрахунку будівлі, яка є регулярною в плані, то дія кручення може бути оцінена відповідно до **4.3.3.2.4** або **4.3.3.3.3**.

4.3.3.4.3 Нелінійні розрахунки, що враховують зміни в часі

(1) Реакції будівля, в залежності від часу, може бути отримана через пряме чисельне інтегрування диференціальних рівнянь руху, використовуючи акселерограми, вказані в **3.2.3.1** для відображення руху ґрунту.

(2) Конструктивні моделі повинні відповідати **4.3.3.4.1(2) - (4)** і доповнюватися правилами, що описують поведінку елемента при після - пружних - циклах навантаження-розвантаження. Ці правила повинні реально відобразити розсіювання енергії в елементі в діапазоні амплітуд переміщення, очікуваних при сейсмічній проектній ситуації.

(3) Якщо реакція отримана, принаймні, з 7-ми нелінійних розрахунків, що враховують зміни в часі руху ґрунту відповідно до **3.2.3.1**, то середнє значення величини реакції всіх цих розрахунків має бути використане як проектна величина ефекту впливу E_d при відповідній перевірці **4.4.2.2**. В іншому випадку, найбільш несприятливе значення величини реакції зі всіх розрахунків повинно бути використано як E_d .

4.3.3.5 Комбінація дій компонентів сейсмічного впливу

4.3.3.5.1 Горизонтальні компоненти сейсмічного впливу

(1) Р Зазвичай горизонтальні компоненти сейсмічного впливу (див. **3.2.2.1(3)**) повинні бути прийняті, як діючі одночасно.

(2) Комбінація горизонтальних компонент сейсмічного впливу може бути враховане таким чином:

a) Реакція будівлі на кожен компоненту має бути оцінена окремо, використовуючи правила комбінацій для модальних реакцій, наведені в **4.3.3.3.2**.

b) Максимальне значення дії кожної з двох горизонтальних компонент сейсмічного впливу, діючих на будівлю може бути оцінене як корінь

structures which are regular in plan, the torsional effects may be estimated in accordance with **4.3.3.2.4** or **4.3.3.3.3**.

4.3.3.4.3 Non-linear time-history analysis

(1) The time-dependent response of the structure may be obtained through direct numerical integration of its differential equations of motion, using the accelerograms defined in **3.2.3.1** to represent the ground motions.

(2) The structural element models should conform to **4.3.3.4.1(2)-(4)** and be supplemented with rules describing the element behaviour under post-elastic unloading/reloading cycles. These rules should realistically reflect the energy dissipation in the element over the range of displacement amplitudes expected in the seismic design situation.

(3) If the response is obtained from at least 7 nonlinear time-history analyses with ground motions in accordance with **3.2.3.1**, the average of the response quantities from all of these analyses should be used as the design value of the action effect E_d in the relevant verifications of **4.4.2.2**. Otherwise, the most unfavourable value of the response quantity among the analyses should be used as E_d .

4.3.3.5 Combination of the effects of the components of the seismic action

4.3.3.5.1 Horizontal components of the seismic action

(1) P In general the horizontal components of the seismic action (see **3.2.2.1(3)**) shall be taken as acting simultaneously.

(2) The combination of the horizontal components of the seismic action may be accounted for as follows.

a) The structural response to each component shall be evaluated separately, using the combination rules for modal responses given in **4.3.3.3.2**.

b) The maximum value of each action effect on the structure due to the two horizontal components of the seismic action may then be estimated by the square

квадратний з суми квадратів величин впливів по кожній горизонтальній компоненті.

с) Правило б) зазвичай дає надійну оцінку можливих значень дії інших впливів одночасно з максимальним значенням, отриманим як в б). Можуть бути використані точніші моделі для оцінки можливих значень діючих одночасно більш ніж один вплив, обумовлені двома горизонтальними складовими сейсмічного впливу.

(3) Як альтернатива б) і с) з (2) цього підрозділу, завдяки комбінації горизонтальних компонент сейсмічного впливу, діючі ефекти можуть бути обчислені, використовуючи дві наступні комбінації:

$$a) E_{Edx} \text{ "+" } 0,30 E_{E_{dy}}, \quad (4.18)$$

$$b) 0,30 E_{Edx} \text{ "+" } E_{E_{dy}}, \quad (4.19)$$

де
"+" мається на увазі «повинна поєднуватися з»;

E_{Edx} представляє результати дії, обумовлені прикладанням сейсмічного впливу вздовж вибраної горизонтальної осі x будівлі;

$E_{E_{dy}}$ представляє результати дії, обумовлені прикладанням того ж самого сейсмічного впливу вздовж ортогональної горизонтальної осі y будівлі.

(4) Якщо конструктивна система або будівля, що класифікується як регулярна по висоті відрізняється за різними горизонтальними напрямками, то значення показника поведінки q теж можуть бути різними.

(5)P Знак кожної складової у вищенаведених комбінаціях повинен прийматися як найбільш несприятливий для окремого діючого ефекту, що розглядається.

(6) Коли використовується нелінійний статичний розрахунок (при дії слабких землетрусів) і застосовується просторова модель, то поєднання правил (2) і (3) цього підрозділу мають бути застосовані, враховуючи сили і деформації, викликані використанням допустимого переміщення у напрямку x , як E_{Edx} , а сили і деформації, викликані використанням допустимого переміщення у напрямку y , як $E_{E_{dy}}$.

root of the sum of the squared values of the action effect due to each horizontal component.

c) The rule b) generally gives a safe side estimate of the probable values of other action effects simultaneous with the maximum value obtained as in b). More accurate models may be used for the estimation of the probable simultaneous values of more than one action effect due to the two horizontal components of the seismic action.

(3) As an alternative to b) and c) of (2) of this subclause, the action effects due to the combination of the horizontal components of the seismic action may be computed using both of the two following combinations:

$$a) E_{Edx} \text{ "+" } 0,30 E_{E_{dy}}, \quad (4.18)$$

$$b) 0,30 E_{Edx} \text{ "+" } E_{E_{dy}}, \quad (4.19)$$

where

"+" implies "to be combined with";

E_{Edx} represents the action effects due to the application of the seismic action along the chosen horizontal axis x of the structure;

$E_{E_{dy}}$ represents the action effects due to the application of the same seismic action along the orthogonal horizontal axis y of the structure.

(4) If the structural system or the regularity classification of the building in elevation is different in different horizontal directions, the value of the behaviour factor q may also be different.

(5)P The sign of each component in the above combinations shall be taken as being the most unfavourable for the particular action effect under consideration.

(6) When using non-linear static (pushover) analysis and applying a spatial model, the combination rules of (2) and (3) in this subclause should be applied, considering the forces and deformations due to the application of the target displacement in the x direction as E_{Edx} and the forces and deformations due to the application of the target displacement in the y direction as $E_{E_{dy}}$. The internal forces resulting from the combination should not exceed the corresponding

Інерційні сили, обумовлені таким поєднанням, не повинні перевищувати відповідної несучої здатності.

(7)Р Коли використовується нелінійний розрахунок з урахуванням зміни в часі і використовується просторова модель конструкції, то необхідно враховувати одночасну лію акселерограм в обох горизонтальних напрямках.

(8) Для будівель, що задовольняють критеріям регулярності в плані і в яких стіни або незалежні системи в'язів по двох основних горизонтальних напрямках є лише основними сейсмічними елементами (див. 4.2.2), сейсмічний вплив може вважатися діючим незалежно і без урахування комбінацій (2) і (3) цього підрозділу по двох основних ортогональних горизонтальних осях будівлі.

4.3.3.5.2 Вертикальна компонента сейсмічного впливу

(1) Якщо a_{vg} більше, ніж 0,25g (2,5 м/с²), то вертикальна компонента сейсмічного впливу, як визначено в 3.2.2.3, повинна бути прийнята до уваги в наступних випадках:

- для горизонтальних або близьких до горизонтальних конструктивних елементів прогоном 20 м або більше;
- для горизонтальних або близьких до горизонтальних консольних елементів довше 5 м;
- для горизонтальних або близьких до горизонтальних попередньо напружених елементів;
- для балок, що підтримують колони;
- у будівлях з віброізоляцією.

(2) Розрахунок для визначення впливу вертикальної компоненти сейсмічного впливу може ґрунтуватися на частковій моделі будівлі, яка включає елементи, на які діє дана вертикальна компонента (наприклад, елементи, перераховані в попередньому параграфі), і враховує жорсткість сусідніх елементів.

(3) Дію вертикальної складової необхідно враховувати лише для розглядаємих елементів (наприклад, перерахованих в (1) цього підрозділу) і безпосередньо пов'язаних з ними опорних елементів або підконструкцій.

capacities.

(7)P When using non-linear time-history analysis and employing a spatial model of the structure, simultaneously acting accelerograms shall be taken as acting in both horizontal directions.

(8) For buildings satisfying the regularity criteria in plan and in which walls or independent bracing systems in the two main horizontal directions are the only primary seismic elements (see 4.2.2), the seismic action may be assumed to act separately and without combinations (2) and (3) of this subclause, along the two main orthogonal horizontal axes of the structure.

4.3.3.5.2 Vertical component of the seismic action

(1) If a_{vg} is greater than 0,25 g (2,5 m/s²) the vertical component of the seismic action, as defined in 3.2.2.3, should be taken into account in the cases listed below:

- for horizontal or nearly horizontal structural members spanning 20 m or more;
- for horizontal or nearly horizontal cantilever components longer than 5 m;
- for horizontal or nearly horizontal pre-stressed components;
- for beams supporting columns;
- in base-isolated structures.

(2) The analysis for determining the effects of the vertical component of the seismic action may be based on a partial model of the structure, which includes the elements on which the vertical component is considered to act (e.g. those listed in the previous paragraph) and takes into account the stiffness of the adjacent elements.

(3) The effects of the vertical component need be taken into account only for the elements under consideration (e.g. those listed in (1) of this subclause) and their directly associated supporting elements or substructures.

(4) Якщо горизонтальні компоненти сейсмічного впливу також важливі для цих елементів, то можуть бути застосовані правила **4.3.3.5.1(2)**, поширені на три компоненти сейсмічного впливу. З іншого боку, всі три наступні комбінації можуть бути використані для обчислення діючих ефектів:

$$a) E_{Edx} \text{ "+" } 0,30 E_{E_{Dy}} \text{ "+" } 0,30 E_{Edz}; \quad (4.20)$$

$$b) 0,30 E_{Edx} \text{ "+" } E_{E_{Dy}} \text{ "+" } 0,30 E_{Edz}; \quad (4.21)$$

$$c) 0,30 E_{Edx} \text{ "+" } 0,30 E_{E_{Dy}} \text{ "+" } E_{Edz}; \quad (4.22)$$

де
"+" мається на увазі «повинна поєднуватися з»;

E_{Edx} та $E_{E_{Dy}}$ як в **4.3.3.5.1(3)**;

E_{Edz} представляє результати дії, обумовлені вертикальною компонентою проектного сейсмічного впливу, як визначено в **3.2.2.5(5)** і **(6)**.

(5) Якщо виконано нелінійний статичний розрахунок (при дії слабких землетрусів), то вертикальною складовою сейсмічного впливу можна знехтувати.

4.3.4 Розрахунок переміщення

(1)P Якщо виконується лінійний розрахунок, переміщення обумовлені проектним сейсмічним впливом мають бути обчислені на основі пружних деформацій конструктивної системи за допомогою наступного спрощеного виразу:

$$d_s = q_d d_e, \quad (4.23)$$

де:

d_s переміщення точки конструктивної системи, обумовлене проектним сейсмічним впливом;

q_d показник поведінки переміщення прийнятий рівним q , якщо інше не визначене;

d_e переміщення тієї ж самої точки конструктивної системи, яке визначено лінійним розрахунком, заснованим на проектному спектрі реакції відповідно до **3.2.2.5**.

Значення d_s не має бути більше, ніж значення, отримане з пружного спектру.

(4) If the horizontal components of the seismic action are also relevant for these elements, the rules in **4.3.3.5.1(2)** may be applied, extended to three components of the seismic action. Alternatively, all three of the following combinations may be used for the computation of the action effects:

$$a) E_{Edx} \text{ "+" } 0,30 E_{E_{Dy}} \text{ "+" } 0,30 E_{Edz}; \quad (4.20)$$

$$b) 0,30 E_{Edx} \text{ "+" } E_{E_{Dy}} \text{ "+" } 0,30 E_{Edz}; \quad (4.21)$$

$$c) 0,30 E_{Edx} \text{ "+" } 0,30 E_{E_{Dy}} \text{ "+" } E_{Edz}; \quad (4.22)$$

where

"+" implies "to be combined with";

E_{Edx} and $E_{E_{Dy}}$ are as in **4.3.3.5.1(3)**;

E_{Edz} represents the action effects due to the application of the vertical component of the design seismic action as defined in **3.2.2.5(5)** and **(6)**.

(5) If non-linear static (pushover) analysis is performed, the vertical component of the seismic action may be neglected.

4.3.4 Displacement analysis

(1)P If linear analysis is performed the displacements induced by the design seismic action shall be calculated on the basis of the elastic deformations of the structural system by means of the following simplified expression:

$$d_s = q_d d_e, \quad (4.23)$$

where

d_s is the displacement of a point of the structural system induced by the design seismic action;

q_d is the displacement behaviour factor, assumed equal to q unless otherwise specified;

d_e is the displacement of the same point of the structural system, as determined by a linear analysis based on the design response spectrum in accordance with **3.2.2.5**.

The value of d_s does not need to be larger than the value derived from the elastic spectrum.

ПРИМІТКА. Зазвичай q_d більше, ніж q , якщо період коливань будівлі за основною формою менше T_C (див. Рисунок В.2).

(2)P Коли визначається переміщення d_e , то необхідно враховувати крутильні ефекти сейсмічного впливу.

(3) Як для статичного, так і для динамічного нелінійних розрахунків, переміщення визначені таким чином, приймаються безпосередньо з розрахунку без подальшої зміни.

4.3.5 Неконструктивні елементи

4.3.5.1 Загальні відомості

1)P Неконструктивні елементи (додаткові елементи) будівель (наприклад, парапети, фронтони, антени, механічні додаткові елементи і устаткування, ненесучі стіни, перегородки, поручні), які можуть у разі руйнування викликати ризик для персоналу або вплинути на основну конструкцію будівлі або на управління критичними пристроями, мають бути перевірені спільно з їх опорами на опір проектному сейсмічному впливу.

(2)P Для неконструктивних елементів великої важливості або особливо небезпечних, сейсмічний розрахунок повинен ґрунтуватися на реальній моделі відповідних конструкцій та на використанні відповідного спектру реакції, отриманого з реакції опорних конструктивних елементів основної системи сейсмічного опору.

(3) У всіх інших випадках дозволяються обґрунтовані спрощення цієї процедури (наприклад, як дано в 4.3.5.2.(2)).

4.3.5.2 Верифікація

(1)P Неконструктивні елементи, а також їх в'язі і закріплення або анкерівка мають бути перевірені при сейсмічній проектній ситуації (див. 3.2.4).

ПРИМІТКА. Місцева передача дій на конструкції від закріплення неконструктивних елементів і їх вплив на поведінку конструкції повинні враховуватися. Вимоги до закріплення в бетоні наведені в EN 1992-1-1:2004, 2.7.

(2) Дії сейсмічного впливу можуть бути визначені шляхом прикладення до

NOTE In general q_d is larger than q if the fundamental period of the structure is less than T_C (see Figure B.2).

(2)P When determining the displacements d_e , the torsional effects of the seismic action shall be taken into account.

(3) For both static and dynamic non-linear analysis, the displacements determined are those obtained directly from the analysis without further modification.

4.3.5 Non-structural elements

4.3.5.1 General

(1)P Non-structural elements (appendages) of buildings (e.g. parapets, gables, antennae, mechanical appendages and equipment, curtain walls, partitions, railings) that might, in case of failure, cause risks to persons or affect the main structure of the building or services of critical facilities, shall, together with their supports, be verified to resist the design seismic action.

(2)P For non-structural elements of great importance or of a particularly dangerous nature, the seismic analysis shall be based on a realistic model of the relevant structures and on the use of appropriate response spectra derived from the response of the supporting structural elements of the main seismic resisting system.

(3) In all other cases properly justified simplifications of this procedure (e.g. as given in 4.3.5.2(2)) are allowed.

4.3.5.2 Verification

(1)P The non-structural elements, as well as their connections and attachments or anchorages, shall be verified for the seismic design situation (see 3.2.4)

NOTE The local transmission of actions to the structure by the fastening of non-structural elements and their influence on the structural behaviour should be taken into account. The requirements for fastenings to concrete are given in EN1992-1-1:2004, 2.7.

(2) The effects of the seismic action may be determined by applying to the nonstructural element

<p>неконструктивного елемента горизонтальної сили F_a, яка визначається за виразом:</p>	<p>a horizontal force F_a which is defined as follows:</p>
$F_a = (S_a W_a \gamma_a) / q_a \quad (4.24)$	$F_a = (S_a W_a \gamma_a) / q_a \quad (4.24)$
<p>де F_a горизонтальна сейсмічна сила, що діє в центрі маси неконструктивного елемента в найбільш несприятливому напрямі;</p>	<p>where F_a is the horizontal seismic force, acting at the centre of mass of the non-structural element in the most unfavourable direction;</p>
<p>W_a вага елемента;</p>	<p>W_a is the weight of the element;</p>
<p>S_a сейсмічний коефіцієнт, що застосовується для неконструктивних елементів (див. (3) цього підрозділу);</p>	<p>S_a is the seismic coefficient applicable to non-structural elements, (see (3) of this subclause);</p>
<p>γ_a показник важливості елемента, див. 4.3.5.3;</p>	<p>γ_a is the importance factor of the element, see 4.3.5.3;</p>
<p>q_a показник поведінки елемента, див. таблицю. 4.4.</p>	<p>q_a is the behaviour factor of the element, see Table 4.4.</p>
<p>(3) Сейсмічний коефіцієнт S_a може бути обчислений з використанням наступного виразу:</p>	<p>(3) The seismic coefficient S_a may be calculated using the following expression:</p>
$S_a = \alpha S [3(1 + z/H) / (1 + (1 - T_a/T_1)^2) - 0,5] \quad (4.25)$	$S_a = \alpha S [3(1 + z/H) / (1 + (1 - T_a/T_1)^2) - 0,5] \quad (4.25)$
<p>де α відношення проектного прискорення ґрунту a_g типу А до прискорення гравітації g;</p>	<p>where α is the ratio of the design ground acceleration on type A ground, a_g, to the acceleration of gravity g;</p>
<p>S коефіцієнт, що характеризує тип ґрунту;</p>	<p>S is the soil factor;</p>
<p>T_a основний період коливань неконструктивного елемента;</p>	<p>T_a is the fundamental vibration period of the non-structural element;</p>
<p>T_1 основний період коливань будівлі у відповідному напрямі;</p>	<p>T_1 is the fundamental vibration period of the building in the relevant direction;</p>
<p>z висота неконструктивного елемента над рівнем прикладення сейсмічного впливу;</p>	<p>z is the height of the non-structural element above the level of application of the seismic action;</p>
<p>H висота будівлі, зміряна від фундаменту або від верху жорсткої основи.</p>	<p>H is the building height measured from the foundation or from the top of a rigid basement.</p>
<p>Значення сейсмічного коефіцієнту S_a не може бути взяте менше, ніж $\alpha \cdot S$.</p>	<p>The value of the seismic coefficient S_a may not be taken less than $\alpha \cdot S$.</p>

4.3.5.3 Показники важливості

(1)Р Для наступних неконструктивних елементів показник важливості γ_a не має бути менше 1,5:

- елементи анкеровки техніки і устаткування, необхідних для систем життєзабезпечення ;

- резервуари і ємності, що містять токсичні або вибухові речовини, що розглядаються як небезпечні для безпеки населення.

(2) У всіх інших випадках показник важливості γ_a неконструктивних елементів може бути прийнятий рівним $\gamma_a = 1,0$.

4.3.5.4 Показники поведінки

(1) Верхні граничні значення показника поведінки q_a неконструктивних елементів приведені в Таблиці 4.4.

Таблиця 4.4: Значення q_a для неконструктивних елементів

Тип неконструктивного елемента	q_a
Консольні парапети або декори Вказівники або щити Димарі, щогли і резервуари на стійках, які є ослабленими консолями вздовж більш ніж на половини їх загальної висоти	1,0
Зовнішні і внутрішні стіни Перегородки і фасади Димарі, щогли і резервуари на стійках, які є ослабленими консолями вздовж більше половини їх загальної висоти, або зв'язані чи прикріплені до конструкції вище за їх центр маси Анкерні елементи для постійних шаф і книжкових стелажів, що спираються на перекриття Анкерні елементи для підвісних стель і арматури освітлювачів	2,0

4.3.5.3 Importance factors

(1)P For the following non-structural elements the importance factor γ_a shall not be less than 1,5:

- anchorage elements of machinery and equipment required for life safety systems;

- tanks and vessels containing toxic or explosive substances considered to be hazardous to the safety of the general public.

(2) In all other cases the importance factor γ_a of non-structural elements may be assumed to be $\gamma_a = 1,0$.

4.3.5.4 Behaviour factors

(1) Upper limit values of the behaviour factor q_a for non-structural elements are given in Table 4.4.

Table 4.4: Values of q_a for non-structural elements

Type of non-structural element	q_a
Cantilevering parapets or ornamentations Signs and billboards Chimneys, masts and tanks on legs acting as unbraced cantilevers along more than one half of their total height	1,0
Exterior and interior walls Partitions and facades Chimneys, masts and tanks on legs acting as unbraced cantilevers along less than one half of their total height, or braced or guyed to the structure at or above their centre of mass Anchorage elements for permanent cabinets and book stacks supported by the floor Anchorage elements for false (suspended) ceilings and light fixtures	2,0

4.3.6 Додаткові заходи для каркасів, заповнених кладкою

4.3.6.1 Загальні відомості

(1)Р **4.3.6.1 - 4.3.6.3** застосовуються для каркасів або каркасів еквівалентних подвійним бетонним системам класу DCH [клас будівель високого рівня пластичності] (див. Розділ 5), а також сталевих або сталезалізобетонних рам, що сприймають моменти, на основі концепції DCH (див. Розділи 6 і 7), з взаємодіючим не індустріальним (природним) заповненням кладки, які відповідають всім наступним умовам:

- a) кладка зведена після набіру міцності бетонних каркасів або монтажу сталевих каркасів;
- b) кладка знаходиться у контакті з каркасом (тобто без спеціальних відокремлюючих швів), але без конструктивного з'єднання з ним (завдяки затяжкам, поясам, стійкам або зсувні з'єднання);
- c) кладка розглядається, в принципі, як неконструктивний елемент.

(2) Хоча обсяг застосування **4.3.6.1 - 4.3.6.3** обмежується згідно (1)Р цього підрозділу, цей підрозділ дає критерії для хорошої практики, які можуть бути вигідними для прийняття при проектуванні бетонних конструкцій на основі концепції середньої пластичності або концепції низької пластичності, сталевих або сталезалізобетонних конструкцій із заповненням кладкою. Зокрема, для панелей, які можуть бути уразливі до пошкоджень із своєї площини, установка в'язів може зменшити небезпеку руйнування кладки.

(3)Р Положення в **1.3(2)**, що стосуються можливості подальшого удосконалення конструкції, також мають бути застосовні до заповнення.

(4) Для стінних або їм еквівалентних подвійних бетонних систем, а також для в'язевих сталевих або сталезалізобетонних систем взаємодією з цегляним заповненням можна нехтувати.

(5) Якщо законструйоване цегляне заповнення є частиною сейсмостійкої конструктивної системи, то розрахунок і проектування мають бути виконані відповідно до критеріїв і правил, наведених в розділі 9 для кладки в об'ємі.

4.3.6 Additional measures for masonry infilled frames

4.3.6.1 General

(1)P **4.3.6.1 to 4.3.6.3** apply to frame or frame equivalent dual concrete systems of DCH (see Section 5) and to steel or steel-concrete composite moment resisting frames of DCH (see Sections 6 and 7) with interacting non-engineered masonry infills that fulfil all of the following conditions:

- a) they are constructed after the hardening of the concrete frames or the assembly of the steel frame;
- b) they are in contact with the frame (i.e. without special separation joints), but without structural connection to it (through ties, belts, posts or shear connectors);
- c) they are considered in principle as non-structural elements.

(2) Although the scope of **4.3.6.1 to 4.3.6.3** is limited in accordance with (1)P of this subclause, these subclauses provide criteria for good practice, which it may be advantageous to adopt for DCM or DCL concrete, steel or composite structures with masonry infills. In particular for panels that might be vulnerable to out-of-plane failure, the provision of ties can reduce the hazard of falling masonry.

(3)P The provisions in **1.3(2)** regarding possible future modification of the structure shall apply also to the infills.

(4) For wall or wall-equivalent dual concrete systems, as well as for braced steel or steel-concrete composite systems, the interaction with the masonry infills may be neglected.

(5) If engineered masonry infills constitute part of the seismic resistant structural system, analysis and design should be carried out in accordance with the criteria and rules given in Clause 9 for confined masonry.

(6) Вимоги і критерії, наведені в **4.3.6.2**, вважаються додержаними, якщо витримуються правила, приведені в **4.3.6.3** і **4.3.6.4**, і спеціальні правила в Розділах **5** і **7**.

4.3.6.2 Вимоги і критерії

(1)P Слід брати до уваги наслідки нерегулярності в плані, обумовлені заповненням.

(2)P Слід брати до уваги наслідки нерегулярності по висоті, обумовлені заповненням.

(3)P Розрахунок має виходити з великих невизначуваностей, пов'язаних з поведінкою заповнення (а саме, мінливості їх механічних властивостей і їх прикріплень до оточуючого каркаса, їх можливої модифікації під час експлуатації будівлі, а також їх нерівномірного ступеня пошкодження під час землетрусу).

(4)P Слід взяти до уваги можливі несприятливі локальні взаємодії заповнення і каркаса (наприклад, зсувні руйнування колон при поперечних навантаженнях, обумовлені діагональною дією розпору заповнення; див. Розділи **5 - 7**).

4.3.6.3 Нерегулярності внаслідок заповнення кам'яною кладкою

4.3.6.3.1 Нерегулярність в плані

(1) Слід уникати значної нерегулярності, асиметрії або нерівномірності розташування заповнення в плані (зважаючи на розміри проходок або отворів в заповненні стін).

(2) У разі декількох нерегулярностей в плані із-за асиметричного розташування заповнення (наприклад, наявність заповнення в основному вздовж двох послідовних фасадів будівлі) має бути використана просторова модель для розрахунку конструкції. Заповнення має бути включено в модель і має бути виконаний розрахунок впливу відносно розташування і властивостей заповнення (наприклад, нехтуючи однією з трьох або чотирьох заповнених стін в плоскому каркасі, особливо на найбільш гнучких сторонах). Особлива увага має бути приділена перевірці конструктивних елементів гнучких сторін каркасу (тобто найвіддаленіших від сторони, де зосереджено заповнення) на протидію впливам будь-якої крутильної реакції, яка обумовлена особливостями розташування заповнення.

(6) The requirements and criteria given in **4.3.6.2** are deemed to be satisfied if the rules given in **4.3.6.3** and **4.3.6.4** and the special rules in Sections **5** to **7** are followed.

4.3.6.2 Requirements and criteria

(1)P The consequences of irregularity in plan produced by the infills shall be taken into account.

(2)P The consequences of irregularity in elevation produced by the infills shall be taken into account.

(3)P Account shall be taken of the high uncertainties related to the behaviour of the infills (namely, the variability of their mechanical properties and of their attachment to the surrounding frame, their possible modification during the use of the building, as well as their non-uniform degree of damage suffered during the earthquake itself).

(4)P The possibly adverse local effects due to the frame-infill-interaction (e.g. shear failure of columns under shear forces induced by the diagonal strut action of infills) shall be taken into account (see Sections **5** to **7**).

4.3.6.3 Irregularities due to masonry infills

4.3.6.3.1 Irregularities in plan

(1) Strongly irregular, unsymmetrical or non-uniform arrangements of infills in plan should be avoided (taking into account the extent of openings and perforations in infill panels).

(2) In the case of severe irregularities in plan due to the unsymmetrical arrangement of the infills (e.g. existence of infills mainly along two consecutive faces of the building), spatial models should be used for the analysis of the structure. Infills should be included in the model and a sensitivity analysis regarding the position and the properties of the infills should be performed (e.g. by disregarding one out of three or four infill panels in a planar frame, especially on the more flexible sides). Special attention should be paid to the verification of structural elements on the flexible sides of the plan (i.e. furthest away from the side where the infills are concentrated) against the effects of any torsional response caused by the infills.

(3) Заповнення стін з більш ніж одним значним отвором або проходкою (наприклад, двері і вікно і так далі) не повинні братися до уваги в моделях для розрахунку відповідно до (2) цього підрозділу.

(4) Коли заповнення кам'яної кладки розподілені не регулярно, але не так, щоб утворити деяку нерегулярність в плані, то ці нерегулярності можуть бути враховані за рахунок збільшення в 2,0 рази впливу випадкового ексцентриситету, обчисленого за правилами 4.3.3.2.4 і 4.3.3.3.3.

4.3.6.3.2 Нерегулярність по висоті

(1)P Якщо мають місце значні нерегулярності по висоті (наприклад, різке зменшення заповнення на одному або більш поверхах в порівнянні з іншими), то впливи сейсмічної дії у вертикальних елементах відповідних поверхів мають бути збільшені.

(2) Якщо не використовується точніша модель, то вимоги (1)P вважаються дотриманими, якщо розраховані впливи сейсмічної дії посилюються шляхом збільшення показника η , який визначається таким чином:

$$\eta = (1 + \Delta V_{Rw} / \Sigma V_{Ed}) \leq q, \quad (4.26)$$

де

ΔV_{Rw} загальне зменшення опору стін з кам'яної кладки на вказаному поверсі в порівнянні з більш заповненим поверхом над ним;

ΣV_{Ed} сума сейсмічних поперечних сил, що діють на всі вертикальні основні сейсмічні елементи вказаного поверху.

(3) Якщо вираз (4.26) призводить до збільшення показника η нижче, ніж 1,1, то немає необхідності зміни ефекту сейсмічної дії.

4.3.6.4 Обмеження пошкоджень заповнення

(1) Для конструктивних систем, що згадуються в 4.3.6.1(1)P і належать до всіх класів пластичності: низької, середньої або високої за винятком випадків низької сейсмічності (див. 3.2.1(4)), відповідні заходи повинні бути здійснені таким чином, щоб уникнути крихкого руйнування і передчасної втрати цілісності заповнення стін (зокрема, з цегляних стін з прорізами або з крихких матеріалів), а також часткового або загального руйнування з площини

(3) Infill panels with more than one significant opening or perforation (e.g. a door and a window, etc.) should be disregarded in models for analyses in accordance with (2) of this subclause.

(4) When the masonry infills are not regularly distributed, but not in such a way as to constitute a severe irregularity in plan, these irregularities may be taken into account by increasing by a factor of 2,0 the effects of the accidental eccentricity calculated in accordance with 4.3.3.2.4 and 4.3.3.3.3.

4.3.6.3.2 Irregularities in elevation

(1)P If there are considerable irregularities in elevation (e.g. drastic reduction of infills in one or more storeys compared to the others), the seismic action effects in the vertical elements of the respective storeys shall be increased.

(2) If a more precise model is not used, (1)P is deemed to be satisfied if the calculated seismic action effects are amplified by a magnification factor η defined as follows:

$$\eta = (1 + \Delta V_{Rw} / \Sigma V_{Ed}) \leq q, \quad (4.26)$$

where

ΔV_{Rw} is the total reduction of the resistance of masonry walls in the storey concerned, compared to the more infilled storey above it;

ΣV_{Ed} is the sum of the seismic shear forces acting on all vertical primary seismic members of the storey concerned.

(3) If expression (4.26) leads to a magnification factor η lower than 1,1, there is no need for modification of action effects.

4.3.6.4 Damage limitation of infills

(1) For the structural systems quoted in 4.3.6.1(1)P belonging to all ductility classes, DCL, DCM or DCH, except in cases of low seismicity (see 3.2.1(4)), appropriate measures should be taken to avoid brittle failure and premature disintegration of the infill walls

(in particular of masonry panels with openings or of friable materials), as well as the partial or total out-of-plane collapse of slender masonry panels. Particular attention should be paid to masonry panels

тонких стін кам'яної кладки. Особливу увагу необхідно приділити стінам кам'яної кладки з показником гнучкості (відношення меншої довжини або висоти стіни до товщини) більше 15.

(2) Приклади заходів згідно (1) цього підрозділу для поліпшення цілісності і поведінки заповнення як в площині, так і з площини, включають: легкі дротяні сітки, добре заанкеровані на одній поверхні стіни; анкерні в'язі, прикріплені до колон і залиті в основі площини кладки; бетонні колони і пояси упоперек панелі і через всю товщину стіни.

(3) Якщо є великі отвори або проходки в будь-якому заповненні стін, то їх краї повинні бути підсилені поясами і стійками.

4.4 Перевірка безпеки

4.4.1 Загальні відомості

(1)P Для перевірки безпеки мають бути розглянуті відповідні граничні стани (див. 4.4.2 і 4.4.3 нижче) і спеціальні заходи (див. 2.2.4).

(2) Для будівель класів важливості відмінних від IV (див. Таблицю 4.3) перевірки безпеки, що описані в 4.4.2 і 4.4.3, можуть вважатися задовільними, якщо одночасно виконуються дві наступні умови:

a) Загальна поперечна сила унаслідок сейсмічної проектної ситуації, обчислена з показником поведінки рівним величині, що застосовується до конструкцій з низьким згасанням (див. 2.2.2.(2)), менше, ніж поперечна сила внаслідок комбінації інших відповідних дій, при яких будівля проектується на основі лінійного пружного аналізу. Ці вимоги відносяться до перерізуючих сил по всіх конструкціях на рівні основи будівлі (фундаменту або верху жорсткої основи).

b) Беруться до уваги спеціальні заходи, описані в 2.2.4, за винятком положень 2.2.4.1(2) -(3).

4.4.2 Кінцевий граничний стан

4.4.2.1 Загальні відомості

(1)P Щоб були виконані вимоги відсутності руйнування (кінцевий граничний стан) в умовах сейсмічної проектної ситуації, повинні бути виконані умови, які відносяться до опору,

with a slenderness ratio (ratio of the smaller of length or height to thickness) of greater than 15.

(2) Examples of measures in accordance with (1) of this subclause, to improve both in-plane and out-of-plane integrity and behaviour, include light wire meshes well anchored on one face of the wall, wall ties fixed to the columns and cast into the bedding planes of the masonry, and concrete posts and belts across the panels and through the full thickness of the wall.

(3) If there are large openings or perforations in any of the infill panels, their edges should be trimmed with belts and posts.

4.4 Safety verifications

4.4.1 General

(1)P For the safety verifications the relevant limit states (see 4.4.2 and 4.4.3 below) and specific measures (see 2.2.4) shall be considered.

(2) For buildings of importance classes other than IV (see Table 4.3) the verifications prescribed in 4.4.2 and 4.4.3 may be considered satisfied if both of the following two conditions are met.

a) The total base shear due to the seismic design situation calculated with a behavior factor equal to the value applicable to low-dissipative structures (see 2.2.2(2)) is less than that due to the other relevant action combinations for which the building is designed on the basis of a linear elastic analysis. This requirement relates to the shear force over the entire structure at the base level of the building (foundation or top of a rigid basement).

b) The specific measures described in 2.2.4 are taken into account, with the exception of the provisions in 2.2.4.1(2)-(3).

4.4.2 Ultimate limit state

4.4.2.1 General

(1)P The no-collapse requirement (ultimate limit state) under the seismic design situation is considered to have been met if the following conditions regarding resistance, ductility, equilibrium,

пластичності, рівноваги, стійкості фундаменту і сейсмічних в'язей.

4.4.2.2 Умова опору

(1)P Наступне відношення повинно виконуватися для всіх конструктивних елементів, включаючи вузли з'єднання і відповідні неконструктивні елементи:

$$E_d \leq R_d, \quad (4.27)$$

де

E_d проектне значення впливу дії, обумовленої сейсмічною проектною ситуацією (див. EN 1990:2002, **6.4.3.4**), включаючи, якщо необхідно, впливи другого порядку (див. **(2)** цього підрозділу). Дозволяється перерозподіл згинаючих моментів відповідно EN 1992-1-1:2004; EN 1993-1:2004 і EN 1994-1-1:2004;

R_d відповідний проектний опір елементу, обчислений згідно правил, характерних для матеріала, що використовується (залежно від характерних значень властивостей матеріалу f_k і коефіцієнта γ_M), і відповідно до механічних моделей, які відповідають даному типу конструктивної системи, як наведено в розділах **5 - 9** цього документу і в інших важливих Європейських нормах.

(2) Впливи другого порядку немає необхідності враховувати, якщо наступна умова виконується на всіх поверххах будівлі:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10 \quad (4.28)$$

де

θ коефіцієнт чутливості міжповерхового відхилення ;

P_{tot} сумарна власна вага в рівні поверху та від вище розміщених поверхів в даній сейсмічній проектній ситуації;

d_r проектне міжповерхове відхилення, обчислене як різниця середнього бічного переміщення d_s зверху і знизу поверху, який розглядається та розрахованого відповідно до **4.3.4**;

V_{tot} сумарна сейсмічна поперечна сила в рівні поверху;

h міжповерхова висота.

foundation stability and seismic joints are met.

4.4.2.2 Resistance condition

(1)P The following relation shall be satisfied for all structural elements including connections and the relevant non-structural elements:

$$E_d \leq R_d, \quad (4.27)$$

where

E_d is the design value of the action effect, due to the seismic design situation (see EN 1990:2002 **6.4.3.4**), including, if necessary, second order effects (see **(2)** of this subclause). Redistribution of bending moments in accordance with EN 1992-1-1:2004, EN 1993-1:2004 and EN 1994-1-1:2004 is permitted;

R_d is the corresponding design resistance of the element, calculated in accordance with the rules specific to the material used (in terms of the characteristic values of material properties f_k and partial factor γ_M) and in accordance with the mechanical models which relate to the specific type of structural system, as given in Sections **5** to **9** of this document and in other relevant Eurocode documents.

(2) Second-order effects need not be taken into account if the following condition is fulfilled in all storeys:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10 \quad (4.28)$$

where

θ is the interstorey drift sensitivity coefficient;

P_{tot} is the total gravity load at and above the storey considered in the seismic design situation;

d_r is the design interstorey drift, evaluated as the difference of the average lateral displacements d_s at the top and bottom of the storey under consideration and calculated in accordance with **4.3.4**;

V_{tot} is the total seismic storey shear;

h is the interstorey height.

(3) Якщо $0,1 < \theta \leq 0,2$, то впливи другого порядку можна приблизно врахувати, помножив відповідні впливи сейсмічної дії на коефіцієнт, що дорівнює $1/(1 - \theta)$.

(4)P Значення коефіцієнта θ не повинно перевищувати 0,3.

(5) Якщо проектний вплив дії E_d виходить з нелінійного методу розрахунку (див. 4.3.3.4), то (1)P цього підрозділу повинен бути використаний залежно від сил тільки для крихких елементів. Для зон дисипації, які проектуються і деталізуються з вимог пластичності, умова опору, що описується виразом (4.27), має бути виконана залежно від деформацій елементів (наприклад, пластичного шарніру або хордових обертань) з відповідними показниками характеристик матеріалу які використовуються для деформаційної здатності елементів (див. також EN 1992-1-1:2004, 5.7(2); 5.7(4)P).

(6) Опір втомі немає необхідності перевіряти при сейсмічній проектній ситуації.

4.4.2.3 Умови загальної і локальної пластичності

(1)P Повинно бути перевірено чи мають достатню пластичність, як конструктивні елементи, так і будівля в цілому, маючи на увазі пластичність, очікувану при експлуатації, яка залежить від вибраної моделі і показника поведінки.

(2)P Повинні задовольнятися особливі вимоги відносно матеріалу, як вказано в розділах 5 - 9, включаючи, як відмічено, проектні положення навантаження з метою отримання ієрархії опору різних конструктивних компонентів, необхідних для забезпечення передбаченої конфігурації пластичних шарнірів, а також щоб уникнути форм крихкого руйнування.

(3)P У багатоповерхових будівлях з тонкими поверхнями необхідно враховувати утворення пластичного механізму, оскільки такий механізм може спричинити надмірні вимоги до локальної пластичності в колонах тонких поверхів.

(4) Якщо інше не вказане в розділах 5 - 8, щоб виконати вимогу (3)P в каркасних будівлях, включаючи будівлі еквівалентні каркасним, як визначено в 5.1.2(1), з двома або більше поверхнями, необхідно, щоб було виконано

(3) If $0,1 < \theta \leq 0,2$ the second-order effects may approximately be taken into account by multiplying the relevant seismic action effects by a factor equal to $1/(1 - \theta)$.

(4)P The value of the coefficient θ shall not exceed 0,3.

(5) If design action effects E_d are obtained through a nonlinear method of analysis (see 4.3.3.4), (1)P of this subclause should be applied in terms of forces only for brittle elements. For dissipative zones, which are designed and detailed for ductility, the resistance condition, expression (4.27), should be satisfied in terms of member deformations (e.g. plastic hinge or chord rotations), with appropriate material partial factors applied on member deformation capacities (see also EN 1992-1-1:2004, 5.7(2); 5.7(4)P).

(6) Fatigue resistance does not need to be verified under the seismic design situation.

4.4.2.3 Global and local ductility condition

(1)P It shall be verified that both the structural elements and the structure as a whole possess adequate ductility, taking into account the expected exploitation of ductility, which depends on the selected system and the behaviour factor.

(2)P Specific material related requirements, as defined in Sections 5 to 9, shall be satisfied, including, when indicated, capacity design provisions in order to obtain the hierarchy of resistance of the various structural components necessary for ensuring the intended configuration of plastic hinges and for avoiding brittle failure modes.

(3)P In multi-storey buildings formation of a soft storey plastic mechanism shall be prevented, as such a mechanism might entail excessive local ductility demands in the columns of the soft storey.

(4) Unless otherwise specified in Sections 5 to 8, to satisfy the requirement of (3)P, in frame buildings, including frame-equivalent ones as defined in 5.1.2(1), with two or more storeys, the following condition should be satisfied at all joints of primary

наступну умову в усіх вузлах основних або другорядних сейсмічних балок з основними сейсмічними колонами:

$$\Sigma M_{Rc} \geq 1,3 \Sigma M_{Rb}, \quad (4.29)$$

де

ΣM_{Rc} сума проектних значень моментів опору колон між вузлами. У виразі (4.29) повинна використовуватись мінімальна величина моменту опору колони в межах осьових сил колони, що викликаються сейсмічною проектною ситуацією;

ΣM_{Rb} сума проектних значень моментів опору балок між вузлами. Коли міцність з'єднань використовується частково, моменти опору цих з'єднань також беруться до уваги в розрахунку ΣM_{Rb} .

ПРИМІТКА. Строга інтерпретація виразу (4.29) вимагає обчислення моментів в центрі вузлового з'єднання. Ці моменти відповідають зростанню проектних значень моментів опору колон або балок на зовнішніх поверхнях вузлових з'єднань, плюс відповідна поправка для моментів із-за зсуву на поверхнях вузлів. Проте втрата точності неістотна і досягнуте спрощення заслуговує на увагу, якщо поправка на зсув не враховується. Така апроксимація вважається допустимою.

(5) Вираз (4.29) має бути виконаним в двох ортогональних вертикальних площинах згину, які в будівлях з каркасами, що розташовуються в двох ортогональних напрямках, визначаються цими двома напрямками. Він має бути виконаним для обох напрямів (додатного і від'ємного) дії моментів балок навколо вузла з'єднання, причому моменти колон завжди протилежні моментам балки. Якщо конструктивна система є каркасною або еквівалентною їй тільки в одному з двох основних горизонтальних напрямках конструктивної системи, то вираз (4.29) має бути виконаним саме в межах вертикальної площини для цього напрямку.

(6) Правила (4) і (5) цього підрозділу можна не задовольняти для верхніх рівнів багатопверхових будівель.

(7) Правила проектування для уникання форм крихкого руйнування приводяться в розділах 5 - 7.

(8) Правила (1)P і (2)P цього підрозділу

or secondary seismic beams with primary seismic columns:

$$\Sigma M_{Rc} \geq 1,3 \Sigma M_{Rb}, \quad (4.29)$$

where

ΣM_{Rc} is the sum of the design values of the moments of resistance of the columns framing the joint. The minimum value of column moments of resistance within the range of column axial forces produced by the seismic design situation should be used in expression (4.29);

ΣM_{Rb} is the sum of the design values of the moments of resistance of the beams framing the joint. When partial strength connections are used, the moments of resistance of these connections are taken into account in the calculation of ΣM_{Rb} .

NOTE A rigorous interpretation of expression (4.29) requires calculation of the moments at the centre of the joint. These moments correspond to development of the design values of the moments of resistance of the columns or beams at the outside faces of the joint, plus a suitable allowance for moments due to shears at the joint faces. However, the loss in accuracy is minor and the simplification achieved is considerable if the shear allowance is neglected. This approximation is then deemed to be acceptable.

(5) Expression (4.29) should be satisfied in two orthogonal vertical planes of bending, which, in buildings with frames arranged in two orthogonal directions, are defined by these two directions. It should be satisfied for both directions (positive and negative) of action of the beam moments around the joint, with the column moments always opposing the beam moments. If the structural system is a frame or equivalent to a frame in only one of the two main horizontal directions of the structural system, then expression (4.29) should be satisfied just within the vertical plane through that direction.

(6) The rules of (4) and (5) of this subclause are waived at the top level of multistory buildings.

(7) Capacity design rules to avoid brittle failure modes are given in Sections 5 to 7.

(8) The requirements of (1)P and (2)P of this

вважаються дотриманими, якщо виконуються всі наступні умови:

- a) задовольняються вимоги утворення пластичного механізму, отриманого на основі розрахунку, який враховує слабкі землетруси;
- b) загальна міжповерхова і місцева пластичність і вимоги деформативності з аналізу слабких землетрусів (з різним характером поперечного навантаження) не перевищують відповідну несучу здатність;
- c) крихкі елементи залишаються в пружній зоні.

4.4.2.4 Умова рівноваги

(1)P Конструкція будівлі має бути стійка – включаючи дії перекидання або зсуву – при сейсмічній проектній ситуації, вказаній в EN 1990:2002, **6.4.3.4**.

(2) В особливих випадках рівновага може бути перевірена за допомогою методів енергетичного балансу або методами геометричної нелінійності при сейсмічному впливі, визначеному, як описано в **3.2.3.1**.

4.4.2.5 Опір перекриттів

(1)P Перекриття і в'язі жорсткості в горизонтальній площині мають бути здатні передавати з відповідним перевантаженням дію проектного сейсмічного впливу локальним системам опору навантаженням, з якими вони сполучені.

(2) Вимога **(1)P** цього підрозділу вважається виконаною, якщо впливи сейсмічної дії в перекритті для відповідних перевірок опору, отримані з розрахунку та множаться на показник перевантаження γ_d , більший за 1,0.

ПРИМІТКА: Значення, які має показник γ_d для використання в країні можуть бути знайдені в її Національному додатку. Рекомендовані значення: 1,3 - для форм крихкого руйнування, таких як зсув в бетонних перекриттях, і 1,1 - для форм пластичного руйнування.

(3) Проектні положення для бетонних перекриттів дані в **5.10**.

subclause are deemed to be satisfied if all of the following conditions are satisfied:

- a) plastic mechanisms obtained by pushover analysis are satisfactory;
- b) global, interstorey and local ductility and deformation demands from pushover analyses (with different lateral load patterns) do not exceed the corresponding capacities;
- c) brittle elements remain in the elastic region.

4.4.2.4 Equilibrium condition

(1)P The building structure shall be stable - including overturning or sliding - in the seismic design situation specified in EN 1990:2002 **6.4.3.4**.

(2) In special cases the equilibrium may be verified by means of energy balance methods, or by geometrically non-linear methods with the seismic action defined as described in **3.2.3.1**.

4.4.2.5 Resistance of horizontal diaphragms

(1)P Diaphragms and bracings in horizontal planes shall be able to transmit, with sufficient overstrength, the effects of the design seismic action to the lateral loadresisting systems to which they are connected.

(2) The requirement in **(1)P** of this subclause is considered to be satisfied if for the relevant resistance verifications the seismic action effects in the diaphragm obtained from the analysis are multiplied by an overstrength factor γ_d greater than 1,0.

NOTE The values to be ascribed to γ_d for use in a country may be found in its National Annex. The recommended value for brittle failure modes, such as in shear in concrete diaphragms is 1.3, and for ductile failure modes is 1,1.

(3) Design provisions for concrete diaphragms are given in **5.10**.

4.4.2.6 Опір фундаментів

(1)P Фундаментна система повинна відповідати EN 1998-5:2004, Розділу 5 та EN 1997-1:2004.

(2)P Впливи дії для елементів фундаменту повинні визначатися на основі розгляду проектної несучої здатності, враховуючи розвиток можливого перевантаження, але вони не повинні перевищувати впливи дії, що відповідають реакції конструкції при сейсмічній проектній ситуації, властиві припущенню пружної поведінки ($q = 1,0$).

(3) Якщо впливи дії для фундаменту визначені з використанням значення показника поведінки q , відповідного конструкціям з низьким згасанням коливань (див. 2.2.2.(2)), то не потрібно ніяких розглядів проектної несучої здатності відповідно до вимог (2)P.

(4) Для фундаментів окремих вертикальних елементів (стіни або колони) умова (2)P, цього підрозділу вважається дотриманою, якщо проектні значення впливу дії E_F на фундаменти враховані таким чином:

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd} \Omega E_{F,E}, \quad (4.30)$$

де

γ_{Rd} коефіцієнт перевантаження, прийнятий рівним 1,0 при $q \leq 3$ або рівним 1,2 в інших випадках;

$E_{F,G}$ вплив внаслідок несейсмічної дії, включений в сполучення дій для сейсмічної проектної ситуації (див. EN 1990:2002, 6.4.3.4);

$E_{F,E}$ вплив дії з розрахунку проектної сейсмічної ситуації;

Ω значення $(R_{di}/E_{di}) \leq q$ дисипативної зони або елемент i конструкції, який має найбільший вплив на дію E_F ; що розглядається, де:

R_{di} - проектний опір зони або елемента i ;

E_{di} - проектне значення впливу дії на зону або елемент i при сейсмічній проектній ситуації.

(5) Для фундаментів основних стін або колон рамних каркасів, коефіцієнт Ω відповідає

4.4.2.6 Resistance of foundations

(1)P The foundation system shall conform to EN 1998-5:2004, Section 5 and to EN 1997-1:2004.

(2)P The action effects for the foundation elements shall be derived on the basis of capacity design considerations accounting for the development of possible overstrength, but they need not exceed the action effects corresponding to the response of the structure under the seismic design situation inherent to the assumption of an elastic behaviour ($q = 1,0$).

(3) If the action effects for the foundation have been determined using the value of the behaviour factor q applicable to low-dissipative structures (see 2.2.2.(2)), no capacity design considerations in accordance with (2)P are required.

(4) For foundations of individual vertical elements (walls or columns), (2)P of this subclause is considered to be satisfied if the design values of the action effects E_F on the foundations are derived as follows:

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd} \Omega E_{F,E}, \quad (4.30)$$

where

γ_{Rd} is the overstrength factor, taken as being equal to 1,0 for $q \leq 3$, or as being equal to 1,2 otherwise;

$E_{F,G}$ is the action effect due to the non-seismic actions included in the combination of actions for the seismic design situation (see EN 1990:2002, 6.4.3.4);

$E_{F,E}$ is the action effect from the analysis of the design seismic action; and

Ω is the value of $(R_{di}/E_{di}) \leq q$ of the dissipative zone or element i of the structure which has the highest influence on the effect E_F under consideration; where

R_{di} - is the design resistance of the zone or element i ;

E_{di} - is the design value of the action effect on the zone or element i in the seismic design situation.

(5) For foundations of structural walls or of columns of moment-resisting frames, Ω is the minimum value of the ratio M_{Rd}/M_{Ed} in the two

мінімальним значенням відношення M_{Rd}/M_{Ed} в двох ортогональних основних напрямках в найменшому поперечному перерізі, де пластичний шарнір може утворюватися у вертикальному елементі при сейсмічній проектній ситуації.

(6) Для фундаментів колон з симетричними в'язевими каркасами Ω відповідає мінімальній величині відношення $N_{pl,Rd}/N_{Ed}$ по всіх розтягнутих діагоналях в'язевого каркасу (див. **6.7.4(1)**).

(7) Для фундаментів колон з несиметричними в'язевими каркасами, Ω відповідає мінімальній величині відношень $V_{pl,Rd}/V_{Ed}$ по всіх зонах пластичного зсуву балок або $M_{pl,Rd}/M_{Ed}$ по всіх зонах пластичних шарнірів балок в'язевого каркасу (див. **6.8.3(1)**).

(8) Для спільних фундаментів, для більш ніж одного вертикального елемента (фундаментних балок, стрічкових фундаментів, ростверків, тощо) положення **(2)P** вважається дотриманим, якщо значення Ω , яке використовується у формулі (4.30), виводиться від вертикального елемента з найбільшою горизонтальною силою зсуву в проектній сейсмічній ситуації або, альтернативно, якщо значення $\Omega = 1$ використовується у виразі (4.30) із значенням коефіцієнта перевантаження γ_{Rd} , який збільшено до 1,4.

4.4.2.7 Вимога до сейсмічних швів

(1)P Будівлі мають бути захищені від зіткнення, викликаного при землетрусі коливаннями суміжних конструкцій, або конструктивно незалежних блоків однієї будівлі.

(2) Повинно бути виконано положення (1)P у наступних випадках:

a) для будівель або конструктивно незалежних блоків, які не належать до однієї ділянки, якщо відстань від межі ділянки до потенційних точок удару не менша, ніж максимальне горизонтальне переміщення будівлі на відповідному рівні, обчислене за формулою (4.23);

b) для будівель або конструктивно незалежних блоків, які належать до однієї ділянки, якщо відстань між ними не менша, ніж квадратний корінь суми квадратів (ККСК)

orthogonal principal directions at the lowest cross-section where a plastic hinge can form in the vertical element, in the seismic design situation.

(6) For the foundations of columns of concentric braced frames, Ω is the minimum value of the ratio $N_{pl,Rd}/N_{Ed}$ over all tensile diagonals of the braced frame (See **6.7.4(1)**).

(7) For the foundations of columns of eccentric braced frames, Ω is the minimum value of the ratio $V_{pl,Rd}/V_{Ed}$ over all beam plastic shear zones, or $M_{pl,Rd}/M_{Ed}$ over all beam plastic hinge zones in the braced frame (See **6.8.3(1)**).

(8) For common foundations of more than one vertical element (foundation beams, strip footings, rafts, etc.) **(2)P** is deemed to be satisfied if the value of Ω used in expression (4.30) is derived from the vertical element with the largest horizontal shear force in the design seismic situation, or, alternatively, if a value $\Omega = 1$ is used in expression (4.30) with the value of the overstrength factor γ_{Rd} increased to 1,4.

4.4.2.7 Seismic joint condition

(1)P Buildings shall be protected from earthquake-induced pounding from adjacent structures or between structurally independent units of the same building.

(2) **(1)P** is deemed to be satisfied:

(a) for buildings, or structurally independent units, that do not belong to the same property, if the distance from the property line to the potential points of impact is not less than the maximum horizontal displacement of the building at the corresponding level, calculated in accordance with expression (4.23);

(b) for buildings, or structurally independent units, belonging to the same property, if the distance between them is not less than the square root of the sum- of the squares (SRSS) of the maximum

<p>максимальних горизонтальних переміщень двох будівель або блоків на відповідному рівні, обчислених за формулою (4.23).</p>	<p>horizontal displacements of the two buildings or units at the corresponding level, calculated in accordance with expression (4.23).</p>
<p>(3) Якщо висоти розташування перекриттів будівлі або незалежного блоку такі ж самі, як висоти суміжної будівлі або блоку, то вищезгадані мінімальні відстані можуть бути зменшені з коефіцієнтом 0,7.</p>	<p>(3) If the floor elevations of the building or independent unit under design are the same as those of the adjacent building or unit, the above referred minimum distance may be reduced by a factor of 0,7.</p>
<p>4.4.3 Обмеження пошкодження</p>	<p>4.4.3 Damage limitation</p>
<p>4.4.3.1 Загальні відомості</p>	<p>4.4.3.1 General</p>
<p>(1) «Вимога обмеження пошкодження» вважається витриманою, якщо при сейсмічному впливі, що має більшу вірогідність виникнення, ніж проектний сейсмічний вплив, виконується «вимога відсутності руйнування» згідно з 2.1(1)P і 3.2.1(3), а міжповерховий зсув обмежується згідно з 4.4.3.2.</p>	<p>(1) The “damage limitation requirement” is considered to have been satisfied, if, under a seismic action having a larger probability of occurrence than the design seismic action corresponding to the “no-collapse requirement” in accordance with 2.1(1)P and 3.2.1(3), the interstorey drifts are limited in accordance with 4.4.3.2.</p>
<p>(2) Додаткові перевірки обмеження пошкодження можуть бути необхідними у разі важливості будівель для цивільного захисту або містять чутливе обладнання.</p>	<p>(2) Additional damage limitation verifications might be required in the case of buildings important for civil protection or containing sensitive equipment.</p>
<p>4.4.3.2 Обмеження міжповерхового зсуву</p>	<p>4.4.3.2 Limitation of interstorey drift</p>
<p>(1) Наступні обмеження мають бути виконані, якщо інше не вказане в розділах 5 - 9:</p>	<p>(1) Unless otherwise specified in Sections 5 to 9, the following limits shall be observed:</p>
<p>a) для будівель, що мають неконструктивні елементи з крихкого матеріалу, які прикріплені до конструкції:</p>	<p>a) for buildings having non-structural elements of brittle materials attached to the structure:</p>
<p>$d_{rv} \leq 0,005 h;$ (4.31)</p>	<p>$d_{rv} \leq 0,005 h;$ (4.31)</p>
<p>b) для будівель, що мають пластичні неконструктивні елементи:</p>	<p>b) for buildings having ductile non-structural elements:</p>
<p>$d_{rv} \leq 0,0075 h;$ (4.32)</p>	<p>$d_{rv} \leq 0,0075 h;$ (4.32)</p>
<p>c) для будівель, що мають неконструктивні елементи, які закріплені так, що не впливають на деформації конструкції, або без неконструктивних елементів:</p>	<p>c) for buildings having non-structural elements fixed in a way so as not to interfere with structural deformations, or without non-structural elements:</p>
<p>$d_{rv} \leq 0,010 h;$ (4.33)</p>	<p>$d_{rv} \leq 0,010 h;$ (4.33)</p>
<p>де d_r проектний міжповерховий зсув, як зазначено в 4.4.2.2(2);</p>	<p>where d_r is the design interstorey drift as defined in 4.4.2.2(2);</p>

<p>h висота поверху;</p> <p>ν понижуючий коефіцієнт, який враховує нижчий період повторення сейсмічного впливу та пов'язаний з вимогою обмеження пошкодження.</p> <p>(2) Значення понижуючого коефіцієнту ν може також залежати від класу важливості будівлі. Особливістю його використання є припущення, що спектр пружної реакції сейсмічного впливу, при якому «вимога обмеження пошкодження» повинна виконуватись (див. 3.2.2.1(1)P), має ту ж саму форму, що і спектр пружної реакції проектного сейсмічного впливу при «вимозі кінцевого граничного стану» відповідно до 2.1(1)P і 3.2.1(3).</p> <p>ПРИМІТКА. Значення, які вказані для ν в конкретній країні, можуть бути знайдені в її Національному додатку. Різні значення ν можуть бути встановлені для різних сейсмічних зон країни залежно від умов сейсмічної небезпеки і від завдань захисту власності. Рекомендовані значення ν: 0,4 – для класів важливості III і IV і $\nu = 0,5$ для класів важливості I і II.</p>	<p>h is the storey height;</p> <p>ν is the reduction factor which takes into account the lower return period of the seismic action associated with the damage limitation requirement.</p> <p>(2) The value of the reduction factor ν may also depend on the importance class of the building. Implicit in its use is the assumption that the elastic response spectrum of the seismic action under which the “damage limitation requirement” should be met (see 3.2.2.1(1)P). has the same shape as the elastic response spectrum of the design seismic action corresponding to the “ultimate limit state requirement” in accordance with 2.1(1)P and 3.2.1(3)</p> <p>NOTE The values to be ascribed to ν for use in a country may be found in its National Annex. Different values of ν may be defined for the various seismic zones of a country, depending on the seismic hazard conditions and on the protection of property objective. The recommended values of ν are 0,4 for importance classes III and IV and $\nu = 0,5$ for importance classes I and II.</p>
---	--

5 СПЕЦІАЛЬНІ ПРАВИЛА ДЛЯ БЕТОННИХ БУДІВЕЛЬ

5.1 Загальні відомості

5.1.1 Сфера застосування

(1)Р Розділ 5 застосовується при проектуванні в сейсмічних регіонах залізобетонних будівель, що надалі іменуються як бетонні будівлі. Розділ призначений як для монолітних, так і для збірних будівель.

(2)Р Бетонні будівлі з плоскими панельними стінами, що використовуються як основні сейсмічні елементи відповідно до 4.2.2, в цьому розділі охоплюються не повністю.

(3)Р Для проектування бетонних конструкцій застосовується EN 1992-1-1:2004. Ці правила є додатковими до правил EN 1992-1-1:2004.

5.1.2 Терміни і визначення

(1) У розділі 5 використовуються терміни з наступним змістом:

критична область

Зона основного сейсмічного елемента, де зустрічаються найбільш несприятливі сполучення діючих впливів (M, N, V, T), і де можуть утворюватися пластичні шарніри.

ПРИМІТКА. У бетонних будівлях критичними зонами є дисипативні зони. Довжина критичної зони визначається для кожного типу основного сейсмічного елемента у відповідній статті цього розділу.

балка

Структурний елемент, що працює головним чином на поперечні навантаження, і на нормовану проектну осьову силу $v_d = N_{Ed}/A_c f_{cd}$, не більшу, ніж 0,1 (позитивний стиск).

ПРИМІТКА. Зазвичай балки є горизонтальними.

колона

Елемент конструкції, що несе гравітаційні навантаження при осьовому стиску, або нормовану проектну осьову силу $v_d = N_{Ed}/A_c f_{cd}$, більшу, ніж 0,1.

ПРИМІТКА. Зазвичай колони є вертикальними.

5 SPECIFIC RULES FOR CONCRETE BUILDINGS

5.1 General

5.1.1 Scope

(1)P Section 5 applies to the design of reinforced concrete buildings in seismic regions, henceforth called concrete buildings. Both monolithically cast-in-situ and precast buildings are addressed.

(2)P Concrete buildings with flat slab frames used as primary seismic elements in accordance with 4.2.2 are not fully covered by this section

(3)P For the design of concrete buildings EN 1992-1-1:2004 applies. The following rules are additional to those given in EN 1992-1-1:2004.

5.1.2 Terms and definitions

(1) The following terms are used in section 5 with the following meanings:

critical region

region of a primary seismic element, where the most adverse combination of action effects (M, N, V, T) occurs and where plastic hinges may form

NOTE In concrete buildings critical regions are dissipative zones. The length of the critical region is defined for each type of primary seismic element in the relevant clause of this section.

beam

structural element subjected mainly to transverse loads and to a normalised design axial force $v_d = N_{Ed}/A_c f_{cd}$, of not greater than 0,1 (compression positive)

NOTE In general, beams are horizontal.

column

structural element, supporting gravity loads by axial compression or subjected to a normalised design axial force $v_d = N_{Ed}/A_c f_{cd}$ of greater than 0,1

NOTE In general, columns are vertical.

стіна

Структурний елемент, що підтримує інші елементи і має подовжений поперечний переріз з відношенням довжини до товщини l_w/b_w більше, ніж 4.

ПРИМІТКА. Зазвичай плоскість стіни має вертикальний напрям.

гнучка стіна

Стіна, закріплена в фундаменті так, що не допускається відносно обертання цього фундаменту по відношенню до решти конструктивної системи і яка запроектована та призначена для дисипації енергії в зону пластичного шарніру від згину, а також не має великих прорізів або великих отворів, розташованих над фундаментом.

велика слабо армована стіна

Стіна з великими розмірами поперечного перерізу, тобто горизонтальний розмір l_w рівний, як мінімум, 4 м, або двом третинам від висоти стіни h_w , яка менше. В стіні передбачається поява обмеженої кількості тріщин і не пружна поведінка в проектній сейсмічній ситуації.

ПРИМІТКА. Передбачається, що така стіна перетворюватиме сейсмічну енергію в потенційну енергію (шляхом тимчасового підняття конструкційних мас) і дисипації енергії в ґрунт при коливанні жорсткого тіла, і тому подібне. Через великі розміри стіни або недостатнє її закріплення в фундаменті, або із-за з'єднань з великими поперечними стінами, які не допускають утворення пластичного шарніру повороту в фундаменті, неможливо запроектувати ефективний розподіл енергії дисипації шляхом пластичних шарнірів в фундаменті.

спарена стіна

Конструктивний елемент, який складається з двох або більше окремих стін, об'єднаних в регулярну систему відповідними гнучкими балками («сполучними балками»), здатний зменшити принаймні на 25 % суму згинальних моментів в фундаменті окремих стін при їх незалежній роботі.

стінова система

Структурна система, в якій як вертикальні, так і поперечні навантаження сприймаються вертикальними стінами, а також спареними або одинарними стінами, де опір фундаменту будівлі зсувним деформаціям перевищує 65 % від загального опору зсуву всієї структурної системи.

wall

structural element supporting other elements and having an elongated cross-section with a length to thickness ratio l_w/b_w of greater than 4

NOTE In general, the plane of a wall is vertical.

ductile wall

wall fixed at the base so that the relative rotation of the base with respect to the rest of the structural system is prevented, and that is designed and detailed to dissipate energy in a flexural plastic hinge zone free of openings or large perforations, just above its base

large lightly reinforced wall

wall with large cross-sectional dimensions, that is, a horizontal dimension l_w at least equal to 4,0 m or two-thirds of the height h_w of the wall, whichever is less, which is expected to develop limited cracking and inelastic behaviour under the seismic design situation

NOTE Such a wall is expected to transform seismic energy to potential energy (through temporary uplift of structural masses) and to energy dissipated in the soil through rigid-body rocking, etc. Due to its dimensions, or to lack-of-fixity at the base, or to connectivity with large transverse walls preventing plastic hinge rotation at the base, it cannot be designed effectively for energy dissipation through plastic hinging at the base.

coupled wall

structural element composed of two or more single walls, connected in a regular pattern by adequately ductile beams ("coupling beams"), able to reduce by at least 25% the sum of the base bending moments of the individual walls if working separately

wall system

structural system in which both vertical and lateral loads are mainly resisted by vertical structural walls, either coupled or uncoupled, whose shear resistance at the building base exceeds 65% of the total shear resistance of the whole structural system

ПРИМІТКА 1. У цьому і в одному з подальших визначень вказана частка опору зсуву може бути замінена часткою сил зсуву в проектній сейсмічній ситуації.

ПРИМІТКА 2. Якщо більшість з загального опору зсуву стін, включених в стінову систему, забезпечується спареними стінами, то всю систему можна розглядати як систему спарених стін.

рамна система

Конструктивна система, в якій як вертикальні, так і поперечні навантаження сприймаються просторовими рамами, в яких опір зсуву в фундаменті будівлі перевищує 65 % загального опору зсуву всієї конструктивної системи.

здвоєна система

Конструктивна система, в якій сприйняття вертикальних навантажень, в основному, забезпечується просторовими рамами, а опір поперечним навантаженням розподіляється частково на систему рам і частково на конструкції спарених або одинарних стін.

рамна - еквівалентна здвоєній системі

Здвоєна система, в якій опір зсуву стін в фундаменті будівлі складає більше 50 % від загального опору зсуву всієї конструктивної системи.

стінна - еквівалентна здвоєній системі

Здвоєна система, в якій опір зсуву стін в фундаменті будівлі більше 50 % від загального сейсмічного опору всієї конструктивної системи.

крутильно - гнучка система

Здвоєна або стінова система, що не має мінімальної жорсткості при крученні. (див. 5.2.2.1(4) P і (6)).

ПРИМІТКА 1. Прикладом такої системи є конструктивна система, що містить гнучкі рами, які об'єднані з стінами, розташованими біля центру будівлі в плані.

ПРИМІТКА 2. Це визначення не охоплює систем, які мають декілька обширно перфорованих стін навколо вертикальних пристосувань і обладнання. Для таких систем відповідне визначення загальної конструктивної конфігурації повинно визначатися в кожному випадку окремо.

система перевернутого маятника

Система, в якій 50% маси або більше знаходиться у верхній третині висоти конструкції, або в якій

NOTE 1 In this definition and in the ones to follow, the fraction of shear resistance may be substituted by the fraction of shear forces in the seismic design situation.

NOTE 2 If most of the total shear resistance of the walls included in the system is provided by coupled walls, the system may be considered as a coupled wall system.

frame system

structural system in which both the vertical and lateral loads are mainly resisted by spatial frames whose shear resistance at the building base exceeds 65% of the total shear resistance of the whole structural system

dual system

structural system in which support for the vertical loads is mainly provided by a spatial frame and resistance to lateral loads is contributed to in part by the frame system and in part by structural walls, coupled or uncoupled

frame-equivalent dual system

dual system in which the shear resistance of the frame system at the building base is greater than 50% of the total shear resistance of the whole structural system

wall-equivalent dual system

dual system in which the shear resistance of the walls at the building base is higher than 50% of the total seismic resistance of the whole structural system

torsionally flexible system

dual or wall system not having a minimum torsional rigidity (see 5.2.2.1(4)P and (6))

NOTE 1 An example of this is a structural system consisting of flexible frames combined with walls concentrated near the centre of the building in plan.

NOTE 2 This definition does not cover systems containing several extensively perforated walls around vertical services and facilities. For such systems the most appropriate definition of the respective overall structural configuration should be chosen on a case-by-case basis.

inverted pendulum system

system in which 50% or more of the mass is in the upper third of the height of the structure, or in which

розсіювання енергії відбувається головним чином на базі одного елемента будівлі.

ПРИМІТКА. До цієї категорії не відносяться одноповерхові каркаси, в яких верхні частини колон з'єднуються уздовж обох основних напрямів будівлі, а величина нормалізованого осьового навантаження колони v_d ніде не перевищує 0,3.

5.2 Проектні принципи

5.2.1 Здатність розсіювати енергію і класи пластичності

(1)P Проект сейсмостійких бетонних будівель повинен передбачати конструкції з відповідною можливістю розсіювання енергії без значного зниження їх загальної стійкості при горизонтальних і вертикальних навантаженнях. З цією метою застосовуються вимоги і критерії Розділу 2. У проектній сейсмічній ситуації повинен забезпечуватися необхідний опір всіх конструктивних елементів, а вимоги до нелінійних деформацій в критичних областях мають відповідати загальній пластичності, що допускається в розрахунках.

(2)P Бетонні будівлі можна також альтернативно проектувати для низького рівня дисипації і низької пластичності, застосовуючи тільки правила EN 1992-1-1:2004 для проектно-сейсмічної ситуації і нехтуючи спеціальними вказівками даного розділу, але виконуючи вимоги, приведені в 5.3. Проектування будівель з неізольованою основою (див. розділ 10) в цьому випадку, обмежених класом пластичності L (низький), рекомендується тільки у разі низької сейсмічної активності (див. 3.2.1(4)).

(3)P Сейсмостійкі бетонні будівлі, що відрізняються від тих, що описані в (2)P, слід проектувати враховуючи можливість розсіювання енергії і загальної пластичної поведінки. Загальна пластична поведінка досягається, якщо необхідна пластичність включає великий об'єм конструкцій і розповсюджується на різні елементи і розташовані на всіх його поверхнях. З цією метою пластичні форми руйнувань (наприклад, згин) повинні перевершувати крихкі форми руйнувань (наприклад, зсув) з достатньою надійністю.

(4)P Бетонні будівлі, запроектовані згідно (3)P цього підрозділу, розділяються на два класи пластичності DCM (середня пластичність) і DCH

the dissipation of energy takes place mainly at the base of a single building element

NOTE One-storey frames with column tops connected along both main directions of the building and with the value of the column normalized axial load v_d exceeding 0,3 nowhere, do not belong in this category.

5.2 Design concepts

5.2.1 Energy dissipation capacity and ductility classes

(1)P The design of earthquake resistant concrete buildings shall provide the structure with an adequate capacity to dissipate energy without substantial reduction of its overall resistance against horizontal and vertical loading. To this end, the requirements and criteria of Section 2 apply. In the seismic design situation adequate resistance of all structural elements shall be provided, and non-linear deformation demands in critical regions should be commensurate with the overall ductility assumed in calculations.

(2)P Concrete buildings may alternatively be designed for low dissipation capacity and low ductility, by applying only the rules of EN 1992-1-1:2004 for the seismic design situation, and neglecting the specific provisions given in this section, provided the requirements set forth in 5.3 are met. For buildings which are not base-isolated (see Section 10), design with this alternative, termed ductility class L (low), is recommended only in low seismicity cases (see 3.2.1(4)).

(3)P Earthquake resistant concrete buildings other than those to which (2)P of this subclause applies, shall be designed to provide energy dissipation capacity and an overall ductile behaviour. Overall ductile behaviour is ensured if the ductility demand involves globally a large volume of the structure spread to different elements and locations of all its storeys. To this end ductile modes of failure (e.g. flexure) should precede brittle failure modes (e.g. shear) with sufficient reliability.

(4)P Concrete buildings designed in accordance with (3)P of this subclause, are classified in two ductility classes DCM (medium ductility) and DCH

(висока пластичність), залежно від їх здатності до дисипації згідно графіка гістерезиса. Обидва класи відповідають будівлям, призначеним за розмірами і деталізацією відповідно до забезпечення спеціальних положень сейсмостійкості, дозволяють конструкціям розвивати стабільні механізми, пов'язані з великою дисипацією енергії згідно графіка гістерезиса при повторних знакозмінних навантаженнях без крихкого руйнування.

(5)P Для забезпечення необхідного рівня пластичності в класах М і Н слід виконувати спеціальні вимоги для всіх конструктивних елементів в кожному класі (див. 5.4 –5.6). Відповідно до різної дійсної пластичності з двох класів використовуються різні значення показника поведінки q . (див.5.2.2.2)

ПРИМІТКА. Географічні обмеження на застосування класів пластичності М і Н можуть бути знайдені у відповідному Національному додатку.

5.2.2 Конструктивні типи і показники поведінки

5.2.2.1 Конструктивні типи

(1)P Бетонні будівлі слід класифікувати по одному з наступних конструктивних типів (див. 5.1.2) відповідно до їх поведінки при горизонтальних сейсмічних впливах:

- a) рамна система;
- b) здвоєна система (еквівалентна рамній або стіновій);
- c) пластична стінова система (з'єднана або нез'єднана);
- d) система великих слабо армованих стін;
- e) система перевернутого маятника;
- f) крутильно-гнучка система.

(2) Окрім тих, що класифікуються як крутильно-гнучкі системи, бетонні будівлі можуть бути класифіковані за одним типом конструктивної системи в одному горизонтальному напрямі або в іншому напрямі.

(3)P Стінову систему слід класифікувати як систему з великих слабо армованих стін, якщо в горизонтальному напрямі, що представляє інтерес, вона включає принаймі дві стіни з

(high ductility), depending on their hysteretic dissipation capacity. Both classes correspond to buildings designed, dimensioned and detailed in accordance with specific earthquake resistant provisions, enabling the structure to develop stable mechanisms associated with large dissipation of hysteretic energy under repeated reversed loading, without suffering brittle failures.

(5)P To provide the appropriate amount of ductility in ductility classes M and H, specific provisions for all structural elements shall be satisfied in each class (see 5.4 - 5.6). In correspondence with the different available ductility in the two ductility classes, different values of the behaviour factor q are used for each class (see 5.2.2.2).

NOTE Geographical limitations on the use of ductility classes M and H may be found in the relevant National Annex.

5.2.2 Structural types and behaviour factors

5.2.2.1 Structural types

(1)P Concrete buildings shall be classified into one of the following structural types (see 5.1.2) according to their behaviour under horizontal seismic actions:

- a) frame system;
- b) dual system (frame or wall equivalent);
- c) ductile wall system (coupled or uncoupled);
- d) system of large lightly reinforced walls;
- e) inverted pendulum system;
- f) torsionally flexible system.

(2) Except for those classified as torsionally flexible systems, concrete buildings may be classified to one type of structural system in one horizontal direction and to another in the other.

(3)P A wall system shall be classified as a system of large lightly reinforced walls if, in the horizontal direction of interest, it comprises at least two walls with a horizontal dimension of not less than 4,0 m or

горизонтальним розміром не менше, ніж 4,0 м або $2h_w/3$ (приймається менша величина), яка в сукупності витримують принаймні 20 % загального гравітаційного навантаження, що приходить зверху, в проектній сейсмічній ситуації і має основний період коливань T_1 менший або рівний 0,5 с при закріпленні фундаменту проти повороту. Для цього достатньо мати тільки одну стіну, що відповідає вищевикладеним умовам в одному з двох напрямках за умови: (а) основне значення показника поведінки q_0 в цьому напрямі, ділиться на коефіцієнт, що перевищує 1,5 від значення величини, приведеної в Таблиці 5.1, а також (б) що існує, як мінімум, дві стіни в ортогональному напрямі, що відповідають вищевикладеним умовам.

(4)P Чотири перші типи систем (тобто рамна, здвоєна і стінові системи обох типів) повинні мати мінімальну жорсткість при крученні, яка задовольняє виразу (4.1b) в обох горизонтальних напрямках.

(5) Для рамної або стінової систем з вертикальними елементами, які добре розподілені в плані, вимога, яка визначена в (4)P цього підрозділу, може вважатися задовільною без виконання аналітичних перевірок.

(6) Рамні, здвоєні або стінові системи, що не мають мінімальної жорсткості при крученні згідно (4)P цього підрозділу, мають бути класифіковані як крутильно-гнучкі системи.

(7) Якщо конструктивна система не класифікується як система великих слабо армованих стін згідно (3)P, то всі її стіни мають бути запроектовані і деталізовані як пластичні стіни.

5.2.2.2 Показники поведінки при горизонтальних сейсмічних впливах

(1)P Верхнє граничне значення показника поведінки q , наведеного в 3.2.2.5(3) для оцінки здатності розсіювати енергію, слід отримувати для кожного проектного напрямку таким чином:

$$q = q_0 k_w \geq 1,5 \quad (5.1)$$

де

$2h_w/3$, whichever is less, which collectively support at least 20% of the total gravity load from above in the seismic design situation, and has a fundamental period T_1 , for assumed fixity at the base against rotation, less than or equal to 0,5 s. It is sufficient to have only one wall meeting the above conditions in one of the two directions, provided that: (a) the basic value of the behaviour factor, q_0 , in that direction is divided by a factor of 1,5 over the value given in Table 5.1 and (b) that there are at least two walls meeting the above conditions in the orthogonal direction.

(4)P The first four types of systems (i.e. frame, dual and wall systems of both types) shall possess a minimum torsional rigidity that satisfies expression (4.1b) in both horizontal directions.

(5) For frame or wall systems with vertical elements that are well distributed in plan, the requirement specified in (4)P of this subclause may be considered as being satisfied without analytical verification.

(6) Frame, dual or wall systems without a minimum torsional rigidity in accordance with (4)P of this subclause should be classified as torsionally flexible systems.

(7) If a structural system does not qualify as a system of large lightly reinforced walls according to (3)P above, then all of its walls should be designed and detailed as ductile walls.

5.2.2.2 Behaviour factors for horizontal seismic actions

(1)P The upper limit value of the behaviour factor q , introduced in 3.2.2.5(3) to account for energy dissipation capacity, shall be derived for each design direction as follows:

$$q = q_0 k_w \geq 1,5 \quad (5.1)$$

where

q_0 основна величина показника поведінки, що залежить від типу конструктивної системи і від регулярності її по висоті (див. (2) цього підрозділу);

k_w коефіцієнт, що відображає переважаючу форму руйнування в конструктивних системах зі стінами (див. (11)P цього підрозділу).

(2) Для будівель, регулярних по висоті, відповідно до 4.2.3.3, основні величини q_0 для різних конструктивних типів приведені в Таблиці 5.1

Таблиця 5.1: Основні величини показника поведінки q_0 для систем, які регулярні по висоті

СТРУКТУРНІ ТИПИ	DCM (середня пластичність)	DCH (висока пластичність)
Рамна система, здвоєна система, з'єднана стінова система	$3,0\alpha_w/\alpha_1$	$4,5\alpha_w/\alpha_1$
Нез'єднана стінова система	3,0	$4,0\alpha_w/\alpha_1$
Крутильно-гнучка система	2,0	3,0
Система перевернутого маятника	1,5	2,0

(3) Для будівель, нерегулярних по висоті, величина q_0 має бути зменшена на 20 % (див. 4.2.3.1(7) і Таблицю 4.1).

(4) Коефіцієнти α_1 і α_u визначені таким чином:

α_1 значення, на яке множиться проектний горизонтальний сейсмічний вплив для того, щоб спочатку досягти опору згину в будь-якому елементі конструкції, тоді як всі інші проектні впливи залишаються постійними;

α_u значення, на яке множиться проектний горизонтальний сейсмічний вплив для того, щоб сформувати пластичні шарніри в такій кількості секцій, яка достатня для розвитку загальної конструктивної нестабільності, тоді як всі інші проектні впливи залишаються постійними. Коефіцієнт α_u може бути отриманий із загального нелінійного статичного (слабких поштовхів) аналізу.

(5) Якщо множники α_w/α_1 не вдається отримати з певного розрахунку, для будівель,

q_0 is the basic value of the behaviour factor, dependent on the type of the structural system and on its regularity in elevation (see (2) of this subclause);

k_w is the factor reflecting the prevailing failure mode in structural systems with walls (see (11)P of this subclause).

(2) For buildings that are regular in elevation in accordance with 4.2.3.3, the basic values of q_0 for the various structural types are given in Table 5.1.

Table 5.1: Basic value of the behaviour factor, q_0 , for systems regular in elevation

STRUCTURAL TYPE	DCM	DCH
Frame system, dual system, coupled wall system	$3,0\alpha_w/\alpha_1$	$4,5\alpha_w/\alpha_1$
Uncoupled wall system	3,0	$4,0\alpha_w/\alpha_1$
Torsionally flexible system	2,0	3,0
Inverted pendulum system	1,5	2,0

(3) For buildings which are not regular in elevation, the value of q_0 should be reduced by 20% (see 4.2.3.1(7) and Table 4.1).

(4) α_1 and α_u are defined as follows:

α_1 is the value by which the horizontal seismic design action is multiplied in order to first reach the flexural resistance in any member in the structure, while all other design actions remain constant;

α_u is the value by which the horizontal seismic design action is multiplied, in order to form plastic hinges in a number of sections sufficient for the development of overall structural instability, while all other design actions remain constant. The factor α_u may be obtained from a nonlinear static (pushover) global analysis.

(5) When the multiplication factor α_w/α_1 has not been evaluated through an explicit calculation, for

постійних в плані, можна використовувати наступні наближені значення α_u/α_1 .

a) Рамні або рамно - еквівалентні здвоєні системи

Одноповерхові будівлі: $\alpha_u/\alpha_1=1,1$;

- багатопверхові, однопрогінні рами: $\alpha_u/\alpha_1=1,2$;

- багатопверхові, багатопрогінні рами або рамно - еквівалентні здвоєні конструкції: $\alpha_u/\alpha_1=1,3$.

b) Стінові або стінові - еквівалентні здвоєній системі.

- стінові системи тільки з двома нез'єднаними стінами по горизонтальному напрямку: $\alpha_u/\alpha_1=1,0$;

- інші нез'єднані системи стін: $\alpha_u/\alpha_1=1,1$;

- стінова - еквівалентна здвоєній системі або з'єднані стінні системи: $\alpha_u/\alpha_1=1,2$.

(6) Для будівель, нерегулярних в плані (див.4.2.3.2), наближене значення α_u/α_1 , яке може використовуватися, коли не виконуються розрахунки, для їх оцінки приймається середнє значення з (a) 1,0 і з (b), значення наведені в (5) цього підрозділу.

(7) Величини α_u/α_1 більші, ніж приведені в (5) і (6) цього підрозділу, можуть бути використані за умови, що вони підтверджуються загальним нелінійним статистичним (слабких поштовхів) аналізом.

(8) Максимальне значення α_u/α_1 , яке може використовуватися в проекті, дорівнює 1,5, якщо навіть в результаті аналізу, вказаного в (7) цього підрозділу, отримано більше значення.

(9) Значення q_0 , яке приведене для системи перевернутого маятника, можна збільшити, якщо показати, що забезпечено відповідно більше розсіювання енергії в критичній області конструкції.

(10) Якщо в ході проектування, постачання і будівництва разом із звичайними схемами контролю якості використовується спеціальна Програма забезпечення якості, допускається збільшення значення q_0 . Збільшені значення q_0 не можуть перевищувати значення, приведені в Таблиці 5.1, більш, ніж на 20 %.

ПРИМІТКА. Вказані значення q_0 для певної країни, а також можливі значення для детальних проектів країни, в яких використовується спеціальна Програма забезпечення якості, можуть бути знайдені в Національному додатку.

buildings which are regular in plan the following approximate values of α_u/α_1 may be used.

a) Frames or frame-equivalent dual systems.

- One-storey buildings: $\alpha_u/\alpha_1=1,1$;

- multistorey, one-bay frames: $\alpha_u/\alpha_1=1,2$;

- multistorey, multi-bay frames or frame-equivalent dual structures: $\alpha_u/\alpha_1=1,3$.

b) Wall- or wall-equivalent dual systems.

- wall systems with only two uncoupled walls per horizontal direction: $\alpha_u/\alpha_1=1,0$;

- other uncoupled wall systems: $\alpha_u/\alpha_1=1,1$;

- wall-equivalent dual, or coupled wall systems: $\alpha_u/\alpha_1=1,2$.

(6) For buildings which are not regular in plan (see 4.2.3.2), the approximate value of α_u/α_1 that may be used when calculations are not performed for its evaluation are equal to the average of (a) 1,0 and of (b) the value given in (5) of this subclause.

(7) Values of α_u/α_1 higher than those given in (5) and (6) of this subclause may be used, provided that they are confirmed through a nonlinear static (pushover) global analysis.

(8) The maximum value of α_u/α_1 that may be used in the design is equal to 1,5, even when the analysis mentioned in (7) of this subclause results in higher values.

(9) The value of q_0 given for inverted pendulum systems may be increased, if it can be shown that a correspondingly higher energy dissipation is ensured in the critical region of the structure.

(10) If a special and formal Quality System Plan is applied to the design, procurement and construction in addition to normal quality control schemes, increased values of q_0 may be allowed. The increased values are not allowed to exceed the values given in Table 5.1 by more than 20%.

NOTE The values to be ascribed to q_0 for use in a country and possibly in particular projects in the country depending on the special Quality System Plan, may be found in its National Annex.

(11) Р Коефіцієнт k_w , що відображає переважаючу форму руйнування в конструктивних системах зі стінами, слід приймати наступним :

$$k_w = \begin{cases} 1,00, & \text{для рамних і рамно-} \\ & \text{еквівалентних здвоєних систем;} \\ (1 + \alpha_0)/3 \leq 1, & \text{але не менше, ніж 0,5 для} \\ & \text{стінових, еквівалентних} \\ & \text{стіновим і крутильних-} \end{cases} \quad (5.2)$$

де α_0 є переважаючим співвідношенням сторін стін конструктивної системи.

(12) Якщо пропорція h_{wi}/l_{wi} всіх стін i конструктивної системи істотно не відрізняються, то переважаюча пропорція α_0 може бути визначена наступним виразом:

$$\alpha_0 = \sum h_{wi} / \sum l_{wi} \quad (5.3)$$

де

h_{wi} висота стіни i ;

l_{wi} довжина перерізу стіни i .

(13) Системи великих слабо армованих стін не можуть враховувати розсіювання енергії в пластичних шарнірах, тому їх слід проектувати як конструкції DCM – середньої пластичності.

5.2.3 Проектні критерії

5.2.3.1 Загальні відомості

(1) Проектні принципи в 5.2.1 і розділі 2 повинні виконуватися при проектуванні сейсмостійких конструктивних елементів бетонних будівель, як відмічено в 5.2.3.2 – 5.2.3.7.

(2) Слід вважати, що проектні критерії в 5.2.3.2 – 5.2.3.7 будуть дотримані, якщо виконуються правила 5.4-5.7.

5.2.3.2 Умови локального опору

(1) Р Всі критичні зони конструкції повинні відповідати вимогам 4.4.2.2(1).

5.2.3.3 Правила проектування несучої здатності

(1) Р Крихке руйнування або інші небажані механізми руйнування (наприклад, концентрація

(11)P The factor k_w , reflecting the prevailing failure mode in structural systems with walls shall be taken as follows:

$$k_w = \begin{cases} 1,00, & \text{for frame and frame equivalent} \\ & \text{dual systems} \\ (1 + \alpha_0)/3 \leq 1, & \text{but not less than 0,5, for wall,} \\ & \text{wall - equivalent and torsionally} \end{cases} \quad (5.2)$$

where α_0 is the prevailing aspect ratio of the walls of the structural system.

(12) If the aspect ratios h_{wi}/l_{wi} of all walls i of a structural system do not significantly differ, the prevailing aspect ratio α_0 may be determined from the following expression:

$$\alpha_0 = \sum h_{wi} / \sum l_{wi} \quad (5.3)$$

where

h_{wi} is the height of wall i ; and

l_{wi} is the length of the section of wall i .

(13) Systems of large lightly reinforced walls cannot rely on energy dissipation in plastic hinges and so should be designed as DCM structures.

5.2.3 Design criteria

5.2.3.1 General

(1) The design concepts in 5.2.1 and in Section 2 shall be implemented into the earthquake resistant structural elements of concrete buildings as specified in 5.2.3.2 - 5.2.3.7.

(2) The design criteria in 5.2.3.2 - 5.2.3.7 are deemed to be satisfied, if the rules in 5.4 - 5.7 are observed.

5.2.3.2 Local resistance condition

(1)P All critical regions of the structure shall meet the requirements of 4.4.2.2(1).

5.2.3.3 Capacity design rule

(1)P Brittle failure or other undesirable failure mechanisms (e.g. concentration of plastic hinges in

пластичних шарнірів в колонах одноповерхової або багатоповерхової будівлі, руйнування конструктивних елементів від зсуву, руйнування вузлів з'єднання балки з колоною, деформацій фундаментів, або будь-якого елемента, здатного залишатися пружним) мають запобігати, шляхом отримання впливу проектної дії вибіркових зон з умов рівноваги, припускаючи при цьому, що пластичні шарніри при можливому перенапруженні утворюються в суміжних областях.

(2) Основні сейсмостійкі колони рамних або еквівалентних рамних бетонних конструкцій повинні задовольняти проектним вимогам **4.4.2.3(4)** з наступними винятками :

a) У плоских рамах, що мають, принаймні, чотири колони з однаковими розмірами поперечного перерізу, не обов'язково задовольняти виразу (4.29) у всіх колонах, а тільки в трьох з кожних чотирьох колон.

b) На нижньому поверсі двоповерхових будівель, якщо значення нормованого осьового навантаження v_d не перевищує 0,3 в будь-якій колоні.

(3) Армування плити, паралельне балці, в межах ефективної ширини полиці, описаної в **5.4.3.1.1(3)**, слід вважати таким, що збільшує несучу здатність балки при згині та береться до уваги при обчисленні ΣM_{Rb} у виразі (4.29), якщо вона заанкерована за межами перерізу балки з зовнішнього боку вузла.

5.2.3.4 Умова локальної пластичності

(1)P Для досягнення необхідної загальної пластичності конструкції, можливі зони формування пластичних шарнірів, які будуть визначені пізніше для кожного окремого типу будівельного елемента, повинні мати високу здатність до пластичного повороту.

(2) Передбачається, що параграф (1)P буде дотриманий, якщо будуть виконані наступні умови:

a) забезпечується достатня крива пластичності у всіх критичних зонах основних сейсмічних елементів, включаючи кінці колон (залежно від можливості формування пластичних шарнірів в колонах) (див. (3) цього підрозділу).

columns of a single storey of a multistorey building, shear failure of structural elements, failure of beam-column joints, yielding of foundations or of any element intended to remain elastic) shall be prevented, by deriving the design action effects of selected regions from equilibrium conditions, assuming that plastic hinges with their possible overstrengths have been formed in their adjacent areas.

(2) The primary seismic columns of frame or frame-equivalent concrete structures should satisfy the capacity design requirements of **4.4.2.3(4)** with the following exemptions.

a) In plane frames with at least four columns of about the same cross-sectional size, it is not necessary to satisfy expression (4.29) in all columns, but just in three out of every four columns.

b) At the bottom storey of two-storey buildings if the value of the normalised axial load v_d does not exceed 0,3 in any column.

(3) Slab reinforcement parallel to the beam and within the effective flange width specified in **5.4.3.1.1(3)**, should be assumed to contribute to the beam flexural capacities taken into account for the calculation of ΣM_{Rb} in expression (4.29), if it is anchored beyond the beam section at the face of the joint.

5.2.3.4 Local ductility condition

(1)P For the required overall ductility of the structure to be achieved, the potential regions for plastic hinge formation, to be defined later for each type of building element, shall possess high plastic rotational capacities.

(2) Paragraph (1)P is deemed to be satisfied if the following conditions are met:

a) a sufficient curvature ductility is provided in all critical regions of primary seismic elements, including column ends (depending on the potential for plastic hinge formation in columns) (see (3) of this subclause);

b) Не допускається місцевої втрати стійкості стиснутої арматури в межах можливих зон пластичних шарнірів основних сейсмічних елементів. Відповідні правила застосування приведені в **5.4.3** і **5.5.3**.

с) Для досягнення локальної пластичності приймаються відповідні вимоги до якості бетону і арматури:

- сталь, яка використовується в критичних зонах основних сейсмічних елементів, повинна мати великі рівномірні пластичні деформації (див. **5.3.2(1)P**, **5.4.1.1(3)P**, **5.5.1.1(3)P**);
- відношення опору на розрив до напруги текучості арматури, що використовується в критичних зонах основних сейсмічних елементів, повинно бути значно вище, ніж одиниця. Арматурна сталь, яка відповідає вимогам **5.3.2(1)P**, **5.4.1.1(3)P**, **5.5.1.1(3)P**, також повинна відповідати цій вимозі;
- бетон, який використовується в основних сейсмічних елементах, повинен мати відповідну міцність на стиск і руйнівні деформації, які перевищують деформації при максимальних стискальних напругах з відповідним запасом. Бетон, який відповідає вимогам **5.4.1.1(1)P** або **5.5.1.1(3)P**, також повинен задовольняти ці умови.

(3) Якщо немає більш точних даних, та виключаючи застосування **(4)** цього підрозділу, передбачається, що **(2)а)** цього підрозділу задовольняється, якщо показник кривої пластичності μ_{ϕ} цих зон (визначається як відношення кривої пластичності з граничною міцністю при 85 % моменту опору до кривої текучості за умови, що граничні деформації бетону і арматури ε_{cu} і $\varepsilon_{su,k}$ не перевищені), принаймні, дорівнює наступним значенням:

$$\mu_{\phi} = 2q_0 - 1, \quad \text{якщо } T_1 \geq T_C \quad (5.4)$$

$$\mu_{\phi} = 1 + 2(q_0 - 1)T_C / T_1, \quad \text{якщо } T_1 < T_C \quad (5.5)$$

де q_0 є відповідним основним значенням показника поведінки з Таблиці 5.1, а T_1 є основним періодом коливання будівлі. Обидва показника взяті у вертикальній площині, в якій відбувається згин, а T_C є періодом на верхній межі області спектру з постійним прискоренням,

b) local buckling of compressed steel within potential plastic hinge regions of primary seismic elements is prevented. Relevant application rules are given in **5.4.3** and **5.5.3**;

c) appropriate concrete and steel qualities are adopted to ensure local ductility as follows:

- the steel used in critical regions of primary seismic elements should have high uniform plastic elongation (see **5.3.2(1)P**, **5.4.1.1(3)P**, **5.5.1.1(3)P**);
- the tensile strength to yield strength ratio of the steel used in critical regions of primary seismic elements should be significantly higher than unity. Reinforcing steel conforming to the requirements of **5.3.2(1)P**, **5.4.1.1(3)P** or **5.5.1.1(3)P**, as appropriate, may be deemed to satisfy this requirement;
- the concrete used in primary seismic elements should possess adequate compressive strength and a fracture strain which exceeds the strain at the maximum compressive strength by an adequate margin. Concrete conforming to the requirements of **5.4.1.1(1)P** or **5.5.1.1(1)P**, as appropriate, may be deemed to satisfy these requirements.

(3) Unless more precise data are available and except when **(4)** of this subclause applies, **(2)а)** of this subclause is deemed to be satisfied if the curvature ductility factor μ_{ϕ} of these regions (defined as the ratio of the post-ultimate strength curvature at 85% of the moment of resistance, to the curvature at yield, provided that the limiting strains of concrete and steel ε_{cu} and $\varepsilon_{su,k}$ are not exceeded) is at least equal to the following values:

$$\mu_{\phi} = 2q_0 - 1, \quad \text{if } T_1 \geq T_C \quad (5.4)$$

$$\mu_{\phi} = 1 + 2(q_0 - 1)T_C / T_1, \quad \text{if } T_1 < T_C \quad (5.5)$$

where q_0 is the corresponding basic value of the behaviour factor from Table 5.1 and T_1 is the fundamental period of the building, both taken within the vertical plane in which bending takes place, and T_C is the period at the upper limit of the constant acceleration region of the spectrum, according to

Відповідно до **3.2.2.2.(2)P**.

ПРИМІТКА. Вирази (5.4) і (5.5) базуються на відношенні між μ_δ і коефіцієнтом пластичних переміщень μ_δ : $\mu_\delta = 2\mu_\delta - 1$, який зазвичай є традиційним наближенням для бетонних елементів, а також на наступних співвідношеннях між μ_δ і q : $\mu_\delta = q$, якщо $T_1 \geq T_C$ і $\mu_\delta = 1 + (q - 1)T_C / T_1$, якщо $T_1 < T_C$. (див. також B5 в інформативному додатку В). Значення q_0 використовується замість значення q , оскільки значення q нижче, ніж q_0 в нерегулярних будівлях, беручи до уваги те, що для них потрібне забезпечення підвищеного поперечного опору. Проте, вимоги локальної пластичності можуть дійсно бути вище, ніж ті, які відповідають величині q , тому зменшення показника кривої пластичності не гарантується.

(4) У критичних зонах основних сейсмічних елементів з поздовжньою арматурою зі сталі класу В згідно EN 1992-1-1:2004, Таблиця С.1, показник кривої пластичності μ_ϕ повинен перевищувати, щонайменше, в 1,5 рази значення за виразами (5.4) або (5.5), незалежно від того, яке з них використовується.

5.2.3.5 Статично невизначені конструкції

(1)P Слід передбачити перерозподіл зусиль через велику статичну невизначеність, та яка дозволяє ширше поширення дисипації енергії і збільшує загальну кількість розсіяної енергії. Тому, для конструктивних систем з низькою статичною невизначеністю призначають нижчий показник поведінки (див. Таблицю 5.1). Необхідного перерозподілу зусиль можна досягти також завдяки правилам локальної пластичності, наведеним в 5.4 - 5.6.

5.2.3.6 Вторинні сейсмічні елементи і опори

(1)P Обмежена кількість конструктивних елементів може бути прийнята як вторинні сейсмічні елементи відповідно до 4.2.2.

(2) Правила проектування і деталізації вторинних сейсмічних елементів наведені в 5.7.

(3) Впливи опору або підсилення, некоректно прийняті в розрахунках, можуть змінити як міцність, так і енергію дисипації (наприклад, реакції полки плити, викликані зсувом догори конструктивних стін).

(4) Неконструктивні елементи також можуть

3.2.2.2(2)P.

NOTE Expressions (5.4) and (5.5) are based on the relationship between μ_δ and the displacement ductility factor, μ_δ : $\mu_\delta = 2\mu_\delta - 1$, which is normally a conservative approximation for concrete members, and on the following relationship between μ_δ and q : $\mu_\delta = q$, if $T_1 \geq T_C$, $\mu_\delta = 1 + (q - 1)T_C / T_1$, if $T_1 < T_C$. (see also B5 in Informative Annex B). The value of q_0 is used instead of that of q , because q will be lower than q_0 in irregular buildings, recognising that a higher lateral resistance is needed to protect them. However, the local ductility demands may actually be higher than those corresponding to the value of q , so a reduction in the curvature ductility capacity is not warranted.

(4) In critical regions of primary seismic elements with longitudinal reinforcement of steel class B in EN 1992-1-1:2004, Table C.1, the curvature ductility factor μ_ϕ should be at least equal to 1,5 times the value given by expression (5.4) or (5.5), whichever applies.

5.2.3.5 Structural redundancy

(1)P A high degree of redundancy accompanied by redistribution capacity shall be sought, enabling a more widely spread energy dissipation and an increased total dissipated energy. Consequently structural systems of lower static indeterminacy shall be assigned lower behaviour factors (see Table 5.1). The necessary redistribution capacity shall be achieved through the local ductility rules given in 5.4 to 5.6.

5.2.3.6 Secondary seismic members and resistances

(1)P A limited number of structural members may be designated as secondary seismic members in accordance with 4.2.2.

(2) Rules for the design and detailing of secondary seismic elements are given in 5.7.

(3) Resistances or stabilising effects not explicitly taken into account in calculations may enhance both strength and energy dissipation (e.g. membrane reactions of slabs mobilised by upward deflections of structural walls).

(4) Non-structural elements may also contribute

перерозподіляти енергію дисипації, якщо вони рівномірно розподілені в конструкції. Заходи проти розвитку можливих локальних несприятливих умов внаслідок взаємодії між конструктивними і неконструктивними елементами, приведені в **5.9**.

(5) Для цегляного заповнення каркасів (яке є загальним випадком неконструктивних елементів) спеціальні правила приведені в **4.3.6** і **5.9**.

5.2.3.7 Спеціальні додаткові заходи

(1)P Виходячи з випадкового характеру сейсмічних впливів і невизначеності щодо післяпружної циклічної поведінки бетонних конструкцій, загальна невизначеність є істотно вищою, ніж при несейсмічних впливах. Тому потрібно приймати певні заходи до розрахунків, оцінки опору конструкцій і їх пластичних властивостей, щоб зменшити невизначеність, яка відноситься до конструктивної конфігурації.

(2)P Значні невизначеності опору можуть бути викликані геометричними помилками. Щоб мінімізувати цей тип невизначеностей, слід використовувати наступні правила:

a) Повинні брати до уваги певні мінімальні розміри конструктивних елементів (див. **5.4.1.2** і **5.5.1.2**), щоб понизити чутливість до геометричних помилок.

b) Відношення мінімального і максимального розмірів лінійних елементів має бути обмежене, щоб мінімізувати ризик виникнення поперечної нестійкості цих елементів (див. **5.4.1.2** і **5.5.1.2.1(2)P**).

c) Перекоси поверхів мають бути обмеженими, щоб понизити ефекти типу P- Δ у колонах. (дивися **4.4.2.2(2)-(4)**).

d) Значний відсоток верхньої арматури залізобетонних балок в їх кінцевих поперечних перерізах повинен розповсюджуватися на всю довжину балки (див. **5.4.3.1.2(5)P**, **5.5.3.1.3(5)P**), щоб врахувати невизначеність в розташуванні точки перегіну кривої деформації.

e) Повинні враховуватися зміни напрямку дії моментів, не прогнозовані розрахунком, шляхом забезпечення мінімального армування відповідної сторони балок (див. **5.5.3.1.3**).

to energy dissipation, if they are uniformly distributed throughout the structure. Measures should be taken against possible local adverse effects due to the interaction between structural and nonstructural elements (see **5.9**).

(5) For masonry infilled frames (which are a common case of non-structural elements) special rules are given in **4.3.6** and **5.9**.

5.2.3.7 Specific additional measures

(1)P Due to the random nature of the seismic action and the uncertainties of the post-elastic cyclic behaviour of concrete structures, the overall uncertainty is substantially higher than with non-seismic actions. Therefore, measures shall be taken to reduce uncertainties related to the structural configuration, to the analysis, to the resistance and to the ductility.

(2)P Important resistance uncertainties may be produced by geometric errors. To minimize this type of uncertainty, the following rules shall be applied.

a) Certain minimum dimensions of the structural elements shall be respected (see **5.4.1.2** and **5.5.1.2**) to decrease the sensitivity to geometric errors.

b) The ratio of the minimum to the maximum dimension of linear elements shall be limited, to minimize the risk of lateral instability of these elements (see **5.4.1.2** and **5.5.1.2.1(2)P**).

c) Storey drifts shall be limited, to limit P- Δ effects in the columns (see **4.4.2.2(2)-(4)**).

d) A substantial percentage of the top reinforcement of beams at their end cross-sections shall continue along the entire length of the beam (see **5.4.3.1.2(5)P**, **5.5.3.1.3(5)P**) to account for the uncertainty in the location of the inflection point.

e) Account shall be taken of reversals of moments not predicted by the analysis by providing minimum reinforcement at the relevant side of beams (see **5.5.3.1.3**).

(3)P Щоб мінімізувати невизначеності пластичності, повинні дотримуватися наступні правила:

a) Мінімум локальної пластичності має бути забезпечений у всіх основних сейсмічних елементах, незалежно від класу пластичності, прийнятого в проєкті (див. 5.4 і 5.5).

b) Слід забезпечити мінімальне армування при розтягу, щоб виключити крихке руйнування після появи тріщин (див. 5.4.3 і 5.5.5).

c) Слід дотримуватися відповідних меж нормальної проєктної осьової сили (див. 5.4.3.2.1(3)P, 5.4.3.4.1(2), 5.5.3.2.1(3)P і 5.5.3.4.1(2)), щоб зменшити наслідки відшарування захисного шару бетону і уникнути великих невизначеностей пластичності при високому рівні прикладеної осьової сили.

5.2.4 Перевірки безпеки

(1)P При перевірці граничних станів власні показники властивостей матеріалів γ_c і γ_s мають враховувати можливу деградацію міцності матеріалів, внаслідок циклічних деформацій.

(2) Якщо відсутні більш конкретні дані, значення власних показників γ_c і γ_s , прийнятих для постійних і швидкоплинних проєктних ситуацій повинні застосовуватися з урахуванням, що згідно положень локальної пластичності відношення між залишковою міцністю після деградації і первинною міцністю приблизно дорівнює відношенню між величинами γ_M для аварійного і основного сполучення навантажень.

(3) Якщо деградація міцності відповідним чином врахована при оцінці властивостей матеріалів, то може використовуватися значення γ_M , прийняте для аварійної проєктної ситуації.

ПРИМІТКА 1. Значення власних показників γ_c і γ_s для постійних і швидкоплинних проєктних ситуацій, а також аварійної проєктної ситуації для застосування в країні може бути знайдено в її Національному додатку до EN 1992-1-1:2004.

ПРИМІТКА 2. Національний додаток може вказувати, чи є величини γ_M для сейсмостійкого проєктування значеннями для постійних та швидкоплинних або значеннями для аварійних проєктних ситуацій. Проміжні значення можна вибирати в Національному додатку, залежно від того, як оцінюються властивості матеріалів при сейсмічних навантаженнях.

(3)P To minimize ductility uncertainties, the following rules shall be observed.

a) A minimum of local ductility shall be provided in all primary seismic elements, independently of the ductility class adopted in the design (see 5.4 and 5.5).

b) A minimum amount of tension reinforcement shall be provided, to avoid brittle failure upon cracking (see 5.4.3 and 5.5.5).

c) An appropriate limit of the normalised design axial force shall be respected (see 5.4.3.2.1(3)P, 5.4.3.4.1(2), 5.5.3.2.1(3)P and 5.5.3.4.1(2)) to reduce the consequences of cover spalling and to avoid the large uncertainties in the available ductility at high levels of applied axial force.

5.2.4 Safety verifications

(1)P For ultimate limit state verifications the partial factors for material properties γ_c and γ_s shall take into account the possible strength degradation of the materials due to cyclic deformations.

(2) If more specific data are not available, the values of the partial factors γ_c and γ_s adopted for the persistent and transient design situations should be applied, assuming that due to the local ductility provisions the ratio between the residual strength after degradation and the initial one is roughly equal to the ratio between the γ_M values for accidental and fundamental load combinations.

(3) If the strength degradation is appropriately accounted for in the evaluation of the material properties, the γ_M values adopted for the accidental design situation may be used.

NOTE 1 The values ascribed to the material partial factors γ_c and γ_s for the persistent and transient design situations and the accidental design situations for use in a country may be found in its National Annex to EN 1992-1-1:2004.

NOTE 2 The National Annex may specify whether the γ_M values to be used for earthquake resistant design are those for the persistent and transient or for the accidental design situations. Intermediate values may even be chosen in the National Annex, depending on how the material properties under earthquake loading are evaluated. The recommended choice is that of (2) in this subclause, which allows the same

Рекомендується вибирати ці значення з (2) цього підрозділу, які дозволяють використовувати ті ж значення проектного опору, як для постійних, так і для швидкоплинних проектних ситуацій (наприклад, гравітаційне навантаження з вітром), а також і для сейсмічної проектної ситуації.

5.3 Проектування згідно EN 1992-1-1

5.3.1 Загальні відомості

(1) Сейсмічне проектування для низької пластичності (клас пластичності L) відповідно до EN 1992-1-1:2004 без будь-яких додаткових вимог, окрім тих, які приведені в 5.3.2, рекомендується тільки у випадках низької сейсмічної активності (див. 3.2.1(4)).

5.3.2 Матеріали

(1)P В основних сейсмічних елементах, (див. 4.2.2), слід використовувати арматуру класів B або C відповідно до EN 1992-1-1:2004, Таблиця C.1.

5.3.3 Показник поведінки

(1) Показник поведінки q , аж до 1,5, може використовуватися у визначенні сейсмічних впливів, незважаючи на конструктивну систему і регулярність по висоті.

5.4 Проектування відповідно до концепції пластичності середнього рівня

5.4.1 Геометричні обмеження і матеріали

5.4.1.1 Вимоги до матеріалів

(1)P У основних сейсмічних елементах не повинен використовуватися бетон нижче, ніж клас C 16/20.

(2)P У критичних зонах основних сейсмічних елементів слід використовувати в якості арматури тільки ребристі стрижні, за винятком замкнених хомутиків і поперечних в'язей.

(3)P У критичних зонах основних сейсмічних елементів повинна застосовуватися арматура класів B і C відповідно до EN 1992-1-1:2004, Таблиця C.1.

(4)P Використання зварних дротяних сіток можливе, якщо вони відповідають вимогам (2)P і (3)P цього підрозділу.

value of the design resistance to be used for the persistent and transient design situations (e.g. gravity loads with wind) and for the seismic design situation.

5.3 Design to EN 1992-1-1

5.3.1 General

(1) Seismic design for low ductility (ductility class L), following EN 1992-1-1:2004 without any additional requirements other than those of 5.3.2, is recommended only for low seismicity cases (see 3.2.1(4)).

5.3.2 Materials

(1)P In primary seismic elements (see 4.2.2), = reinforcing steel of class B or C in EN 1992-1-1:2004, Table C.1 shall be used.

5.3.3 Behaviour factor

(1) A behaviour factor q of up to 1,5 may be used in deriving the seismic actions, regardless of the structural system and the regularity in elevation.

5.4 Design for DCM (DCM – Design Concept Medium)

5.4.1 Geometrical constraints and materials

5.4.1.1 Material requirements

(1)P Concrete of a class lower than C 16/20 shall not be used in primary seismic elements.

(2)P With the exceptions of closed stirrups and cross-ties, only ribbed bars shall be used as reinforcing steel in critical regions of primary seismic elements.

(3)P In critical regions of primary seismic elements reinforcing steel of class B or C in EN 1992-1-1:2004, Table C.1 shall be used.

(4)P Welded wire meshes may be used, if they meet the requirements in (2)P and (3)P of this subclause.

5.4.1.2 Геометричні обмеження

5.4.1.2.1 Балки

(1)Р Ексцентриситет осі балки відносно осі колони, з якою формується каркас, має бути обмежений для того, щоб досягти ефективної передачі циклічних моментів від основної сейсмічної балки на колону.

(2)Р Щоб задовольнити вимогам, визначеним в (1)Р, відстань між центральними осями двох елементів повинна обмежуватися величиною $b_c/4$, де b_c є найбільшим поперечним розміром колони перпендикулярним до поздовжньої осі балки.

(3)Р Для того, щоб скористатися сприятливим впливом стиску колони на зв'язок з горизонтальними стрижнями, що проходять через вузол рами, ширина b_w основної сейсмічної балки, повинна задовольняти наступній умові:

$$b_w \leq \min \{b_c + h_w; 2b_c\}, \quad (5.6)$$

де h_w – висота балки, а b_c визначається в (2) цього підрозділу.

5.4.1.2.2 Колони

(1) Якщо тільки $\theta \leq 0,1$ (див. 4.4.2.2(2)), розміри поперечного перерізу основних сейсмічних колон мають бути не менше, ніж одна десята більшої відстані між точкою перегину і кінцями колон, при згині в площині, паралельній даному розміру колони.

5.4.1.2.3 Пластичні стіни

(1) Товщина стінок b_{wo} (у метрах) повинна задовольняти наступній умові:

$$b_{wo} \geq \max \{0,15, h_s/20\}, \quad (5.7)$$

де h_s є висотою поверху в проясненні, в метрах.

(3) Додаткові вимоги, щодо товщини обмежених граничних елементів стін, приймаються відповідно до 5.4.3.4.2(10).

5.4.1.2.4 Великі слабо армовані стіни

(1) Положення 5.4.1.2.3(1) застосовуються також і для великих слабо армовані стін.

5.4.1.2 Geometrical constraints

5.4.1.2.1 Beams

(1)P The eccentricity of the beam axis shall be limited relative to that of the column into which it frames to enable efficient transfer of cyclic moments from a primary seismic beam to a column to be achieved.

(2) To enable the requirement specified in (1)P to be met the distance between the centroidal axes of the two members should be limited to less than $b_c/4$, where b_c is the largest cross-sectional dimension of the column normal to the longitudinal axis of the beam.

(3)P To take advantage of the favourable effect of column compression on the bond of horizontal bars passing through the joint, the width b_w of a primary seismic beam shall satisfy the following expression:

$$b_w \leq \min \{b_c + h_w; 2b_c\}, \quad (5.6)$$

where h_w is the depth of the beam and b_c is as defined in (2) of this subclause.

5.4.1.2.2 Columns

(1) Unless $\theta \leq 0,1$ (see 4.4.2.2(2)), the cross-sectional dimensions of primary seismic columns should not be smaller than one tenth of the larger distance between the point of contraflexure and the ends of the column, for bending within a plane parallel to the column dimension considered.

5.4.1.2.3 Ductile Walls

(1) The thickness of the web, b_{wo} , (in metres) should satisfy the following expression:

$$b_{wo} \geq \max \{0,15, h_s/20\}, \quad (5.7)$$

where h_s is the clear storey height in metres.

(2) Additional requirements apply with respect to the thickness of the confined boundary elements of walls, as specified in 5.4.3.4.2(10)

5.4.1.2.4 Large lightly reinforced walls

(1) The provision in 5.4.1.2.3(1) applies also to large lightly reinforced walls.

5.4.1.2.5 Спеціальні правила для балок, що підтримують вертикальні елементи, які перериваються

(1)P Конструктивні стіни не повинні залежати від їх спирання на балки або плити.

(2)P Для основних сейсмічних балок, які підтримують колони, що уриваються нижче балки, застосовуються наступні правила:

- a) не повинно бути ексцентриситету осі колони щодо осі балки;
- b) балка повинна спиратися, щонайменше, безпосередньо на дві опори, такі як стіни і колони.

5.4.2 Дії проектних впливів

5.4.2.1 Загальні відомості

(1)P За винятком пластичних основних сейсмічних стін, для яких застосовуються спеціальні правила **5.4.2.4**, проектні величини згинальних моментів і осьових сил мають бути отримані з розрахунку конструкції для проектної сейсмічної ситуації відповідно до EN 1990:2001, **6.4.3.4**, з урахуванням впливів другого порядку згідно з **4.4.2.2** і вимог до проектної несучої здатності з **5.2.3.3(2)**. Допускається перерозподіл згинальних моментів згідно з EN 1992-1-1. Проектні величини перерізуючих сил основних сейсмічних балок, колон, пластичних стін і слабо армованих стін визначаються відповідно до **5.4.2.2**, **5.4.2.3**, **5.4.2.4** і **5.4.2.5**, відповідно.

5.4.2.2 Балки

(1)P В основних сейсмічних балках проектні перерізуючі сили мають бути визначені відповідно до проектних правил для несучої здатності на основі рівноваги балки при: a) дії поперечного навантаження на неї в проектній сейсмічній ситуації і b) кінцевих моментів $M_{i,d}$ (при $i=1,2$, що означає кінцеві перерізи балки), відповідних утворенню пластичного шарніру для позитивних і негативних напрямів сейсмічного навантаження. Формування пластичних шарнірів має бути прийняте на кінцях балок або (якщо спочатку вони утворюються там) у вертикальних елементах, біля вузлів, в яких розташовуються кінці балки (див. Рисунок 5.1).

5.4.1.2.5 Specific rules for beams supporting discontinued vertical elements

(1)P Structural walls shall not rely for their support on beams or slabs.

(2)P For a primary seismic beam supporting columns discontinued below the beam, the following rules apply:

- a) there shall be no eccentricity of the column axis relative to that of the beam;
- b) the beam shall be supported by at least two direct supports, such as walls or columns.

5.4.2 Design action effects

5.4.2.1 General

(1)P With the exception of ductile primary seismic walls, for which the special provisions of **5.4.2.4** apply, the design values of bending moments and axial forces shall be obtained from the analysis of the structure for the seismic design situation in accordance with EN 1990:2001 **6.4.3.4**, taking into account second order effects in accordance with **4.4.2.2** and the capacity design requirements of **5.2.3.3(2)**. Redistribution of bending moments in accordance with EN 1992-1-1 is permitted. The design values of shear forces of primary seismic beams, columns, ductile walls and lightly reinforced walls, are determined in accordance with **5.4.2.2**, **5.4.2.3**, **5.4.2.4** and **5.4.2.5**, respectively.

5.4.2.2 Beams

(1)P In primary seismic beams the design shear forces shall be determined in accordance with the capacity design rule, on the basis of the equilibrium of the beam under: a) the transverse load acting on it in the seismic design situation and b) end moments $M_{i,d}$ (with $i=1,2$ denoting the end sections of the beam), corresponding to plastic hinge formation for positive and negative directions of seismic loading. The plastic hinges should be taken to form at the ends of the beams or (if they form there first) in the vertical elements connected to the joints into which the beam ends frame (see Figure 5.1).

(2) Параграф (1)Р цього підрозділу слід застосовувати таким чином:

- a) У кінцевому перерізі i необхідно обчислити два значення діючої поперечної сили, тобто максимум $V_{Ed,max,i}$ і мінімум $V_{Ed,min,i}$, які відповідають максимальному позитивному і максимальному негативному моментам $M_{i,d}$, які можуть утворюватися на кінцях 1 і 2 балки.
- b) Кінцеві моменти $M_{i,d}$ в (1)Р і (2) цього підрозділу можна визначити, як вказано нижче:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rb,i} \min\left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}}\right) \quad (5.8)$$

де γ_{Rd} показник, що враховує можливе перенапруження унаслідок деформаційного зміцнення сталі, який у разі балок типу DCM можна прийняти рівним 1,0.

$M_{Rb,i}$ проектна величина моменту опору на кінці балки i , в сенсі сейсмічний згинальний момент у розглянутому сенсі сейсмічного впливу.

$\sum M_{Rc}$ и $\sum M_{Rb}$ представляють, відповідно, суму проектних значень моментів опору колон і суму проектних значень моментів опору балок, які з'єднуються у вузлі (див. 4.4.2.3(4)). Значення $\sum M_{Rc}$ повинне відповідати осьовій силі (силам) колон в проектній сейсмічній ситуації для даного випадку сейсмічного впливу.

- c) На кінці балки, де вона побічно підтримується іншою балкою, замість зв'язку з вертикальним елементом, момент $M_{i,d}$ на кінці балки можна прирівняти до діючого моменту в кінцевому перерізі балки, що виникає в проектній сейсмічній ситуації.

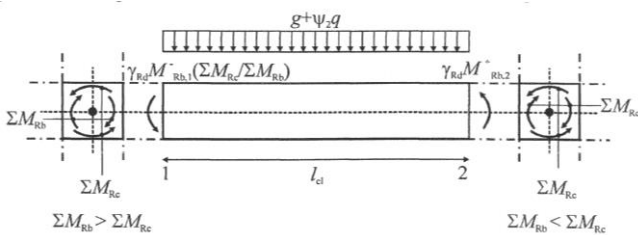


Рисунок 5.1: Проектні значення поперечних сил в балках при навантаженні.

(2) Paragraph (1)P of this subclause should be implemented as follows.

- a) At end section i , two values of the acting shear force should be calculated, i.e. the maximum $V_{Ed,max,i}$ and the minimum $V_{Ed,min,i}$ corresponding to the maximum positive and the maximum negative end moments $M_{i,d}$ that can develop at ends 1 and 2 of the beam.
- b) End moments $M_{i,d}$ in (1)P and in (2) a) of this subclause may be determined as follows:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rb,i} \min\left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}}\right) \quad (5.8)$$

where

γ_{Rd} is the factor accounting for possible overstrength due to steel strain hardening, which in the case of DCM beams may be taken as being equal to 1,0;

$M_{Rb,i}$ is the design value of the beam moment of resistance at end i in the sense of the seismic bending moment under the considered sense of the seismic action;

$\sum M_{Rc}$ and $\sum M_{Rb}$ are the sum of the design values of the moments of resistance of the columns and the sum of the design values of the moments of resistance of the beams framing into the joint, respectively (see 4.4.2.3(4)). The value of $\sum M_{Rc}$ should correspond to the column axial force(s) in the seismic design situation for the considered sense of the seismic action.

- c) At a beam end where the beam is supported indirectly by another beam, instead of framing into a vertical member, the beam end moment $M_{i,d}$ there may be taken as being equal to the acting moment at the beam end section in the seismic design situation.

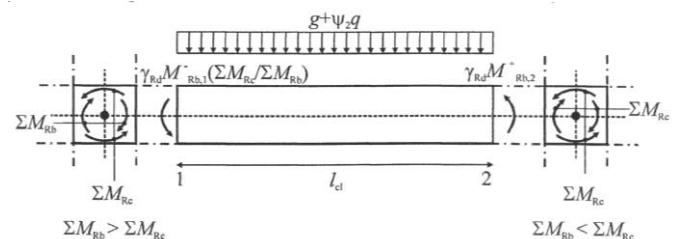


Figure 5.1: Capacity design values of shear forces on beams

5.4.2.3 Колони

(1)Р В основних сейсмічних колонах проектні значення перерізуючих сил повинні визначатися відповідно до правил визначення несучої здатності на основі рівноваги колон при дії кінцевого моменту $M_{i,d}$ (при $i=1,2$, що позначає кінцеві перерізи колон), що відповідає утворенню пластичного шарніру для позитивних і негативних напрямків сейсмічного навантаження. Формування пластичних шарнірів має бути прийняте на кінцях балок, створюючих рамні вузли з кінцями колон або (якщо спочатку вони утворюються там) на кінцях колон (див. Рисунок 5.2).

(2) Кінцеві моменти $M_{i,d}$ в (1)Р цього підрозділу можуть бути визначені з наступного виразу:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rc,i} \min\left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}}\right) \quad (5.9)$$

де

γ_{Rd} показник, що враховує перенапруження внаслідок деформаційного зміцнення сталі і непряме армування бетону в стислій зоні перерізу, який можна прийняти рівним 1,1.

$M_{Rc,i}$ проектне значення моменту опору на кінці i колони, в сенсі сейсмічний згинальний момент у розглянутому сенсі сейсмічного впливу.

$\sum M_{Rc}$ и $\sum M_{Rb}$ визначаються, як вказано в 5.4.2.2(2).

(3) Значення $\sum M_{Rc,i}$ и $\sum M_{Rc}$ повинні відповідати осьовій силі (силам) колони, в проектній сейсмічній ситуації для даного випадку сейсмічного впливу.

5.4.2.3 Columns

(1)P In primary seismic columns the design values of shear forces shall be determined in accordance with the capacity design rule, on the basis of the equilibrium of the column under end moments $M_{i,d}$ (with $i=1,2$ denoting the end sections of the column), corresponding to plastic hinge formation for positive and negative directions of seismic loading. The plastic hinges should be taken to form at the ends of the beams connected to the joints into which the column end frames, or (if they form there first) in the columns (see Figure 5.2).

(2) End moments $M_{i,d}$ in (1)P of this subclause may be determined from the following expression:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rc,i} \min\left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}}\right) \quad (5.9)$$

where

γ_{Rd} is the factor accounting for overstrength due to steel strain hardening and confinement of the concrete of the compression zone of the section, taken as being equal to 1,1;

$M_{Rc,i}$ is the design value of the column moment of resistance at end i in the sense of the seismic bending moment under the considered sense of the seismic action;

$\sum M_{Rc}$ and $\sum M_{Rb}$ are as defined in 5.4.2.2(2).

(3) The values of $M_{Rc,i}$ and $\sum M_{Rc}$ should correspond to the column axial force(s) in the seismic design situation for the considered sense of the seismic action.

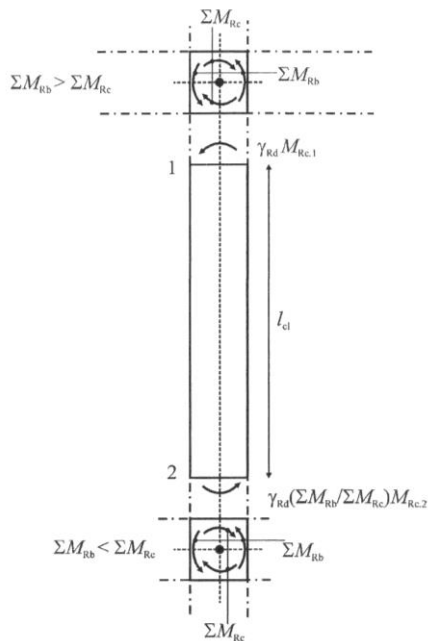


Рис. 5.2: Проектні значення перерізуючих сил в колонах при навантаженні

5.4.2.4 Спеціальні вимоги для пластичних стін

(1)P Невизначеності в розрахунках та після-пружна поведінка при динамічних діях мають бути взяті до уваги, принаймні, за допомогою спрощеного методу. Якщо не можна застосувати точніший метод, можна використовувати приведені в наступних пунктах правила проектування на основі огинаючої кривої для згинаючих моментів, а також шляхом впровадження збільшувачих коефіцієнтів для перерізуючих сил.

(2) Допускається перерозподіл впливу сейсмічних дій між основними сейсмічними стінами, аж до 30 %, за умови, що вимога загальної міцності не знижується. Перерізуючі сили слід перерозподіляти разом з згинаючими моментами так, щоб в окремих стінах відношення згинаючих моментів до перерізуючих сил істотно не змінилося. У стінах, які піддаються значним коливанням осьової сили, як наприклад, спарені стіни, моменти і поперечні сили слід перерозподіляти від стіни (стін), яка знаходиться під дією невисокого стиску або результуючого розтягу, до тих, які знаходяться під дією високого осьового стиску.

(3) У спарених стінах допускається перерозподіл впливів сейсмічних дій спареними балками різних поверхів, аж до 20 %, за умови, що сейсмічна осьова сила в основі кожної окремої стіни (результуюча перерізуючих сил в

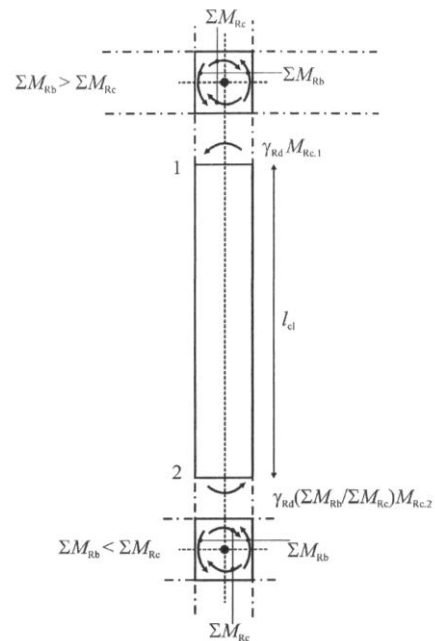


Figure 5.2: Capacity design shear force in columns

5.4.2.4 Special provisions for ductile walls

(1)P Uncertainties in the analysis and post-elastic dynamic effects shall be taken into account, at least through an appropriate simplified method. If a more precise method is not available, the rules in the following clauses for the design envelopes for bending moments, as well as the magnification factors for shear forces, may be used.

(2) Redistribution of seismic action effects between primary seismic walls of up to 30% is allowed, provided that the total resistance demand is not reduced. Shear forces should be redistributed along with the bending moments, so that the in the individual walls the ratio of bending moments to shear forces is not appreciably affected. In walls subjected to large fluctuations of axial force, as e.g. in coupled walls, moments and shears should be redistributed from the wall(s) which are under low compression or under net tension, to those which are under high axial compression.

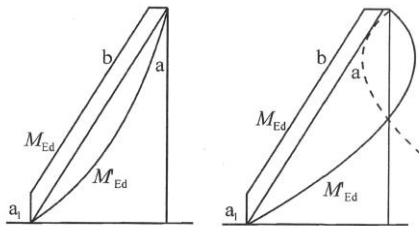
(3) In coupled walls redistribution of seismic action effects between coupling beams of different storeys of up to 20% is allowed, provided that the seismic axial force at the base of each individual wall (the resultant of the shear forces in the coupling

спарених балках) залишається незмінною.

(4)P Невизначеність у відношенні моменту, що розподіляється у напрямі висоти тонких основних сейсмічних стін, має бути врахована (при відношенні висоти до довжини h_w/l_w більше 2,0).

(5) Вимога, приведена в (4)P цього підрозділу, може бути виконана шляхом використання наступної спрощеної процедури, незалежно від типу застосованого розрахунку.

Діаграма проектного згинаючого моменту по висоті стіни має бути отримана з розрахунку як вертикально переміщена діаграма огинаючої епюри моментів, яка (напряга зсуву). Огинаючу можна вважати лінійною, якщо конструкція не має значних перепадів мас, жорсткості або опору по її висоті (див. Рисунок 5.3). Напряга зсуву повинна узгоджуватися з нахилоною розпіркою, як при перевірці на зсув в ULS (Кінцевий граничний стан), з можливою віялоподібною схемою розпірок біля основи та міжповерховими перекриттями, що діють як зв'язки.



Позначення:

- a епюра моментів з розрахунку
- б проектна огинаюча
- a₁ напряга зсуву

Рисунок 5.3: Проектна огинаюча для згинаючих моментів в тонких стінах (зліва: стінова система; справа: здвоєна система)

(6)P Слід брати до уваги можливе збільшення перерізуючих сил після осідання основи основної сейсмічної стіни.

(7) Вимога, приведена в (6)P цього підрозділу, може бути виконана, якщо проектні поперечні сили приймаються на 50 % більше ніж поперечні сили, отримані з розрахунку.

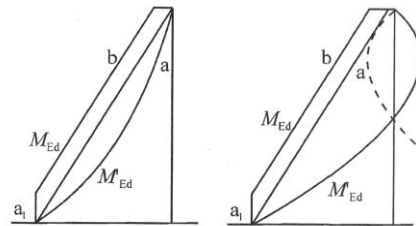
(8) У здвоєних системах, що містять тонкі

beams) is not affected.

(4)P Uncertainties regarding the moment distribution along the height of slender primary seismic walls (with height to length ratio h_w/l_w greater than 2,0) shall be covered.

(5) The requirement specified in (4)P of this subclause may be satisfied by applying, irrespective of the type of analysis used, the following simplified procedure.

The design bending moment diagram along the height of the wall should be given by an envelope of the bending moment diagram from the analysis, vertically displaced (tension shift). The envelope may be assumed linear, if the structure does not exhibit significant discontinuities of mass, stiffness or resistance over its height (see Figure 5.3). The tension shift should be consistent with the strut inclination taken in the ULS verification for shear, with a possible fan-type pattern of struts near the base, and with the floors acting as ties.



Key

- a moment diagram from analysis
- b design envelope
- a₁ tension shift

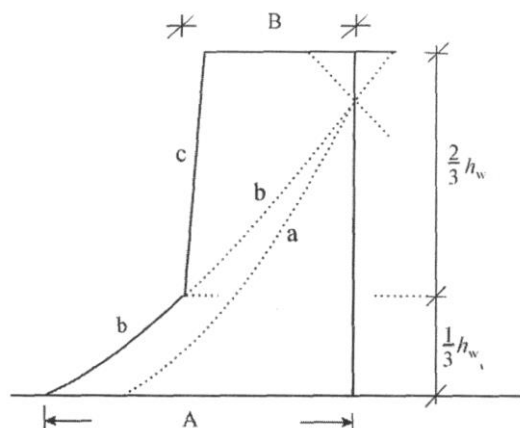
Figure 5.3: Design envelope for bending moments in slender walls(left: wall systems; right: dual systems).

(6)P The possible increase in shear forces after yielding at the base of a primary seismic wall, shall be taken into account.

(7) The requirement specified in (6)P of this subclause may be satisfied if the design shear forces are taken as being 50% higher than the shear forces obtained from the analysis.

(8) In dual systems containing slender walls the

стіни, слід використовувати проектну огинаючу перерізуючих сил згідно Рисунка 5.4, для того, щоб врахувати невизначеності у вищих формах коливань.



Позначення:

- a епюра перерізуючих сил з розрахунку
- b збільшена епюра перерізуючих сил
- c проектна огинаюча
- A $V_{\text{wall,base}}$
- B $V_{\text{wall,top}} \geq V_{\text{wall,base}}/2$

Рис. 5.4: Проектна огинаюча перерізуючих сил в стінах здвоєної системи

5.4.2.5 Спеціальні вимоги для великих слабоармованих стін

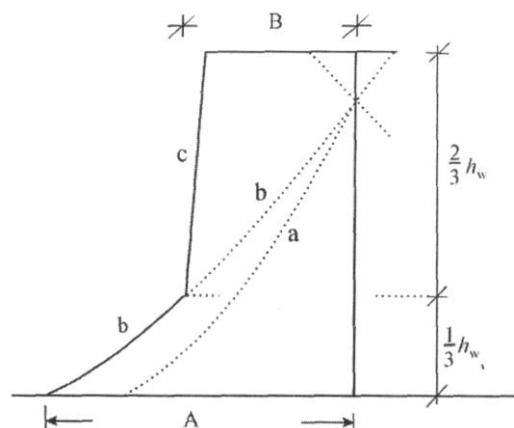
(1)P Для того, щоб деформація вигину передувала досягненню ULS (Кінцевий граничний стан) при зсуві, силу зсуву V'_{Ed} , отриману з розрахунку, слід збільшити

(2) Вимога, приведена в (1)P цього підрозділу, вважається дотриманою, якщо в стіні на кожному поверсі проектна перерізуюча сила V_{Ed} обчислюється за результатами розрахунку сили зсуву V'_{Ed} , відповідно до наступного виразу:

$$V_{Ed} = V'_{Ed} \frac{q+1}{2} \quad (5.10)$$

(3)P Додаткові динамічні осьові сили, які утворюються у великих стінах внаслідок підняття з ґрунту, або внаслідок відкриття і закриття горизонтальних тріщин, мають бути взяті до уваги в ході контролю граничного стану стіни при вигині і дії осьової сили.

design envelope of shear forces in accordance with Figure 5.4 should be used, to account for uncertainties in higher mode effects.



Key

- a shear diagram from analysis
- b magnified shear diagram
- c design envelope
- A $V_{\text{wall,base}}$
- B $V_{\text{wall,top}} \geq V_{\text{wall,base}}/2$

Figure 5.4: Design envelope of the shear forces in the walls of a dual system.

5.4.2.5 Special provisions for large lightly reinforced walls

(1)P To ensure that flexural yielding precedes attainment of the ULS in shear, the shear force V'_{Ed} from the analysis shall be increased.

(2) The requirement in (1)P of this subclause is considered to be satisfied if at every storey of the wall the design shear force V_{Ed} is obtained from the shear force calculated from the analysis, V'_{Ed} , in accordance with the following expression:

$$V_{Ed} = V'_{Ed} \frac{q+1}{2} \quad (5.10)$$

(3)P The additional dynamic axial forces developed in large walls due to uplifting from the soil, or due to the opening and closing of horizontal cracks, shall be taken into account in the ULS verification of the wall for flexure with axial force.

(4) Якщо не наявні результати точніших обчислень, динамічну складову осьової сили стіни в (3)P цього підрозділу можна прийняти рівною 50% від осьової сили в стіні унаслідок гравітаційного навантаження, присутнього в проектній сейсмічній ситуації. Ця сила повинна мати знак плюс або мінус, в залежності від того, яка з них є найбільш несприятливою.

(5) Якщо значення показника поведінки q не досягає 2,0, вплив динамічної осьової сили в (3) і (4) цього підрозділу можна не враховувати.

5.4.3 Оцінка кінцевого граничного стану (ULS) і деталізація

5.4.3.1 Балки

5.4.3.1.1 Опір при згині і зсуві

(1) Опір при згині і зсуві слід обчислювати згідно EN 1992-1-1:2004.

(2) Верхнє армування кінцевих поперечних перерізів основних сейсмічних балок T – або L – подібного перерізу повинно розташовуватися, головним чином, всередині ребра. Тільки частина такого армування може бути розташована за межами середини ребра, але всередині ефективної ширини полиці b_{eff} .

(3) За ефективну ширину полиці b_{eff} можна прийняти:

a) для основних сейсмічних балок, утворюючих рами з зовнішніми сторонами колон, ефективна ширина полиці b_{eff} приймається рівній ширині b_c колони за відсутності поперечної балки (Рисунок 5.5b) або, якщо є поперечна балка аналогічної висоти, прирівнюється цій ширині, збільшеній на $2h_f$ з кожного боку балки (Рисунок 5.5a)

b) для основних сейсмічних балок, утворюючих рами з внутрішніми сторонами колон, вищезазначена ширина може бути збільшена на $2h_f$ з кожного боку балки (Рисунок 5.5c і d).

(4) Unless the results of a more precise calculation are available, the dynamic component of the wall axial force in (3)P of this subclause may be taken as being 50% of the axial force in the wall due to the gravity loads present in the seismic design situation. This force should be taken to have a plus or a minus sign, whichever is most unfavourable.

(5) If the value of the behaviour factor q does not exceed 2,0, the effect of the dynamic axial force in (3) and (4) of this subclause may be neglected.

5.4.3 ULS verifications and detailing

5.4.3.1 Beams

5.4.3.1.1 Resistance in bending and shear

(1) The bending and shear resistances should be computed in accordance with EN 1992-1-1:2004.

(2) The top-reinforcement of the end cross-sections of primary seismic beams with a T- or L-shaped section should be placed mainly within the width of the web. Only part of this reinforcement may be placed outside the width of the web, but within the effective flange width b_{eff} .

(3) The effective flange width b_{eff} may be assumed to be as follows:

a) for primary seismic beams framing into exterior columns, the effective flange width b_{eff} is taken, in the absence of a transverse beam, as being equal to the width b_c of the column (Figure 5.5b), or, if there is a transverse beam of similar depth, equal to this width increased by $2h_f$ on each side of the beam (Figure 5.5a);

b) for primary seismic beams framing into interior columns the above widths may be increased by $2h_f$ on each side of the beam (Figure 5.5c and d).

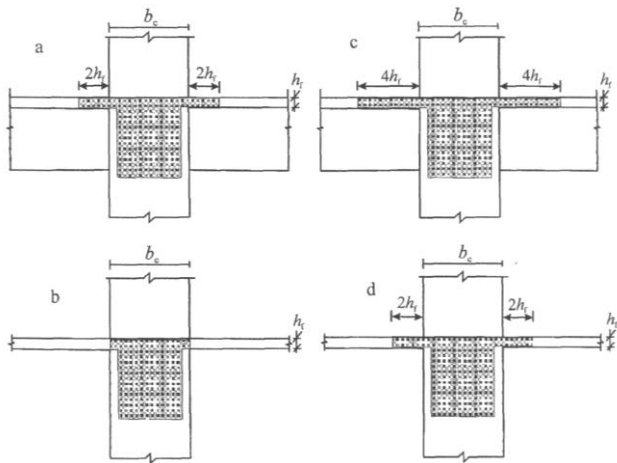


Рисунок 5.5: Ефективна ширина полиці b_{eff} для балок, утворюючих рами з колонами

5.4.3.1.2 Деталізація для локальної пластичності

(1)Р Зони основної сейсмічної балки аж до відстані $l_{cr}=h_w$ (де h_w позначає висоту балки) від кінцевого поперечного перерізу, де балка об'єднується у вузлове з'єднання з колоною, також як з обох боків будь-якого іншого поперечного перерізу, відповідального за несучу здатність в проектній сейсмічній ситуації, слід розглядати як критичні області.

(2) В основних сейсмічних балках, що підтримують перервані (виключені) вертикальні елементи, області аж до відстані $2h_w$ з кожного боку підтримуваного вертикального елемента, слід розглядати як критичні області.

(3)Р Щоб задовольнити вимогу локальної пластичності в критичних областях основних сейсмічних балок, значення коефіцієнту кривої пластичності μ_ϕ повинно, принаймні, дорівнювати величині, приведеній в 5.2.3.4 (3).

(4) Вимога, яка визначена в (3)Р цього підрозділу, вважається дотриманою, якщо задовольняються наступні умови на обох кінцях балки:

a) У стислій зоні арматури повинно бути не менше, ніж половина від арматури, розташованої в розтягнутій зоні, на додаток до будь-якої стиснутої арматури, необхідної для перевірки кінцевого граничного стану балки в проектній сейсмічній ситуації.

b) Коефіцієнт армування ρ в розтягнутій зоні не перевищує значення ρ_{max} , який дорівнює:

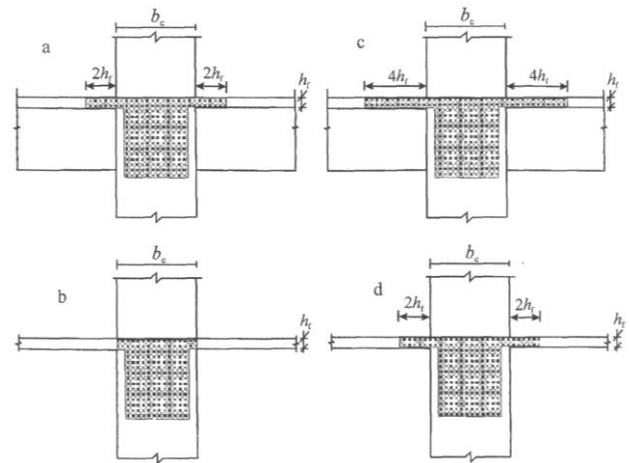


Figure 5.5: Effective flange width b_{eff} for beams framing into columns

5.4.3.1.2 Detailing for local ductility

(1)P The regions of a primary seismic beam up to a distance $l_{cr}=h_w$ (where h_w denotes the depth of the beam) from an end cross-section where the beam frames into a beamcolumn joint, as well as from both sides of any other cross-section liable to yield in the seismic design situation, shall be considered as being critical regions.

(2) In primary seismic beams supporting discontinued (cut-off) vertical elements, the regions up to a distance of $2h_w$ on each side of the supported vertical element should be considered as being critical regions.

(3)P To satisfy the local ductility requirement in the critical regions of primary seismic beams, the value of the curvature ductility factor μ_ϕ shall be at least equal to the value given in 5.2.3.4(3).

(4) The requirement specified in (3)P of this subclause is deemed to be satisfied, if the following conditions are met at both flanges of the beam.

a) at the compression zone reinforcement of not less than half of the reinforcement provided at the tension zone is placed, in addition to any compression reinforcement needed for the ULS verification of the beam in the seismic design situation.

b) The reinforcement ratio of the tension zone ρ does not exceed a value ρ_{max} equal to:

$$\rho_{\max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\phi} \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (5.11)$$

з коефіцієнтами армування розтягнутої зони і стиснутої зони, ρ і ρ' , нормалізованих до bd , де b є шириною стиснутої сторони балки. Якщо розтягнута зона включає плиту, то сумарна кількість арматури плити, паралельної балці в межах ефективної ширини полиці, визначеної в 5.4.3.1.1.(3), включається в ρ .

(5)Р Вздовж всієї довжини основної сейсмічної балки, коефіцієнт армування розтягнутої зони ρ не має бути менше, ніж наступне мінімальне значення ρ_{\min} :

$$\rho_{\min} = 0,5 \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \quad (5.12)$$

(6)Р В межах критичних зон основних сейсмічних балок хомути повинні задовольняти наступним вимогам:

- а) Діаметр d_{bw} хомутив (у міліметрах) має бути не менше, ніж 6мм.
- б) Крок, s , хомутив (у міліметрах) не повинен перевищувати:

$$s = \min \{ h_w / 4; 24d_{bw}; 225; 8d_{bL} \}, \quad (5.13)$$

де d_{bL} мінімальний поздовжній діаметр стрижнів (у міліметрах) і h_w висота балки (у міліметрах).
 с) Перший хомут слід розташовувати не далі, ніж 50 мм від кінцевого перерізу балки (див. Рисунок 5.6)

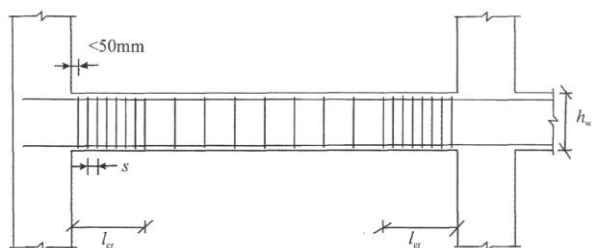


Рисунок 5.6: Поперечне армування в критичних зонах балки

$$\rho_{\max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\phi} \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (5.11)$$

with the reinforcement ratios of the tension zone and compression zone, ρ and ρ' , both normalised to bd , where b is the width of the compression flange of the beam. If the tension zone includes a slab, the amount of slab reinforcement parallel to the beam within the effective flange width defined in 5.4.3.1.1(3) is included in ρ .

(5)P Along the entire length of a primary seismic beam, the reinforcement ratio of the tension zone, ρ , shall be not less than the following minimum value ρ_{\min} :

$$\rho_{\min} = 0,5 \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \quad (5.12)$$

(6)P Within the critical regions of primary seismic beams, hoops satisfying the following conditions shall be provided:

- a) The diameter d_{bw} of the hoops (in millimetres) shall be not less than 6mm.
- b) The spacing, s , of hoops (in millimetres) shall not exceed:

$$s = \min \{ h_w / 4; 24d_{bw}; 225; 8d_{bL} \}, \quad (5.13)$$

where d_{bL} is the minimum longitudinal bar diameter (in millimetres); and h_w the beam depth (in millimetres).
 c) The first hoop shall be placed not more than 50 mm from the beam end section (see Figure 5.6).

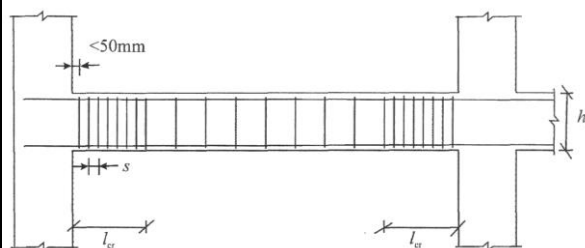


Figure 5.6: Transverse reinforcement in critical regions of beams

5.4.3.2 Колони

5.4.3.2.1 Опори

(1)P Опір згину і зсуву слід обчислювати згідно EN1992-1-1:2004, використовуючи значення осьової сили з розрахунку проектної сейсмічної ситуації.

(2) Двовісний згин можна враховувати спрощено шляхом виконання незалежної перевірки в кожному напрямі при дії одноосьового моменту, зменшеного на 30 %.

(3) P У основних сейсмічних колонах значення нормальної осьової сили v_d не повинне перевищувати 0,65.

5.4.3.2.2 Деталізація основних сейсмічних колон для локальної пластичності

(1)P Коефіцієнт загального поздовжнього армування ρ_1 має бути не менше 0,01 і не більше 0,04. У симетричних поперечних перерізах має бути забезпечене симетричне армування ($\rho = \rho'$).

(2)P Принаймні один внутрішній стрижень має бути передбаченим між кутовими стрижнями вздовж кожної сторони колони, щоб досягти цілісності вузлів «балка-колона».

(3)P Зони, аж до відстані l_{cr} від обох кінцевих перерізів основної сейсмічної колони, слід розглядати як критичні зони.

(4) За відсутності точнішої інформації, довжину критичної зони l_{cr} (у метрах) слід обчислювати з наступного виразу:

$$l_{cr} = \max \{h_c; l_{cl} / 6; 0,45\}, \quad (5.14)$$

де

h_c найбільший поперечний розмір колони (у метрах) і

l_{cl} довжина колони у проясненні (у метрах).

(5)P Якщо $l/h_c < 3$, то повна висота основної сейсмічної колони повинна розглядатися як критична зона і, відповідно, має бути виконане її армування.

(6)P У критичній зоні в основі головної сейсмічної колони значення показника кривої пластичності μ_ϕ повинно бути не менше значення, приведенного в 5.2.3.4(3).

5.4.3.2 Columns

5.4.3.2.1 Resistances

(1)P Flexural and shear resistance shall be computed in accordance with EN 1992-1-1:2004, using the value of the axial force from the analysis in the seismic design situation.

(2) Biaxial bending may be taken into account in a simplified way by carrying out the verification separately in each direction, with the uniaxial moment of resistance reduced by 30%.

(3)P In primary seismic columns the value of the normalised axial force v_d shall not exceed 0,65.

5.4.3.2.2 Detailing of primary seismic columns for local ductility

(1)P The total longitudinal reinforcement ratio ρ_1 shall be not less than 0,01 and not more than 0,04. In symmetrical cross-sections symmetrical reinforcement should be provided ($\rho = \rho'$).

(2)P At least one intermediate bar shall be provided between corner bars along each column side, to ensure the integrity of the beam-column joints.

(3)P The regions up to a distance l_{cr} from both end sections of a primary seismic column shall be considered as being critical regions.

(4) In the absence of more precise information, the length of the critical region l_{cr} (in metres) may be computed from the following expression:

$$l_{cr} = \max \{h_c; l_{cl} / 6; 0,45\}, \quad (5.14)$$

where

h_c is the largest cross-sectional dimension of the column (in metres); and

l_{cl} is the clear length of the column (in metres).

(5)P $l/h_c < 3$, the entire height of the primary seismic column shall be considered as being a critical region and shall be reinforced accordingly.

(6)P In the critical region at the base of primary seismic columns a value of the curvature ductility factor, μ_ϕ , should be provided, at least equal to that given in 5.2.3.4(3).

(7) P Якщо для певних величин μ_ϕ деформації в бетоні становлять більше, ніж $\varepsilon_{cu2} = 0,0035$, необхідно в будь-якому поперечному перерізі компенсувати втрату опору унаслідок сколювання бетону, яке має бути досягнуто шляхом відповідного утримання бетонного ядра на основі властивостей обтиснутого бетону згідно EN 1992-1-1:2004, **3.1.9**.

(8) Вимоги, приведені в (6)P і (7)P цього підрозділу, можна задовольнити, якщо:

$$\alpha\omega_{wd} \geq 30\mu_\phi v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0,035, \quad (5.15)$$

де ω_{wd} механічний об'ємний показник утримуючих хомутів в межах критичних зон.

$$\omega = \frac{\text{площа}_\text{бетонного}_\text{ядра} \cdot f_{yd}}{\text{площа}_\text{утримуючих}_\text{хомутів} \cdot f_{cd}};$$

μ_ϕ необхідне значення показника кривої пластичності;

v_d нормальна проектна осьова сила ($v_d = N_{Ed}/A_c \cdot f_{cd}$);

$\varepsilon_{sy,d}$ проектне значення деформації розтягнутої арматури при текучості

h_c загальна висота поперечного перерізу (паралельна горизонтальному напрямку, в якому використовується величина μ_ϕ у (6)P цього підрозділу);

h_o висота обтиснутого ядра (до осьової лінії хомутів);

b_c загальна ширина поперечного перерізу;

b_o ширина обтиснутого ядра (до осьової лінії хомутів);

α показник ефективності обтискання, рівний $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$, при:

a) Для прямокутних поперечних перерізів:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / 6b_o h_o \quad (5.16a)$$

$$\alpha_s = (1 - s / 2b_o)(1 - s / 2h_o), \quad (5.17a)$$

де

n загальна кількість поздовжніх стрижнів, скріплених хомутами або поперечними в'язями, і

b_i відстань між суміжними стрижнями (див. Рисунок 5.7; а також для b_o , h_o , s).

(7)P If for the specified value of μ_ϕ a concrete strain larger than $\varepsilon_{cu2} = 0,0035$, is needed anywhere in the cross-section, compensation for the loss of resistance due to spalling of the concrete shall be achieved by means of adequate confinement of the concrete core, on the basis of the properties of confined concrete in EN 1992-1-1:2004, **3.1.9**.

(8) The requirements specified in (6)P and (7)P of this subclause are deemed to be satisfied if:

$$\alpha\omega_{wd} \geq 30\mu_\phi v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0,035, \quad (5.15)$$

where

ω_{wd} is the mechanical volumetric ratio of confining hoops within the critical regions

$$\omega = \frac{\text{volume of concrete core} \cdot f_{yd}}{\text{volume of confining hoops} \cdot f_{cd}}$$

μ_ϕ is the required value of the curvature ductility factor;

v_d is the normalised design axial force ($v_d = N_{Ed}/A_c \cdot f_{cd}$);

$\varepsilon_{sy,d}$ is the design value of tension steel strain at yield;

h_c is the gross cross-sectional depth (parallel to the horizontal direction in which the value of μ_ϕ used in (6)P of this subclause applies);

h_o is the depth of confined core (to the centreline of the hoops);

b_c is the gross cross-sectional width;

b_o is the width of confined core (to the centreline of the hoops);

α is the confinement effectiveness factor, equal to $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$, with:

a) For rectangular cross-sections:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / 6b_o h_o \quad (5.16a)$$

$$\alpha_s = (1 - s / 2b_o)(1 - s / 2h_o), \quad (5.17a)$$

where

n is the total number of longitudinal bars laterally engaged by hoops or cross ties;

b_i is the distance between consecutive engaged bars (see Figure 5.7; also for b_o , h_o , s).

b) Для кругового поперечного перерізу з круговими хомутами і діаметром обтиснутого ядра D_o (до осьової лінії хомутів):

$$\alpha_n = 1 \quad (5.16b)$$

$$\alpha_s = (1 - s / 2D_o)^2 \quad (5.17b)$$

c) Для кругового поперечного перерізу зі спіральним армуванням:

$$\alpha_o = 1 \quad (5.16c)$$

$$\alpha_s = (1 - s / 2D_o) \quad (5.17c)$$

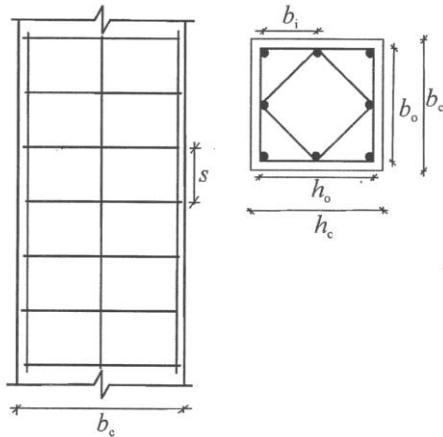


Рисунок 5.7: Обв'язка бетонного ядра

(9) Слід забезпечити мінімальне значення ω_{wd} , рівне 0,08 в межах критичної зони в основі основних сейсмічних колон.

(10)P В межах критичних зон основних сейсмічних колон хомути і поперечні в'язі, принаймні 6 мм в діаметрі, слід розташовувати на відстані, яка б забезпечувала мінімальну пластичність і запобігала місцевому поздовжньому вигину стрижнів. Схема розташування хомутів має бути такою, щоб об'ємний пружний стан поперечного перерізу сприймався хомутами.

(11) Мінімальні вимоги (10)P цього підрозділу можна задовольнити, дотримуючись наступних умов:

а) крок s хомутів (у міліметрах) не повинен перевищувати:

$$s = \min \{ b_o / 2; 175; 8d_{bL} \}, \quad (5.18)$$

де

b) For circular cross-sections with hoops and diameter of confined core D_o (to the centreline of hoops):

$$\alpha_n = 1 \quad (5.16b)$$

$$\alpha_s = (1 - s / 2D_o)^2 \quad (5.17b)$$

c) For circular cross-sections with spiral reinforcement:

$$\alpha_o = 1 \quad (5.16c)$$

$$\alpha_s = (1 - s / 2D_o) \quad (5.17c)$$

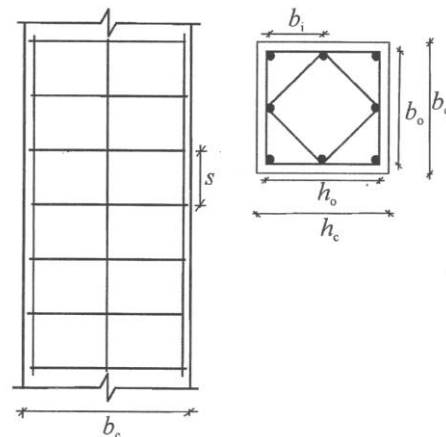


Figure 5.7: Confinement of concrete core

(9) A minimum value of ω_{wd} equal to 0,08 should be provided within the critical region at the base of the primary seismic columns.

(10)P Within the critical regions of the primary seismic columns, hoops and cross-ties, of at least 6 mm in diameter, shall be provided at a spacing such that a minimum ductility is ensured and local buckling of longitudinal bars is prevented. The hoop pattern shall be such that the cross-section benefits from the triaxial stress conditions produced by the hoops.

(11) The minimum conditions of (10)P of this subclause are deemed to be satisfied if the following conditions are met.

a) The spacing, s , of the hoops (in millimetres) does not exceed:

$$s = \min \{ b_o / 2; 175; 8d_{bL} \}, \quad (5.18)$$

Where

<p>b_o мінімальний розмір (у міліметрах) бетонного ядра (до осьової лінії хомутив);</p>	<p>b_o (in millimetres) is the minimum dimension of the concrete core (to the centerline of the hoops);</p>
<p>d_{bL} мінімальний діаметр поздовжніх стрижнів (у міліметрах).</p>	<p>d_{bL} is the minimum diameter of the longitudinal bars (in millimetres).</p>
<p>b) Відстань між суміжними поздовжніми стрижнями, сполученими хомутами або поперечними в'язями, не повинна перевищувати 200 мм, згідно EN 1992-1-1:2004, 9.5.3(6).</p>	<p>b) The distance between consecutive longitudinal bars engaged by hoops or cross-ties does not exceed 200 mm, taking into account EN 1992-1-1:2004, 9.5.3(6).</p>
<p>(12)P Поперечне армування в межах критичної зони в основі основних сейсмічних колон можна визначати, як приведено в EN 1992-1-1:2004, за умови, що значення нормального осьового навантаження в проектній сейсмічній ситуації менше 0,2, а значення показника поведінки q, яке використовується в проекті, не перевищує 2,0.</p>	<p>(12)P The transverse reinforcement within the critical region at the base of the primary seismic columns may be determined as specified in EN 1992-1-1:2004, provided that the value of the normalised axial load in the seismic design situation is less than 0,2 and the value of the behaviour factor q used in the design does not exceed 2,0.</p>
<p>5.4.3.3 Вузли з'єднання балка-колона</p>	<p>5.4.3.3 Beam-column joints</p>
<p>(1) Горизонтальне зв'язуюче армування у вузлах з'єднання основних сейсмічних балок з колонами має бути не менше, ніж передбачено в 5.4.3.2.2(8) -(11) для критичних зон колон, за винятком випадків, приведених в наступних параграфах.</p>	<p>(1) The horizontal confinement reinforcement in joints of primary seismic beams with columns should be not less than that specified in 5.4.3.2.2(8)-(11) for the critical regions of columns, with the exception of the case listed in the following paragraph.</p>
<p>(2) Якщо балки створюють каркас зі всіх чотирьох сторін вузла і їх ширина складає, принаймні, три-четвертих від паралельного поперечного розміру колони, то крок горизонтального зв'язуючого армування у вузлі можна збільшити удвічі в порівнянні з тим, що передбачено в (1) цього підрозділу, але він не може перевищувати 150 мм.</p>	<p>(2) If beams frame into all four sides of the joint and their width is at least threequarters of the parallel cross-sectional dimension of the column, the spacing of the horizontal confinement reinforcement in the joint may be increased to twice that specified in (1) of this subclause, but may not exceed 150 mm.</p>
<p>(3)P Принаймні, один проміжний (між кутовими стрижнями колони) вертикальний стрижень має бути заведений з кожної сторони вузла основних сейсмічних балок і колон.</p>	<p>(3)P At least one intermediate (between column corner bars) vertical bar shall be provided at each side of a joint of primary seismic beams and columns.</p>
<p>5.4.3.4 Пластичні стіни</p>	<p>5.4.3.4 Ductile Walls</p>
<p>5.4.3.4.1 Опір згину і зсуву</p>	<p>5.4.3.4.1 Bending and shear resistance</p>
<p>(1)P Опір згину і зсуву слід обчислювати згідно з EN 1992-1-1:2004, якщо інше не передбачено в наступних параграфах, використовуючи значення осьової сили, отриманої в результаті розрахунку проектної сейсмічної ситуації.</p>	<p>(1)P Flexural and shear resistances shall be computed in accordance with EN 1992-1-1:2004, unless specified otherwise in the following paragraphs, using the value of the axial force resulting from the analysis in the seismic design situation.</p>
<p>(2) У основних сейсмічних стінах значення нормального осьового навантаження vd не повинно перевищувати 0,4.</p>	<p>(2) In primary seismic walls the value of the normalised axial load vd should not exceed 0,4.</p>

(3)Р Вертикальне армування ребра слід враховувати при розрахунку опору згину перерізу стіни.

(4) Складні перерізи стін, що складаються із пов'язаних або пересічних прямокутних сегментів (L-, T-, U-, I- або аналогічних перерізів) слід розглядати як інтегральні одиниці, що складаються з ребра або ребер, паралельних або приблизно паралельних напрямку діючих сейсмічних перерізуючих сил, а полиця або полиці, розглядаються нормальними або приблизно нормальними до них. Для обчислення опору згину ефективна ширина полиці з кожного боку ребра повинна бути прийнята як продовження від лицьової сторони ребра і складати мінімум:

- дійсну ширину полиці;
- половину відстані між суміжними ребрами стіни;
- 25 % загальної висоти стіни вище даного рівня.

5.4.3.4.2 Деталізація для локальної пластичності

(1) Висоту критичної зони h_{cr} вище основи стіни можна визначити так:

$$h_{cr} = \max [l_w, h_w / 6], \quad (5.19a)$$

але

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2l_w \\ h_s \dots \text{для } \cdot n \leq 6 \text{ поверхів} \\ 2h_s \dots \text{для } \cdot n \geq 7 \text{ поверхів} \end{cases} \quad (5.19b)$$

де h_s є висота поверху в проясненні і де основа визначається як рівень фундаменту або заглиблення цокольних поверхів з жорсткими діафрагмами і стінами по периметру.

(2) У критичних зонах стін слід забезпечити таке значення показника кривої пластичності μ_ϕ , яке, принаймні, дорівнює тому, яке обчислюється з виразів (5.4), (5.5) в 5.2.3.4(3) з заміною основної величини показника поведінки q_0 в цих виразах шляхом збільшення в q_0 раз максимального значення відношення M_{Ed}/M_{Rd} в основі стіни в проектній сейсмічній ситуації, де M_{Ed} представляє проектний згинаючий розрахунковий момент, а M_{Rd} - проектний опір згину.

(3) Якщо не використовується точніший метод, значення μ_ϕ , приведені в (2) цього

(3)P Vertical web reinforcement shall be taken into account in the calculation of the flexural resistance of wall sections.

(4) Composite wall sections consisting of connected or intersecting rectangular segments (L-, T-, U-, I- or similar sections) should be taken as integral units, consisting of a web or webs parallel or approximately parallel to the direction of the acting seismic shear force and a flange or flanges normal or approximately normal to it. For the calculation of flexural resistance, the effective flange width on each side of a web should be taken to extend from the face of the web by the minimum of:

- the actual flange width;
- one-half of the distance to an adjacent web of the wall;
- 25% of the total height of the wall above the level considered.

5.4.3.4.2 Detailing for local ductility

(1) The height of the critical region h_{cr} above the base of the wall may be estimated as:

$$h_{cr} = \max [l_w, h_w / 6], \quad (5.19a)$$

but

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2l_w \\ h_s \dots \text{for } \cdot n \leq 6 \text{ storeys} \\ 2h_s \dots \text{for } \cdot n \geq 7 \text{ storeys} \end{cases} \quad (5.19b)$$

where h_s is the clear storey height and where the base is defined as the level of the foundation or of the embedment in basement storeys with rigid diaphragms and perimeter walls.

(2) At the critical regions of walls a value μ_ϕ of the curvature ductility factor should be provided, that is at least equal to that calculated from expressions (5.4), (5.5) in 5.2.3.4(3) with the basic value of the behaviour factor q_0 in these expressions replaced by the product of q_0 times the maximum value of the ratio M_{Ed}/M_{Rd} at the base of the wall in the seismic design situation, where M_{Ed} is the design bending moment from the analysis; and M_{Rd} is the design flexural resistance.

(3) Unless a more precise method is used, the value of μ_ϕ specified in (2) of this subclause may be

підрозділу, можна обчислити за допомогою зв'язаного армування в межах периферійної зони поперечного перерізу, так званих граничних елементів, розмір яких розраховується згідно (6) цього підрозділу. Кількість зв'язаного армування слід розраховувати згідно з (4) і (5) цього підрозділу.

(4) Для стін з прямокутним поперечним перерізом об'ємний механічний коефіцієнт необхідного зв'язаного армування ω_{wd} в граничних елементах повинен задовольняти наступний вираз, який включає значення μ_ϕ , яке визначено в (2) цього підрозділу:

$$\alpha\omega_{wd} \geq 30\mu_\phi(v_d + \omega_v)\varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_o} - 0,035, \quad (5.20)$$

де параметри визначені в 5.4.3.2.2(8), за виключенням значення ω_v , яке є механічним коефіцієнтом вертикального армування ребер ($\omega_v = \rho_v f_{yd,v} / f_{cd}$).

(5) Для стін з уширенням або полицями, або з перерізом, який складається з декількох прямокутних частин (Т-, L-, I-, U- подібними формами перерізу, і так далі), об'ємний механічний коефіцієнт зв'язаного армування в граничних елементах можна визначити таким чином:

а) Відношення осьової сила N_{Ed} і загальної площі вертикального армування в ребрі, A_{sv} , мають бути нормовані до $h_c b_c f_{cd}$ із стиснутою шириною уширення або полиці, прийнятої в якості ширини поперечного перерізу b_c ($v_d = N_{Ed} / h_c b_c f_{cd}$, $\omega_v = (A_{sv} / h_c b_c) f_{yd} / f_{cd}$). Висоту нейтральної осі x_u при граничній кривизні після відшарування бетону із зовнішнього боку об'язаного ядра граничних елементів може бути оцінена так:

$$x_u = (v_d + \omega_v) \frac{l_w b_c}{b_o}, \quad (5.21)$$

де b_o - ширина об'язаного ядра в уширеннях або полицях. Якщо значення x_u з виразу (5.21) не перевищує висоту уширення або полиці після відшарування захисного шару бетону, то об'ємний механічний коефіцієнт зв'язаного армування уширення або полиці можна визначити так, як показано в а) цього підрозділу (тобто з виразу (5.20), 5.4.3.4.2(4)), з урахуванням v_d , ω_v , b_c , b_o які відносяться до ширини уширення або полиці.

б) Якщо значення x_u перевищує висоту уширення або полиці після відшарування

supplied by means of confining reinforcement within edge regions of the cross-section, termed boundary elements, the extent of which should be determined in accordance with (6) of this subclause. The amount of confining reinforcement should be determined in accordance with (4) and (5) of this subclause:

(4) For walls of rectangular cross-section, the mechanical volumetric ratio of the required confining reinforcement ω_{wd} in boundary elements should satisfy the following expression, with the -values of μ_ϕ as specified in (2) of this subclause:

$$\alpha\omega_{wd} \geq 30\mu_\phi(v_d + \omega_v)\varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_o} - 0,035, \quad (5.20)$$

where the parameters are defined in 5.4.3.2.2(8), except ω_v , which is the mechanical ratio of vertical web reinforcement ($\omega_v = \rho_v f_{yd,v} / f_{cd}$).

(5) For walls with barbells or flanges, or with a section consisting of several rectangular parts (T-, L-, I-, U-shaped sections, etc.) the mechanical volumetric ratio of the confining reinforcement in the boundary elements may be determined as follows:

a) The axial force N_{Ed} and the web vertical reinforcement ratio A_{sv} shall be normalised to $h_c b_c f_{cd}$, with the width of the barbell or flange in compression taken as the crosssectional width b_c

$$(v_d = N_{Ed} / h_c b_c f_{cd}, \omega_v = (A_{sv} / h_c b_c) f_{yd} / f_{cd}).$$

The neutral axis depth x_u at ultimate curvature after spalling of the concrete outside the confined core of the boundary elements may be estimated as:

$$x_u = (v_d + \omega_v) \frac{l_w b_c}{b_o}, \quad (5.21)$$

where b_o is the width of the confined core in the barbell or flange. If the value of x_u from expression (5.21) does not exceed the depth of the barbell or flange after spalling of the cover concrete, then the mechanical volumetric ratio of the confining reinforcement in the barbell or flange is determined as in a) of this subclause (i.e. from expression (5.20), 5.4.3.4.2(4)), with v_d , ω_v , b_c , b_o referring to the width of the barbell or flange.

б) If the value of x_u exceeds the depth of the barbell or flange after spalling of the cover concrete,

захисного шару бетону, то використовується загальний метод, який ґрунтується на:

1) визначенні показника кривої пластичності, як $\mu_\phi = \phi_u / \phi_y$, 2) обчисленні ϕ_u як $\varepsilon_{cu2,c} / x_u$ і ϕ_y як $\varepsilon_{sy} / (d - x_y)$, 3) рівновазі перерізу для визначення висот нейтральної осі x_u і x_y , і 4) міцності і граничній деформації обтиснутого бетону $f_{ck,c}$ і $\varepsilon_{cu2,c}$, як функції ефективного поперечної напруги обтискання (дивись EN 1992-1-1:2004, **3.1.9**). Потрібне обв'язочне армування, якщо необхідно, та довжина обв'язки стіни обчислюються відповідно.

(6) Обмеження (3) - (5) цього підрозділу повинно розповсюджуватися у вертикальному напрямі в межах висоти h_{cr} критичної зони, як визначено в **5.4.3.4.2(1)**, а у горизонтальному вздовж довжини l_c , заміряної від найбільш стислого волокна стіни до точки, де необтиснутий бетон може роздробитися через велику деформацію стиску. Якщо немає точніших даних, деформацію стиску, при якій можливе сколювання, можна прийняти рівною $\varepsilon_{cu2} = 0,0035$. Обв'язаний граничний елемент може бути обмежений подовженням до відстані $x_u(1 - \varepsilon_{cu2} / \varepsilon_{cu2,c})$ від осьової лінії хомута біля екстремально стиснутого волокна, з висотою зони обмеженого стискування x_u у відношенні до граничної кривизни, яка визначається з рівноваги (порівняйте вираз (5.21) для постійної ширини b_o зони обмеженого стиску) і граничною деформацією для обтиснутого бетону $\varepsilon_{cu2,c}$, який визначається з EN 1992-1-1:2004, **3.1.9**, у вигляді $\varepsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1\alpha\omega_{wd}$ (Рисунок 5.8). Як мінімум, довжина l_c обв'язаного граничного елемента повинна складати не менше, ніж $0,15 l_w$ або $1,50 \cdot b_w$.

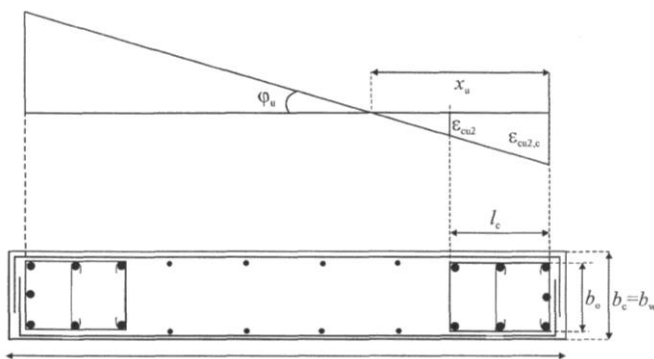


Рисунок 5.8: Обв'язані граничні елементи на вільних краях торцевої стіни (вгорі: деформації при граничній кривизні; внизу: поперечний переріз стіни)

the general method based on:

1) the definition of the curvature ductility factor as $\mu_\phi = \phi_u / \phi_y$, 2) the calculation of ϕ_u as $\varepsilon_{cu2,c} / x_u$ and of ϕ_y as $\varepsilon_{sy} / (d - x_y)$, 3) section equilibrium for the estimation of neutral axis depths x_u and x_y , and 4) the strength and ultimate strain of confined concrete, $f_{ck,c}$ and $\varepsilon_{cu2,c}$ as a function of the effective lateral confining stress (see EN 1992-1-1:2004, **3.1.9**) may be followed. The required confining reinforcement, if needed, and the confined wall lengths should be calculated accordingly.

(6) The confinement of (3)-(5) of this subclause should extend vertically over the height h_{cr} of the critical region as defined in **5.4.3.4.2(1)** and horizontally along a length l_c measured from the extreme compression fibre of the wall up to the point where unconfined concrete may spall due to large compressive strains. If more precise data is not available, the compressive strain at which spalling is expected may be taken as being equal to $\varepsilon_{cu2} = 0,0035$. The confined boundary element may be limited extend up to a distance of $x_u(1 - \varepsilon_{cu2} / \varepsilon_{cu2,c})$ from the hoop centreline near the extreme compression fibre, with the depth of the confined compression zone x_u at ultimate curvature estimated from equilibrium (cf. expression (5.21) for a constant width b_o of the confined compression zone) and the ultimate strain $\varepsilon_{cu2,c}$ of confined concrete estimated on the basis of EN 1992-1-1:2004, **3.1.9** as $\varepsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1\alpha\omega_{wd}$ (Figure 5.8). As a minimum, the length l_c of the confined boundary element should not be taken as being smaller than $0,15 \cdot l_w$ or $1,50 \cdot b_w$.

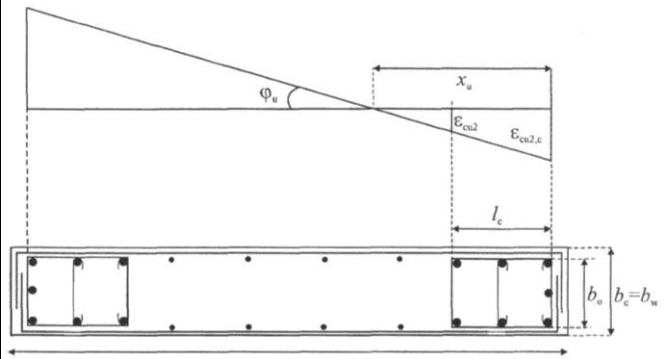


Figure 5.8: Confined boundary element of free-end wall end (top: strains at ultimate curvature; bottom: wall cross-section)

(7) Обв'язка граничного елемента не потрібна, якщо полиці стіни мають товщину $b_f \geq h_s/15$ і ширину $l_f \geq h_s/5$, де h_s позначає висоту поверху в простві (Рисунок 5.9). Проте, обв'язані граничні елементи можуть бути потрібними на кінцях таких полиць через вигин стіни з площини.

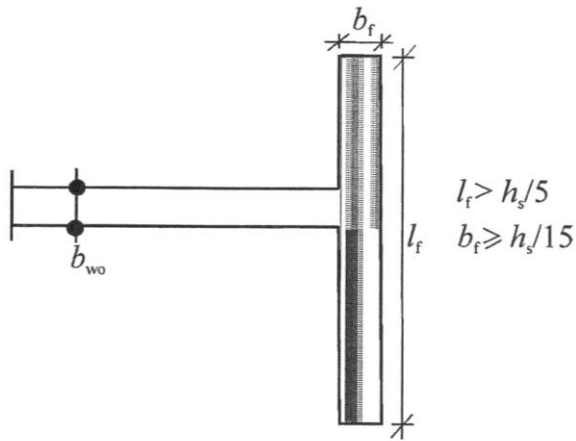


Рисунок 5.9: Обв'язка граничних елементів не потрібна в стіні з великою поперечною полицею

(8) Коефіцієнт поздовжнього армування в граничних елементах має бути не менше 0,005.

(9) Положення **5.4.3.2.2(9)** та **(11)** застосовуються в межах граничних елементів стін. Повинні застосовуватися додаткові хомути, таким чином, щоб кожен поздовжній стрижень зчіплювався з хомутом або поперечною в'яззю.

(10) Товщина b_w частин перерізів стін з обв'язочним армуванням (граничних елементів) має бути не менше 200 мм. Більш того, якщо довжина обв'язаної частини не перевищує максимум $2b_w$ та $0,2l_w$, то значення b_w не має бути менше, ніж $h_s/15$, де h_s позначає висоту поверху. Якщо довжина обв'язаної частини перевищує максимум $2b_w$ та $0,2l_w$, то значення b_w не має бути меншим $h_s/10$ (див. Рисунок 5.10)

(7) No confined boundary element is required over wall flanges with thickness $b_f \geq h_s/15$ and width $l_f \geq h_s/5$, where h_s denotes the clear storey height (Figure 5.9). Nonetheless, confined boundary elements may be required at the ends of such flanges due to out-of-plane bending of the wall.

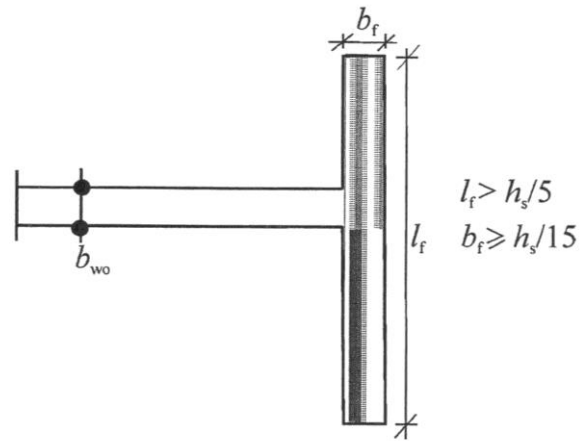


Figure 5.9: Confined boundary elements not needed at wall ends with a large transverse flange

(8) The longitudinal reinforcement ratio in the boundary elements should be not less than 0,005.

(9) The provisions of **5.4.3.2.2(9)** and **(11)** apply within the boundary elements of walls. Overlapping hoops should be used, so that every other longitudinal bar is engaged by a hoop or cross-tie.

(10) The thickness b_w of the confined parts of the wall section (boundary elements) should not be less than 200 mm. Moreover, if the length of the confined part does not exceed the maximum of $2b_w$ and $0,2l_w$, b_w should not be less than $h_s/15$, with h_s denoting the storey height. If the length of the confined part exceeds the maximum of $2b_w$ and $0,2l_w$ b_w should not be less than $h_s/10$ (See Figure 5.10).

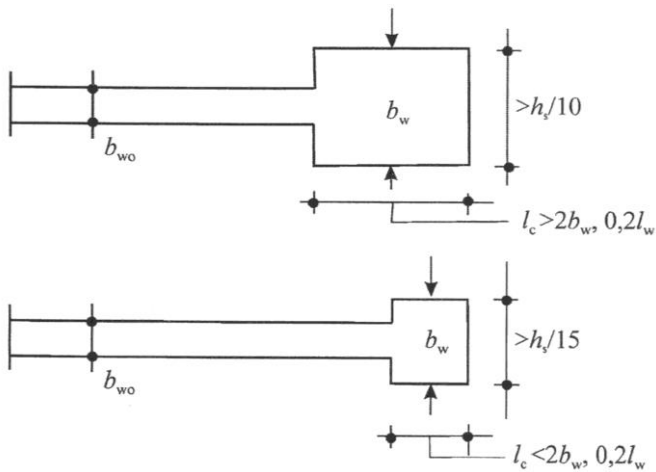


Рисунок 5.10: Мінімальна товщина обв'язаних граничних елементів

(11) На відрізку стіни над критичною зоною застосовуються лише відповідні правила EN 1992-1-1:2004 щодо вертикального, горизонтального і поперечного армування. Проте, в тих частинах перерізу, де деформація стиску ε_c в проектній сейсмічній ситуації перевищує 0,002, слід забезпечити мінімальний коефіцієнт вертикального армування 0,005.

(12) Поперечне армування граничних елементів з (4)-(10) цього підрозділу може бути визначено згідно EN 1992-1-1:2004, тільки, якщо виконується одна з приведених умов:

- а) Значення нормальної проектної осьової сили v_d не більше, ніж 0,15;
- б) Значення v_d не більше, ніж 0,20 та показник q , який використовується в розрахунку, зменшений на 15 %.

5.4.3.5 Великі слабо армовані стіни

5.4.3.5.1 Опір згину

(1)P Кінцевий граничний стан при позацентровому стиску повинен перевірятися на наявність горизонтальних тріщин відповідно до вимог EN 1992-1-1:2004, включаючи гіпотезу плоских перерізів.

(2)P Нормальні напруження в бетоні мають бути обмеженими, щоб запобігти нестійкості стіни з площини.

(3) Вимога з (2)P цього підрозділу може бути задоволена на основі правил EN 1992-1-1:2004

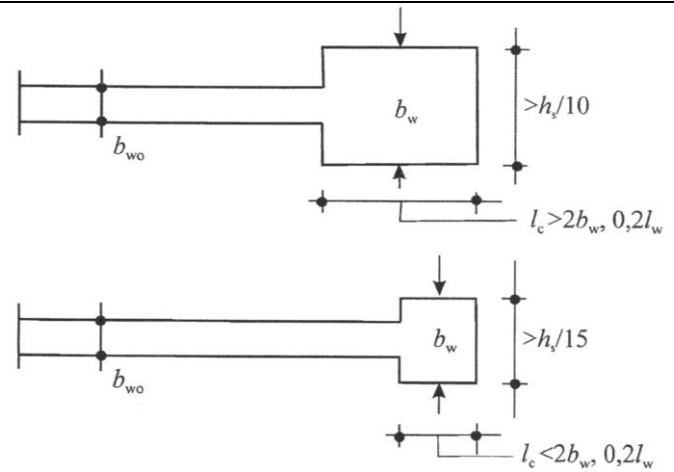


Figure 5.10: Minimum thickness of confined boundary elements

(11) In the height of the wall above the critical region only the relevant rules of EN 1992-1-1:2004 regarding vertical, horizontal and transverse reinforcement apply. However, in those parts of the section where under the seismic design situation the compressive strain ε_c exceeds 0,002, a minimum vertical reinforcement ratio of 0,005 should be provided.

(12) The transverse reinforcement of the boundary elements of (4)-(10) of this subclause may be determined in accordance with EN 1992-1-1:2004 alone, if one of the following conditions is fulfilled:

- a) The value of the normalised design axial force v_d is not greater than 0,15;
- b) the value of v_d is not greater than 0,20 and the q -factor used in the analysis is reduced by 15%.

5.4.3.5 Large lightly reinforced walls

5.4.3.5.1 Bending resistance

(1)P The ULS in bending with axial force shall be verified assuming horizontal cracking, in accordance with the relevant provisions of EN 1992-1-1:2004, including the plane sections assumption.

(2)P Normal stresses in the concrete shall be limited, to prevent out-of-plane instability of the wall.

(3) The requirement of (2)P of this subclause may be satisfied on the basis of the rules of EN 1992-1-

для впливів другого порядку, з додаванням, при необхідності, інших правил для нормальної напруги в бетоні.

(4) Коли динамічна осьова сила з **5.4.2.5(3)P** і **(4)** враховується при контролі кінцевого граничного стану при позацентровому стиску, граничну деформацію ε_{cu2} для стиснутого бетону можна збільшити до 0,005. Більше значення можна враховувати для бетону в обв'язці згідно EN 1992-1-1:2004, **3.1.9**, за умови, що відшаровування необв'язаного захисного шару враховується при верифікації.

5.4.3.5.2 Опір зсуву

(1) У зв'язку із запасом міцності, забезпеченого збільшенням проектних поперечних сил в **5.4.2.5(1)P** і **(2)**, і так як реакція (включаючи можливі похилі тріщини) деформаційно контролюється, коли значення V_{Ed} з **5.4.2.5(2)** менше проектної величини опору зсуву $V_{Rd,c}$ з EN 1992-1-1:2004, **6.2.2**, забезпечення мінімального коефіцієнта поперечного армування $\rho_{w,min}$ в ребрі не потребується.

ПРИМІТКА. Значення, яке приписується $\rho_{w,min}$ для використання в країні-учасниці, можна знайти в Національному додатку до цього документа. Рекомендоване значення є мінімальною величиною для стін в EN 1992-1-1:2004 і в Національному додатку.

(2) Коли умова $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ не задовольняється, поперечне армування ребра слід розраховувати згідно EN 1992-1-1:2004 на основі моделі ферми з регульованим нахилом або моделі в'язевих розпірок, виходячи з того, що з двох більше відповідає особливостям геометрії стіни.

(3) Якщо використовується модель в'язевих розпірок, то ширина розпірок повинна враховувати наявність отворів і не повинна перевищувати меншого зі значень $0,25l_w$ або $4b_{wo}$.

(4) Кінцевий граничний стан при зсуві ковзання у вузлах горизонтальних конструкцій мають бути перевірені відповідно до вимог EN 1992-1-1:2004, **6.2.5**, з довжиною зони анкерівки стикувальних стрижнів, перетинаючих область взаємодії, збільшеною на 50 % відносно потрібної за EN 1992-1-1:2004.

1:2004 for second-order effects, supplemented with other rules for the normal stresses in the concrete if necessary.

(4) When the dynamic axial force of **5.4.2.5(3)P** and **(4)** is taken into account in the ULS verification for bending with axial force, the limiting strain $\varepsilon_{cu2,c}$ for unconfined concrete may be increased to 0,005. A higher value may be taken into account for confined concrete, in accordance with EN 1992-1-1:2004, **3.1.9**, provided that spalling of the unconfined concrete cover is accounted for in the verification.

5.4.3.5.2 Shear resistance

(1) Due to the safety margin provided by the magnification of design shear forces in **5.4.2.5(1)P** and **(2)** and because the response (including possible inclined cracking) is deformation-controlled, wherever the value of V_{Ed} from **5.4.2.5(2)** is less than the design value of the shear resistance $V_{Rd,c}$ in EN 1992-1-1:2004, **6.2.2**, the minimum shear reinforcement ratio $\rho_{w,min}$ in the web is not required.

NOTE The value ascribed to $\rho_{w,min}$ for use in a country may be found in its National Annex to this document. The recommended value is the minimum value for walls in EN 1992-1-1:2004 and in its National Annex.

(2) Wherever the condition $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ is not fulfilled, web shear reinforcement should be calculated in accordance with EN 1992-1-1:2004, on the basis of a variable inclination truss model, or a strut-and-tie model, whichever is most appropriate for the particular geometry of the wall.

(3) If a strut-and-tie model is used, the width of the strut should take into account the presence of openings and should not exceed $0,25l_w$ or $4b_{wo}$, whichever is smaller.

(4) The ULS against sliding shear at horizontal construction joints should be verified in accordance with EN 1992-1-1:2004, **6.2.5**, with the anchorage length of clamping bars crossing the interface increased by 50% over that required by EN 1992-1-1:2004.

5.4.3.5.3 Деталізація для локальної пластичності

(1) Вертикальні стрижні, які необхідні для перевірки кінцевого граничного стану при позацентровому стиску, або для того, щоб задовольнити будь-які мінімальні вимоги щодо армування, мають бути з'єднані хомутами або поперечними в'язями діаметром не менш, ніж 6 мм або рівним одній третині діаметру вертикального стрижня d_{bL} . Хомути і в'язі мають бути розташовані по вертикалі з інтервалом не більш 100 мм або $8 d_{bL}$, причому приймається менше з двох значень.

(2) Вертикальні стрижні, необхідні для перевірки кінцевого граничного стану при позацентровому стиску, і обмежені хомутами і поперечними в'язями, згідно (1) цього підрозділу, мають бути зосереджені в граничних елементах на кінцях поперечного перерізу. Ці елементи повинні розташовуватись у напрямі довжини стіни l_w на довжину не менше, ніж b_w або $3b_w\sigma_{cm}/f_{cd}$, причому приймається менше з двох значень, де σ_{cm} позначає величину напруги бетону в стиснутій зоні при кінцевому граничному стані від позацентрового стиску. Діаметр вертикальних стрижнів має бути не менше 12 мм на нижньому поверсі будівлі або на будь-якому поверсі, де довжина стіни l_w зменшена більше, ніж на одну третю висоти поверху h_s , порівняно з довжини стіни нижнього поверху. На всіх інших поверхах діаметр вертикальних стрижнів має бути не менше, ніж 10 мм.

(3) Щоб уникнути змін в режимі роботи від одного контрольованого стану при згині до іншого, викликаного зсувом, кількість вертикального армування, розміщеного в перерізі стіни, не може без необхідності перевищувати кількість арматури, потрібної для оцінки кінцевого граничного стану при позацентровому стиску та збереження цілісності бетону.

(4) Повинна бути забезпечена безперервність горизонтальних або вертикальних сталевих в'язів: (a) вздовж всіх перехресних стін або місць з'єднання з полицями; (b) на всіх рівнях перекриттів; (c) навколо отворів в стіні. Ці в'язі повинні задовольняти, як мінімум, вимогам EN 1992-1-1:2004, **9.10**.

5.4.3.5.3 Detailing for local ductility

(1) Vertical bars necessary for the verification of the ULS in bending with axial force, or for the satisfaction of any minimum reinforcement provisions, should be engaged by a hoop or a cross-tie with a diameter of not less than 6 mm or one third of the vertical bar diameter, d_{bL} . Hoops and cross-ties should be at a vertical spacing of not more than 100 mm or $8d_{bL}$, whichever is less.

(2) Vertical bars necessary for the verification of the ULS in bending with axial force and laterally restrained by hoops and cross-ties in accordance with (1) of this subclause should be concentrated in boundary elements at the ends of the cross-section. These elements should extend in the direction of the length l_w of the wall over a length not less than b_w or $3b_w\sigma_{cm}/f_{cd}$, whichever is less, where σ_{cm} is the mean value of the concrete stress in the compression zone in the ULS of bending with axial force. The diameter of the vertical bars should not be less than 12 mm in the lower storey of the building, or in any storey where the length l_w of the wall is reduced over that of the storey below by more than one-third of the storey height h_s . In all other storeys the diameter of vertical bars should not be less than 10 mm.

(3) To avoid a change in the mode of behaviour from one controlled by flexure to another controlled by shear, the amount of vertical reinforcement placed in the wall section should not unnecessarily exceed the amount required for the verification of the ULS in flexure with axial load and for the integrity of concrete.

(4) Continuous steel ties, horizontal or vertical, should be provided: (a) along all intersections of walls or connections with flanges; (b) at all floor levels; and (c) around openings in the wall. As a minimum, these ties should satisfy EN 1992-1-1:2004, **9.10**.

5.5 Проектування відповідно до концепції пластичності високого рівня (DCH)

5.5.1 Геометричні обмеження і матеріали

5.5.1.1 Вимоги до матеріалів

(1)P В основних сейсмічних елементах не повинні застосовуватися бетони нижче, ніж клас C 20/25.

(2)P Вимоги, приведені в параграфі 5.4.1.1(2)P, застосовуються також в цьому підрозділі.

(3)P В критичних зонах основних сейсмічних елементів повинна застосовуватися арматурна сталь класу C згідно таблиці C.1 EN 1992-1-1:2004. Більш того, верхнє характеристичне значення (95 %-забезпеченність) дійсної межі текучості $f_{yk,0,95}$ не повинно перевищувати номінальне значення більше, ніж на 25 %.

5.5.1.2 Геометричні обмеження

5.5.1.2.1 Балки

(1)P Ширина основної сейсмічної балки має бути не менше 200 мм.

(2)P Відношення ширини до висоти ребра основних сейсмічних балок повинне задовольняти виразу (5.40b) EN 1992-1-1:2004.

(3)P Застосовується параграф 5.4.1.2.1(1)P.

(4) Застосовується параграф 5.4.1.2.1(2).

(5)P Застосовується параграф 5.4.1.2.1(3)P.

5.5.1.2.2 Колони

(1)P Мінімальний розмір поперечного перерізу основних сейсмічних колон повинен бути не менше 250 мм.

(2) Застосовується параграф 5.4.1.2.2(1).

5.5.1.2.3 Пластичні стіни

(1)P Положення відносяться до одинарних основних сейсмічних стін, а також до окремих компонентів спарених основних сейсмічних стін, що знаходяться під впливом сил в площині, з повним заглибленням і анкеруванням в їх основі у відповідному цоколі або фундаменті, так, щоб

5.5 Design for DCH

5.5.1 Geometrical constraints and materials

5.5.1.1 Material requirements

(1)P A concrete class lower than C 20/25 shall not be used in primary seismic elements.

(2)P The requirement specified in paragraph 5.4.1.1(2)P applies to this subclause.

(3)P In critical regions of primary seismic elements, reinforcing steel of class C in Table C.1 of EN 1992-1-1:2004 shall be used. Moreover, the upper characteristic (95% - fractile) value of the actual yield strength, $f_{yk,0,95}$, shall not exceed the nominal value by more than 25%.

5.5.1.2 Geometrical constraints

5.5.1.2.1 Beams

(1)P The width of primary seismic beams shall be not less than 200 mm.

(2)P The width to height ratio of the web of primary seismic beams shall satisfy expression (5.40b) of EN 1992-1-1:2004.

(3)P Paragraph 5.4.1.2.1(1)P applies.

(4) Paragraph 5.4.1.2.1(2) applies.

(5)P Paragraph 5.4.1.2.1(3)P applies.

5.5.1.2.2 Columns

(1)P The minimum cross-sectional dimension of primary seismic columns shall be not less than 250 mm.

(2) Paragraph 5.4.1.2.2(1) applies.

5.5.1.2.3 Ductile Walls

(1)P The provisions cover single primary seismic walls, as well as individual components of coupled primary seismic walls, under in-plane action effects, with full embedment and anchorage at their base in adequate basements and foundations, so that the wall is not allowed to rock. In this respect, walls

<p>не допускалося хитання стіни . Це не відновіється до стін, що спираються на плити або балки (див. також 5.4.1.2.5).</p>	<p>supported by slabs or beams are not permitted (see also 5.4.1.2.5).</p>
<p>(2) Застосовується параграф 5.4.1.2.3(1).</p>	<p>(2) Paragraph 5.4.1.2.3(1) applies.</p>
<p>(3) Застосовуються додаткові вимоги щодо товщини обв'язаних граничних елементів основних сейсмічних стін, як відмічено в 5.5.3.4.5(8) і (9).</p>	<p>(3) Additional requirements apply with respect to the thickness of the confined boundary elements of primary seismic walls, as specified in 5.5.3.4.5(8) and (9).</p>
<p>(4) У основних сейсмічних стінах необхідно уникати появи випадкових отворів, які нерегулярно розташовані і мають місце при формуванні спарених стін, окрім тих випадків, коли їх вплив незначний або враховується в розрахунку, коли визначаються розміри і проводиться деталізація прорізів.</p>	<p>(4) Random openings, not regularly arranged to form coupled walls, should be avoided in primary seismic walls, unless their influence is either insignificant or accounted for in analysis, dimensioning and detailing.</p>
<p>5.5.1.2.4 Спеціальні правила для балок, що підтримують вертикальні елементи, які перериваються</p>	<p>5.5.1.2.4 Specific rules for beams supporting discontinued vertical elements</p>
<p>(1)P Застосовується параграф 5.4.1.2.5(1)P.</p>	<p>(1)P Paragraph 5.4.1.2.5(1)P applies.</p>
<p>(2)P Застосовується параграф 5.4.1.2.5(2)P.</p>	<p>(2)P Paragraph 5.4.1.2.5(2)P applies.</p>
<p>5.5.2 Дії проектних впливів</p>	<p>5.5.2 Design action effects</p>
<p>5.5.2.1 Балки</p>	<p>5.5.2.1 Beams</p>
<p>(1)P Застосовується параграф 5.4.2.1(1)P для проектних значень згинальних моментів і осьових сил.</p>	<p>(1)P Paragraph 5.4.2.1(1)P applies for the design values of bending moments and axial forces.</p>
<p>(2)P Застосовується параграф в 5.4.2.2(1)P.</p>	<p>(2)P Paragraph 5.4.2.2(1)P applies.</p>
<p>(3) Застосовується параграф 5.4.2.2(2) із значенням $\gamma_{Rd} = 1,2$ у виразі (5.8).</p>	<p>(3) Paragraph 5.4.2.2(2) applies with a value $\gamma_{Rd} = 1,2$ in expression (5.8).</p>
<p>5.5.2.2 Колони</p>	<p>5.5.2.2 Columns</p>
<p>(1) Для проектних значень згинальних моментів і осьових сил застосовується параграф 5.4.2.1(1)P (який посилається також до вимог проектної несучої здатності в 5.2.3.3(2)).</p>	<p>(1) Paragraph 5.4.2.1(1)P (which refers also to the capacity design requirements in 5.2.3.3(2)) applies for the design values of bending moments and axial forces.</p>
<p>(2)P Застосовується параграф в 5.4.2.3(1)P.</p>	<p>(2)P Paragraph 5.4.2.3(1)P applies.</p>
<p>(3) Застосовується параграф 5.4.2.3(2) із значенням $\gamma_{Rd} = 1,3$ у виразі (5.9).</p>	<p>(3) Paragraph 5.4.2.3(2) applies with a value $\gamma_{Rd} = 1,3$ in expression (5.9).</p>
<p>(4) Застосовується параграф 5.4.2.3(3).</p>	<p>(4) Paragraph 5.4.2.3(3) applies.</p>

5.5.2.3 Вузли з'єднання балка- колона

(1)Р Горизонтальний зсув, діючий біля ядра вузла з'єднання між основними сейсмичними балками і колонами, слід визначати, враховуючи найбільш несприятливі умови при сейсмичному впливі, тобто умови проектної несучої здатності для балок, створюючих рамні вузли, і низкі спільні значення перерізуючих сил в елементах, утворюючих рами.

(2) Можна застосовувати наступні спрощені вирази для визначення горизонтальних перерізуючих сил, діючих на бетонне ядро вузла:

а) для внутрішнього вузла з'єднання балки з колоною:

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} - V_C \quad (5.22)$$

б) для зовнішнього вузла з'єднання балки з колоною:

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} - V_C, \quad (5.23)$$

де

A_{s1} площа верхньої арматури балки;

A_{s2} площа нижньої арматури балки;

V_C перерізуюча сила в колоні, отримана з розрахунку при сейсмичній проектній ситуації;

γ_{Rd} коефіцієнт, який слід враховувати при перевантаженні завдяки деформаційному зміцненню сталі і який має бути не менше 1,2.

(3) Перерізуючі сили, діючі на вузли з'єднання, повинні відповідати найбільш несприятливим напрямкам сейсмичної дії і впливають на значення величин A_{s1} , A_{s2} і V_C , які будуть використовуватися у виразах (5.22) і (5.23).

5.5.2.4 Пластичні стіни

5.5.2.4.1 Спеціальні вимоги для тонких в площині стін

- (1)Р Застосовується параграф 5.4.2.4(1)Р.
- (2) Застосовується параграф 5.4.2.4(2).
- (3) Застосовується параграф 5.4.2.4(3).
- (4)Р Застосовується параграф 5.4.2.4(4)Р.
- (5) Застосовується параграф 5.4.2.4(5).

5.5.2.3 Beam-column joints

(1)P The horizontal shear acting around the core of a joint between primary seismic beams and columns shall be determined taking into account the most adverse conditions under seismic loading, i.e. capacity design conditions for the beams framing into the joint and the lowest compatible values of shear forces in the framing elements.

(2) Simplified expressions for the horizontal shear force acting on the concrete core of the joints may be used as follows:

a) for interior beam-column joints:

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} - V_C \quad (5.22)$$

b) for exterior beam-column joints:

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} - V_C, \quad (5.23)$$

where

A_{s1} is the area of the beam top reinforcement;

A_{s2} is the area of the beam bottom reinforcement;

V_C is the column shear force, from the analysis in the seismic design situation;

γ_{Rd} is a factor to account for overstrength due to steel strain-hardening and should be not less than 1,2.

(3) The shear forces acting on the joints shall correspond to the most adverse direction of the seismic action influencing the values A_{s1} , A_{s2} and V_C to be used in expressions (5.22) and (5.23).

5.5.2.4 Ductile Walls

5.5.2.4.1 Special provisions for in-plane slender walls

- (1)P Paragraph 5.4.2.4(1)P applies.
- (2) Paragraph 5.4.2.4(2) applies.
- (3) Paragraph 5.4.2.4(3) applies.
- (4)P Paragraph 5.4.2.4(4)P applies.
- (5) Paragraph 5.4.2.4(5) applies.

(6)P Застосовується параграф 5.4.2.4(6)P.

(7) Передбачається, що вимогу (6)P можна задовольнити, якщо застосувати наступну спрощену процедуру, що включає правила проектування несучої здатності:

Проектна перерізуюча сила V_{Ed} має бути отримана згідно виразу:

$$V_{Ed} = \varepsilon \cdot V'_{Ed}, \quad (5.24)$$

де

V'_{Ed} перерізуюча сила, отримана з розрахунку;
 ε коефіцієнт збільшення, обчислений з виразу (2.25), але не менше, ніж 1,5:

$$\varepsilon = q \cdot \sqrt{\left(\frac{\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd}}{q \cdot M_{Ed}}\right)^2 + 0,1 \left(\frac{S_e(T_C)}{S_e(T_1)}\right)^2} \leq q, \quad (5.25)$$

де

q показник поведінки, який використовується в проекті;

M_{Ed} проектний згинаючий момент в основі стіни;

M_{Rd} проектний опір згину в основі стіни;

γ_{Rd} коефіцієнт, що враховує переваження завдяки деформаційному зміцненню сталі; за відсутності більш точних даних γ_{Rd} можна приймати рівним 1,2;

T_1 основний період коливань будівлі у напрямі дії перерізуючих сил V_{Ed} ;

T_C верхній граничний період коливань в постійній області спектру прискорення (див.3.2.2);

$S_e(T)$ ордината пружного спектру реакції (див.3.2.2);

(8) Положення 5.4.2.4(8) застосовуються для тонких стін при застосування концепції пластичності високого рівня (DCH).

5.5.2.4.2 Спеціальні вимоги для коротких стін

(1)P В основних сейсмічних стінах з відношенням висоти до довжини h_w/l_w не більше 2,0 не потрібно змінювати згинальні моменти, отримані з розрахунку. Можна також не враховувати збільшення зсуву із-за динамічних ефектів.

(2) Розрахункова поперечна сила V'_{Ed} має бути збільшена таким чином:

(6)P Paragraph 5.4.2.4(6)P applies.

(7) The requirement of (6)P is deemed to be satisfied if the following simplified procedure is applied, incorporating the capacity design rule: The design shear forces V_{Ed} should be derived in accordance with the expression:

$$V_{Ed} = \varepsilon \cdot V'_{Ed}, \quad (5.24)$$

where

V'_{Ed} is the shear force from the analysis;

ε is the magnification factor, calculated from expression (5.25), but not less than

$$\varepsilon = q \cdot \sqrt{\left(\frac{\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd}}{q \cdot M_{Ed}}\right)^2 + 0,1 \left(\frac{S_e(T_C)}{S_e(T_1)}\right)^2} \leq q, \quad (5.25)$$

where

q is the behaviour factor used in the design;

M_{Ed} is the design bending moment at the base of the wall;

M_{Rd} is the design flexural resistance at the base of the wall;

γ_{Rd} is the factor to account for overstrength due to steel strain-hardening; in the absence of more precise data, γ_{Rd} may be taken equal to 1,2;

T_1 is the fundamental period of vibration of the building in the direction of shear forces V_{Ed} ;

T_C is the upper limit period of the constant spectral acceleration region of the spectrum (see 3.2.2);

$S_e(T)$ is the ordinate of the elastic response spectrum (see 3.2.2).

(8) The provisions of 5.4.2.4(8) apply to slender walls of DCH.

5.5.2.4.2 Special provisions for squat walls

(1)P In primary seismic walls with a height to length ratio, h_w/l_w , not greater than 2,0, there is no need to modify the bending moments from the analysis. Shear magnification due to dynamic effects may also be neglected.

(2) The shear force V'_{Ed} from the analysis should be increased as follows:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \left(\frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \right) \cdot V'_{Ed} \leq q \cdot V'_{Ed} \quad (5.26)$$

(див. 5.5.2.4.1(7) для значень і величин змінних.

5.5.3 Оцінки кінцевих граничних станів і деталізація

5.5.3.1 Балки

5.5.3.1.1 Опір при згині

(1)Р Опір при згині має бути обчислений відповідно до EN 1992-1-1:2004.

(2) Застосовується параграф 5.4.3.1.1(2).

(3) Застосовується параграф 5.4.3.1.1(3).

5.5.3.1.2 Опір зсуву

(1)Р Розрахунки і перевірки опору зсуву мають бути виконані відповідно до EN 1992-1-1:2004, якщо в подальших параграфах не відмічені інші рекомендації.

(2)Р У критичних зонах основних сейсмічних балок кут нахилу θ розкосу в стрижньовій моделі повинен складати 45°.

(3) Відповідно до розташування арматури, що працює на зсув в межах критичної зони на кінці основної сейсмічної балки, де балка рамно з'єднується з колоною, слід розрізняти наступні випадки, залежно від величини алгебраїчного відношення $\zeta = V_{Ed,min}/V_{Ed,max}$ між мінімальною і максимальною величинами діючих перерізуючих сил, як розглянуто в 5.5.2.1(3).

а) Якщо $\zeta \geq -0,5$, опір зсуву, забезпечений армуванням, повинен обчислюватися відповідно до EN 1992-1-1:2004.

б) Якщо $\zeta < -0,5$, тобто коли очікується майже повне реверсування сил зсуву, тоді:

і) якщо $|V_E|_{max} \leq (2 + \zeta) \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$, (5.27)

де f_{ctd} є проектною величиною міцності бетону на розтяг з EN 1992-1-1:2004, застосовується ті ж правила, що і в а) цього розділу.

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \left(\frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \right) \cdot V'_{Ed} \leq q \cdot V'_{Ed} \quad (5.26)$$

(see 5.5.2.4.1(7) for definitions and values of the variables).

5.5.3 ULS verifications and detailing

5.5.3.1 Beams

5.5.3.1.1 Resistance in bending

(1)P The bending resistance shall be computed in accordance with EN 1992-1-1:2004.

(2) Paragraph 5.4.3.1.1(2) applies.

(3) Paragraph 5.4.3.1.1(3) applies.

5.5.3.1.2 Shear resistance

(1)P The shear resistance computations and verifications shall be carried out in accordance with EN 1992-1-1:2004, unless specified otherwise in the following paragraphs.

(2)P In the critical regions of primary seismic beams, the strut inclination θ in the truss model shall be 45°.

(3) With regard to the arrangement of shear reinforcement within the critical region at an end of a primary seismic beam where the beam frames into a column, the following cases should be distinguished, depending on the algebraic value of the ratio $\zeta = V_{Ed,min}/V_{Ed,max}$ between the minimum and maximum acting shear forces, as derived in accordance with 5.5.2.1(3).

a) If $\zeta \geq -0,5$, the shear resistance provided by the reinforcement should be computed in accordance with EN 1992-1-1:2004.

b) If $\zeta < -0,5$, i.e. when an almost full reversal of shear forces is expected, then:

і) если $|V_E|_{max} \leq (2 + \zeta) \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$, (5.27)

where f_{ctd} is the design value of the concrete tensile strength from EN 1992-1-1:2004, the same rule as in a) of this paragraph applies.

ii) якщо $|V_{E|_{\max}}$ перевищує граничне значення у виразі (5.27), похила арматура має бути передбачена у двох напрямках, як під кутом $\pm 45^\circ$ до осі балки, так і вздовж двох діагоналей балки по вертикалі, при цьому половина $|V_{E|_{\max}}$ повинна сприйматися хомутами, а половина похилою арматурою;

- У такому разі перевірка здійснюється згідно умови:

$$0,5V_{E\max} \leq 2A_s \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha, \quad (5.28)$$

Де

A_s площа похилої арматури в одному напрямі, що перетинає площину потенційного зсуву (тобто кінцевий переріз балки);

α кут між похилою арматурою і віссю балки (зазвичай $\alpha=45^\circ$ або $\tan \alpha \approx (d-d')/l_b$).

5.5.3.1.3 Деталізація для локальної пластичності

(1)Р Зони основних сейсмічних балок аж до відстані $l_{cr}=1,5h_w$ (де h_w позначає висоту балки) від кінцевого поперечного перерізу, де балка з'єднується у вузлі з колоною, а також з обох сторін будь-якого поперечного перерізу, ймовірно схильні до текучості в проектній сейсмічній ситуації, слід розглядати як критичні зони.

(2) Застосовується параграф 5.4.3.1.2(2).

(3)Р Застосовується параграф 5.4.3.1.2(3)Р.

(4) Застосовується параграф 5.4.3.1.2(4).

(5)Р Щоб задовольнити необхідним умовам пластичності вздовж всієї довжини основної сейсмічної балки, слід дотримуватися наступних вимог:

а) мають бути виконані вимоги параграфа 5.4.3.1.2(5)Р.

б) принаймні, два міцно зв'язаних стрижня діаметром $d_b=14$ мм зверху і знизу балки повинні проходити вздовж всієї довжини балки.

с) одна чверть максимального верхнього армування в опорній частині повинна проходити вздовж всієї довжини балки.

(6)Р Застосовується параграф 5.4.3.1.2(6)Р із заміною виразу (5.13) на наступне:

$$s = \min \{ h_w / 4; 24d_{bw}; 175; 6d_{bL} \}. \quad (5.29)$$

ii) if $|V_{E|_{\max}}$ exceeds the limit value in expression (5.27), inclined reinforcement should be provided in two directions, either at $\pm 45^\circ$ to the beam axis or along the two diagonals of the beam in elevation, and half of $|V_{E|_{\max}}$ should be resisted by stirrups and half by inclined reinforcement;

- In such a case, the verification is carried out by means of the condition:

$$0,5V_{E\max} \leq 2A_s \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha, \quad (5.28)$$

Where

A_s is the area of the inclined reinforcement in one direction, crossing the potential sliding plane (i.e. the beam end section);

α is the angle between the inclined reinforcement and the beam axis (normally $\alpha = 45^\circ$, $\tan \alpha \approx (d-d')/l_b$).

5.5.3.1.3 Detailing for local ductility

(1)P The regions of a primary seismic beam up to a distance $l_{cr}=1,5h_w$ (where h_w denotes the height of the beam) from an end cross-section where the beam frames into a beam-column joint, as well as from both sides of any other cross-section likely to yield in the seismic design situation, shall be considered critical regions.

(2) Paragraph 5.4.3.1.2(2) applies.

(3)P Paragraph 5.4.3.1.2(3)P applies.

(4) Paragraph 5.4.3.1.2(4) applies.

(5)P To satisfy the necessary ductility conditions, along the entire length of a primary seismic beam the following conditions shall be satisfied:

а) paragraph 5.4.3.1.2(5)P shall be satisfied

б) at least two high bond bars with $d_b=14$ mm shall be provided both at the top and the bottom of the beam that run along the entire length of the beam;

с) one quarter of the maximum top reinforcement at the supports shall run along the entire beam length.

(6)P 5.4.3.1.2(6)P applies with expression (5.13) replaced by the following:

$$s = \min \{ h_w / 4; 24d_{bw}; 175; 6d_{bL} \}. \quad (5.29)$$

<p>5.5.3.2 Колони</p> <p>5.5.3.2.1 Опори (1)P Застосовується параграф 5.4.3.2.1(1)P. (2) Застосовується параграф 5.4.3.2.1(2). (3)P В основних сейсмічних колонах значення нормальної осьової сили v_d не повинне перевищувати 0,55.</p> <p>5.5.3.2.2 Деталізація для локальної пластичності (1) P Застосовується параграф 5.4.3.2.2(1)P. (2) P Застосовується параграф 5.4.3.2.2(2)P. (3) P Застосовується параграф 5.4.3.2.2(3)P. (4) За відсутності точнішої інформації, довжину критичної зони l_{cr} можна розрахувати таким чином (у метрах):</p> $l_{cr} = \max \{1,5h_c; l_{cl} / 6; 0,6\}, \quad (5.30)$ <p>де h_c більший поперечний розмір колони (у метрах); l_{cl} довжина в проясненні (в метрах). (5)P Застосовується параграф 5.4.3.2.2(5)P. (6)P Застосовується параграф 5.4.3.2.2(6)P. (7) Деталізація критичних зон вище основи колони повинна базуватися на мінімальному значенні коефіцієнта кривої пластичності μ_δ (див. 5.2.3.4), який отримано з 5.2.3.4(3). Всюди, де колона захищена від утворення пластичних шарнірів згідно процедури проектної несучої здатності у 4.4.2.3.(4) (а саме, де задовольняється вираз (4.29)), значення q_o у виразах (5.4) і (5.5) можна замінити на 2/3 від значення q_o в напрямі, паралельному висоті переріза колони h_c. (8)P Застосовується параграф 5.4.3.2.2(7)P. (9) Вимоги (6)P, (7) і (8)P цього підрозділу можна задовольнити, якщо задовольняється 5.4.3.2.2(8) при застосуванні значення μ_δ, визначеного в (6)P і (7) цього підрозділу. (10) Мінімальна величина ω_{wd}, дорівнює 0,12 в</p>	<p>5.5.3.2 Columns</p> <p>5.5.3.2.1 Resistances (1)P Paragraph 5.4.3.2.1(1)P applies. (2) Paragraph 5.4.3.2.1(2) applies. (3)P In primary seismic columns the value of the normalised axial force v_d shall not exceed 0,55.</p> <p>5.5.3.2.2 Detailing for local ductility (1)P Paragraph 5.4.3.2.2(1)P applies. (2)P Paragraph 5.4.3.2.2(2)P applies. (3)P Paragraph 5.4.3.2.2(3)P applies. (4) In the absence of more precise information, the length of the critical region l_{cr} may be computed as follows (in metres):</p> $l_{cr} = \max \{1,5h_c; l_{cl} / 6; 0,6\}, \quad (5.30)$ <p>where h_c is the largest cross-sectional dimension of the column (in metres); l_{cl} is its clear length (in metres). (5)P Paragraph 5.4.3.2.2(5)P applies. (6)P Paragraph 5.4.3.2.2(6)P applies. (7) The detailing of critical regions above the base of the column should be based on a minimum value of the curvature ductility factor μ_δ (see 5.2.3.4) obtained from 5.2.3.4(3). Wherever a column is protected against plastic hinging by the capacity design procedure of 4.4.2.3(4) (i.e. where expression (4.29) is satisfied), the value q_o in expressions (5.4) and (5.5) may be substituted by 2/3 of the value of q_o applying in a direction parallel to the cross-sectional depth h_c of the column. (8)P Paragraph 5.4.3.2.2(7)P applies. (9) The requirements of (6)P, (7) and (8)P of this subclause are deemed to be satisfied, if 5.4.3.2.2(8) is satisfied with the values of μ_δ specified in (6)P and (7) of this subclause. (10) The minimum value of ω_{wd} to be provided is</p>
--	--

межах критичної зони в основі колони, або 0,08 у всіх критичних зонах колони вище основи.

(11)P Застосовується параграф 5.4.3.2.2(10)P.

(12)Мінімальні умови (11)P цього підрозділу можна задовольнити, якщо виконуються всі наступні вимоги:

a) Діаметр d_{bw} хомутів, щонайменше рівний

$$d_{bw} \geq 0,4 \cdot d_{bL,max} \cdot \sqrt{f_{ydL} / f_{edw}} \quad (5.31)$$

b) Крок s хомутів (у міліметрах) не перевищує:

$$s = \min \{b_0 / 3; 125; 6d_{bL}\}, \quad (5.32)$$

де

b_0 (у міліметрах) є мінімальним розміром бетонного ядра (внутрішній розмір хомутів);

d_{bL} мінімальний діаметр поздовжніх стрижнів (у міліметрах).

c) Відстань між суміжними поздовжніми стрижнями, обмеженими хомутами або поперечними в'язями, не перевищує 150 мм.

(13)P У двох нижніх поверхах будівель, хомути відповідно до (11)P і (12) цього підрозділу, повинні влаштовуватися за межами критичних зон на додаткову довжину, рівну половині довжини цих зон.

(14) Кількість поздовжньої арматури, яка встановлена в основі колони нижнього поверху (тобто в місці, де колона з'єднується з фундаментом) має бути не менше ніж встановлена у верхній частині.

5.5.3.3 Вузли з'єднання балка-колона

(1)P Діагональне стискання, викликане у вузловому з'єднанні механізмом діагональних розпірок, не повинне перевищувати міцність бетону на стиск за наявності поперечних розтягуючих деформацій.

(2) За відсутності точнішої моделі, вимогу (1)P цього підрозділу можна виконати за допомогою наступного правила:

a) У внутрішньому вузлі з'єднання балки з колоною має бути дотримана наступна нерівність:

0,12 within the critical region at the base of the column, or 0,08 in all column critical regions above the base.

(11)P Paragraph 5.4.3.2.2(10)P applies.

(12) The minimal conditions of (11)P of this subclause are deemed to be satisfied if all of the following requirements are met.

a) The diameter d_{bw} of the hoops is at least equal to

$$d_{bw} \geq 0,4 \cdot d_{bL,max} \cdot \sqrt{f_{ydL} / f_{edw}} \quad (5.31)$$

b) The spacing s of hoops (in millimetres) does not exceed:

$$s = \min \{b_0 / 3; 125; 6d_{bL}\}, \quad (5.32)$$

where

b_0 (in millimetres) is the minimum dimension of the concrete core (to the inside of the hoops);

d_{bL} is the the minimum diameter of the longitudinal bars (in millimetres).

c) The distance between consecutive longitudinal bars restrained by hoops or cross-ties does not exceed 150 mm.

(13)P In the lower two storeys of buildings, hoops in accordance with (11)P and (12) of this subclause shall be provided beyond the critical regions for an additional length equal to half the length of these regions.

(14) The amount of longitudinal reinforcement provided at the base of the bottom storey column (i.e. where the column is connected to the foundation) should be not less than that provided at the top.

5.5.3.3 Beam-column joints

(1)P The diagonal compression induced in the joint by the diagonal strut mechanism shall not exceed the compressive strength of concrete in the presence of transverse tensile strains.

(2) In the absence of a more precise model, the requirement of (1)P of this subclause may be satisfied by means of the subsequent rules.

a) At interior beam-column joints the following expression should be satisfied:

$$V_{jhd} \leq \eta f_{cd} \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta} b_j h_{jc}}, \quad (5.33)$$

де

$$\eta = 0,6(1 - f_{ck}/250);$$

v_d нормальна осьова сила в колоні над вузловим з'єднанням;

f_{ck} дається в МПа.

б) У зовнішньому вузлі з'єднання балки з колоною:

Значення V_{jhd} має бути менше 80 % від значення, приведенного в правій частині виразу (5.33), де:

V_{jhd} визначається виразами (5.22) і (5.23), відповідно;

і ефективна ширина b_j вузлового з'єднання дорівнює:

$$а) \text{ якщо } b_c > b_w : b_j = \min \{b_c; (b_w + 0,5 \cdot h_c)\}; \quad (5.34a)$$

$$б) \text{ якщо } b_c < b_w : b_j = \min \{b_w; (b_c + 0,5 \cdot h_c)\} \quad (5.34b)$$

(3) Повинні бути забезпечені відповідні обмеження (як горизонтальні, так і вертикальні) вузлового з'єднання, для того, щоб обмежити максимальну похилу розтягуючу напругу бетону $\max \sigma_{ct}$ значенням f_{ctd} . За відсутності більш точної моделі, цю вимогу можна виконати шляхом влаштування горизонтальних хомутів діаметром не менше 6 мм в межах вузлового з'єднання, так, щоб:

$$\frac{A_{sh} \cdot f_{ywd}}{b_j \cdot h_{jw}} \geq \frac{\left(\frac{V_{jhd}}{b_j \cdot h_{jc}}\right)^2}{f_{ctd} + v_d f_{cd}} - f_{ctd}, \quad (5.35)$$

де

A_{sh} загальна площа горизонтальних хомутів;

V_{jhd} визначається виразами (5.23) і (5.24);

h_{jw} відстань між верхом балки та її нижньою арматурою;

h_{jc} відстань між крайніми шарами армування колони;

b_j величина, яка визначається виразом (5.34);

v_d проектна нормальна осьова сила в колоні над вузлом ($v_d = N_{Ed} / A_c \cdot f_{cd}$);

f_{ctd} проектне значення міцності бетону на розтяг, відповідно до EN 1992-1-1:2004.

$$V_{jhd} \leq \eta f_{cd} \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta} b_j h_{jc}}, \quad (5.33)$$

where

$$\eta = 0,6(1 - f_{ck}/250);$$

v_d is the normalised axial force in the column above the joint;

f_{ck} is given in MPa.

b) At exterior beam-column joints:

V_{jhd} should be less than 80% of the value given by the right-hand-side of expression (5.33) where:

V_{jhd} is given by expressions (5.22) and (5.23) respectively;

and the effective joint width b_j is:

$$а) \text{ if } b_c > b_w : b_j = \min \{b_c; (b_w + 0,5 \cdot h_c)\}; \quad (5.34a)$$

$$б) \text{ if } b_c < b_w : b_j = \min \{b_w; (b_c + 0,5 \cdot h_c)\} \quad (5.34b)$$

(3) Adequate confinement (both horizontal and vertical) of the joint should be provided, to limit the maximum diagonal tensile stress of concrete $\max \sigma_{ct}$ to f_{ctd} . In the absence of a more precise model, this requirement may be satisfied by providing horizontal hoops with a diameter of not less than 6 mm within the joint, such that:

$$\frac{A_{sh} \cdot f_{ywd}}{b_j \cdot h_{jw}} \geq \frac{\left(\frac{V_{jhd}}{b_j \cdot h_{jc}}\right)^2}{f_{ctd} + v_d f_{cd}} - f_{ctd}, \quad (5.35)$$

where

A_{sh} is the total area of the horizontal hoops;

V_{jhd} is as defined in expressions (5.23) and (5.24);

h_{jw} is the distance between top of the beam and the reinforcement at the bottom of the beam;

h_{jc} is the distance between extreme layers of column reinforcement;

b_j is as defined in expression (5.34);

v_d is the normalised design axial force of the column above ($v_d = N_{Ed} / A_c \cdot f_{cd}$);

f_{ctd} is the design value of the tensile strength of concrete, in accordance with EN 1992-1-1:2004.

(4) Альтернативою до правила, визначеного в (3) цього підрозділу, є можливість забезпечити цілісність вузлового з'єднання після появи діагональних тріщин, шляхом армування горизонтальними хомутами. З цією метою необхідно забезпечити наступну загальну площу горизонтальних хомути в вузловому з'єднанні.

a) Для внутрішніх вузлів:

$$A_{sh} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} (1 - 0,8v_d) \quad (5.36a)$$

b) Для зовнішніх вузлів:

$$A_{sh} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} A_{s2} f_{yd} (1 - 0,8v_d), \quad (5.36b)$$

де γ_{Rd} дорівнює 1,2 (порівняйте з 5.5.2.3(2)), а нормальна осьова сила v_d відноситься до колони над вузлом у виразі (5.36a), або до колони нижче вузла у виразі (5.36b).

(5) Горизонтальні хомути, розраховані, як показано в (3) і (4) цього підрозділу, повинні рівномірно розподілятися у межах висоти h_{jw} між верхніми і нижніми стрижнями балки. У зовнішніх вузлах вони повинні охоплювати кінці стрижнів балки, нахилених у напрямку вузла.

(6) Слід забезпечити відповідне вертикальне армування колони, що проходить через вузол так, щоб:

$$A_{sv,i} \geq (2/3) \cdot A_{sh} \cdot (h_{jc} / h_{jw}), \quad (5.37)$$

де A_{sh} є необхідною загальною площею горизонтальних хомути згідно (3) і (4) цього підрозділу, а $A_{sv,i}$ означає загальну площу проміжних стрижнів, розміщених на відповідній лицьовій стороні колони між кутовими стрижнями (включаючи стрижні, що відносяться до поздовжнього армування колон).

(7) Застосовується параграф 5.4.3.3(1).

(8) Застосовується параграф 5.4.3.3(2).

(9)P Застосовується параграф 5.4.3.3(3)P.

(4) As an alternative to the rule specified in (3) of this subclause, integrity of the joint after diagonal cracking may be ensured by horizontal hoop reinforcement. To this end the following total area of horizontal hoops should be provided in the joint.

a) In interior joints:

$$A_{sh} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} (1 - 0,8v_d) \quad (5.36a)$$

b) In exterior joints:

$$A_{sh} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} A_{s2} f_{yd} (1 - 0,8v_d), \quad (5.36b)$$

where γ_{Rd} is equal to 1,2 (cf 5.5.2.3(2)) and the normalised axial force v_d refers to the column above the joint in expression (5.36a), or to the column below the joint in expression (5.36b).

(5) The horizontal hoops calculated as in (3) and (4) of this subclause should be uniformly distributed within the depth h_{jw} between the top and bottom bars of the beam. In exterior joints they should enclose the ends of beam bars bent toward the joint.

(6) Adequate vertical reinforcement of the column passing through the joint should be provided, so that:

$$A_{sv,i} \geq (2/3) \cdot A_{sh} \cdot (h_{jc} / h_{jw}), \quad (5.37)$$

where A_{sh} is the required total area of the horizontal hoops in accordance with (3) and (4) of this subclause and $A_{sv,i}$ denotes the total area of the intermediate bars placed in the relevant column faces between corner bars of the column (including bars contributing to the longitudinal reinforcement of columns).

(7) 5.4.3.3(1) applies.

(8) 5.4.3.3(2) applies.

(9)P 5.4.3.3(3)P applies.

5.5.3.4 Пластичні стіни

5.5.3.4.1 Опір згину

(1)Р Опір згину має бути обчисленим і перевіреном, як для колон, при найбільш несприятливій осьовій силі в проектній сейсмічній ситуації.

(2) У основних сейсмічних стінах значення нормальної осьової сили v_d не повинне перевищувати 0,35.

5.5.3.4.2 Діагональне руйнування стиснутої стінки унаслідок зсуву

(1) Значення $V_{Rd,max}$ можна обчислити таким чином:

а) за межами критичної зони:
згідно EN 1992-1-1:2004, з величиною плеча внутрішньої пари z , рівного $0,8l_w$ і нахилом стиснутого елемента до вертикалі $\tan \theta$ рівним 1,0.

б) у критичній зоні:
40 % значення за межами критичної зони.

5.5.3.4.3 Діагональне руйнування розтягнутої стінки при зсуві

(1)Р При обчисленні армування стінки для перевірки кінцевого граничного стану при зсуві слід брати до уваги значення коефіцієнта зсуву $\alpha_s = M_{Ed}/(V_{Ed}l_w)$. При контролі кінцевого граничного стану поверху при зсуві слід використовувати максимальне значення α_s .

(2) Якщо коефіцієнт $\alpha_s \geq 2,0$, застосовуються вимоги EN 1992-1-1:2004 **6.2.3(1)-(7)** із значеннями z і $\tan \theta$, узятими з **5.5.3.4.2(1) а**).

(3) Якщо коефіцієнт $\alpha_s < 2,0$, застосовуються наступні положення:

а) горизонтальні стрижні стінки повинні задовольняти наступному виразу (див. EN 1992-1-1:2004, **6.2.3(8)**):

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} + 0,75 \rho_h f_{yd,h} b_{wo} \alpha_s l_w, \quad (5.38)$$

де ρ_h коефіцієнт армування горизонтальних

5.5.3.4 Ductile Walls

5.5.3.4.1 Bending resistance

(1)P The bending resistance shall be evaluated and verified as for columns, under the most unfavourable axial force for the seismic design situation.

(2) In primary seismic walls the value of the normalised axial force v_d should not exceed 0,35.

5.5.3.4.2 Diagonal compression failure of the web due to shear

(1) The value of $V_{Rd,max}$ may be calculated as follows:

а) outside the critical region:
as in EN 1992-1-1:2004, with the length of the internal lever arm, z , equal to $0,8l_w$ and the inclination of the compression strut to the vertical, $\tan \theta$, equal to 1,0.

б) in the critical region:
40% of the value outside the critical region.

5.5.3.4.3 Diagonal tension failure of the web due to shear

(1)P The calculation of web reinforcement for the ULS verification in shear shall take into account the value of the shear ratio $\alpha_s = M_{Ed}/(V_{Ed}l_w)$. The maximum value of α_s in a storey should be used for the ULS verification of the storey in shear.

(2) If the ratio $\alpha_s > 2,0$, the provisions of in EN 1992-1-1:2004 **6.2.3(1)-(7)** apply, with the values of z and $\tan \theta$ taken as in **5.5.3.4.2(1) а**).

(3) If $\alpha_s < 2,0$ the following provisions apply:

а) the horizontal web bars should satisfy the following expression (see EN 1992-1-1:2004, **6.2.3(8)**):

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} + 0,75 \rho_h f_{yd,h} b_{wo} \alpha_s l_w, \quad (5.38)$$

where ρ_h is the reinforcement ratio of horizontal web

<p>стрижнів стінки $\rho_h = A_h / (b_{wo} \cdot s_h)$;</p> <p>$f_{yd,h}$ проектне значення межі текучості горизонтальної арматури стінки;</p> <p>$V_{Rd,c}$ проектне значення опору зсуву для елементів без поперечного армування, відповідно до EN 1992-1-1:2004.</p> <p>У критичній зоні стіни $V_{Rd,c}$ повинне дорівнювати 0, якщо осьова сила N_{Ed} є розтягуючою.</p> <p>b) Вертикальні арматурні стрижні стінки, заанкеровані або нарощені по всій висоті стіни згідно EN 1992-1-1:2004, повинні задовольняти умові:</p> $\rho_h f_{yd,h} b_{wo} z \leq \rho_v f_{yd,v} b_{wo} z + \min N_{Ed}, \quad (5.39)$ <p>де</p> <p>ρ_v коефіцієнт армування вертикальних стрижнів ($\rho_v = A_v / b_{wo} \cdot s_v$);</p> <p>$f_{yd,v}$ проектне значення межі текучості вертикальної арматури;</p> <p>і де осьова сила N_{Ed} є додатною при стиску.</p> <p>(4) Горизонтальні арматурні стрижні стінки мають бути повністю заанкеровані на кінцях перерізу стіни, наприклад, за допомогою крюків, розташованих під кутами 90° або 135°.</p> <p>(5) Горизонтальні арматурні стрижні стінки у формі подовжених закритих або повністю заанкерованих хомутів повинні в повній мірі сприяти утриманню суміжних елементів стіни.</p> <p>5.5.3.4.4 Руйнування унаслідок зсуву ковзання</p> <p>(1)P У площині потенційного зсуву ковзання (наприклад, в конструкціях вузлових з'єднань) в межах критичних зон повинна дотримуватися наступна умова:</p> $V_{Ed} \leq V_{Rd,S},$ <p>де $V_{Rd,S}$ - проектне значення опору зсуву від ковзання.</p> <p>(2) Значення $V_{Rd,S}$ може бути визначене таким чином:</p> $V_{Rd,S} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd} \quad (5.40)$ <p>3</p>	<p>bars $\rho_h = A_h / (b_{wo} \cdot s_h)$;</p> <p>$f_{yd,h}$ is the design value of the yield strength of the horizontal web reinforcement;</p> <p>$V_{Rd,c}$ is the design value of the shear resistance for members without shear reinforcement, in accordance to EN 1992-1-1:2004,</p> <p>In the critical region of the wall $V_{Rd,c}$ should be equal to 0 if the axial force N_{Ed} is tensile.</p> <p>b) Vertical web bars, anchored and spliced along the height of the wall in accordance with EN 1992-1-1:2004, should be provided to satisfy the condition:</p> $\rho_h f_{yd,h} b_{wo} z \leq \rho_v f_{yd,v} b_{wo} z + \min N_{Ed}, \quad (5.39)$ <p>where</p> <p>ρ_v is the reinforcement ratio of vertical web bars ($\rho_v = A_v / b_{wo} \cdot s_v$);</p> <p>$f_{yd,v}$ is the design value of the yield strength of the vertical web reinforcement;</p> <p>and where the axial force N_{Ed} is positive when compressive.</p> <p>(4) Horizontal web bars should be fully anchored at the ends of the wall section, e.g. through 90° or 135° hooks.</p> <p>(5) Horizontal web bars in the form of elongated closed or fully anchored stirrups may also be assumed to fully contribute to the confinement of the boundary elements of the wall.</p> <p>5.5.3.4.4 Sliding shear failure</p> <p>(1)P At potential sliding shear planes (for example, at construction joints) within critical regions the following condition shall be satisfied:</p> $V_{Ed} \leq V_{Rd,S},$ <p>where $V_{Rd,S}$ is the design value of the shear resistance against sliding.</p> <p>(2) The value of $V_{Rd,S}$ may be as follows:</p> $V_{Rd,S} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd} \quad (5.40)$ <p>with:</p>
---	--

$$V_{dd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,3 \cdot \sum A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} ; \\ 0,25 \cdot f_{yd} \cdot \sum A_{sj} \end{array} \right. ; \quad (5.41)$$

$$V_{id} = \sum A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \cos \varphi ; \quad (5.42)$$

$$V_{fd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \mu_f \cdot [(\sum A_{sj} \cdot f_{yd} + N_{Ed}) \cdot \xi + M_{Ed} / z] \\ 0,5\eta \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot l_w \cdot b_{wo} \end{array} \right. \quad (5.43)$$

де

V_{dd} опір зрізу вертикальних стрижнів;
 V_{id} опір зсуву похилих стрижнів (на кут φ до площині потенційного ковзання, наприклад, конструктивного вузла);

V_{fd} опір тертю;

μ_f коефіцієнт тертя бетону по бетону при циклічних діях, який може дорівнювати до 0,6 для гладких поверхонь і до 0,7 для необроблених поверхонь, як визначено в EN 1992-1-1:2004, **6.2.5(2)**;

z довжина плеча внутрішньої пари;

ξ висота нормалізованої нейтральної осі;

$\sum A_{sj}$ сума площ вертикальних стрижнів стінки або додаткових стрижнів, встановлених в суміжних елементах спеціально для опору ковзанню;

$\sum A_{si}$ сума площ всіх похилих стрижнів в обох напрямках; для цих цілей рекомендуються стрижні великого діаметру.

$$\eta = 0,6(1 - f_{ck}(\text{MPa})/250) \quad (5.44)$$

N_{Ed} вважається за додатну при стискуванні.

(3) Для коротких стін повинні виконуватися наступні умови:

а) в основі стіни V_{id} має бути більше, ніж $V_{Ed}/2$;

б) у верхніх рівнях V_{id} має бути більше, ніж $V_{Ed}/4$.

(4) Похилі стрижні мають бути повністю заанкеровані по обох сторонах поверхні потенційного ковзання і перетинати всі перерізи стіни в межах відрізка $0,5 \cdot l_w$ або $0,5 \cdot h_w$, в залежності від того, який з них менше, розташовані вище критичного перерізу основи.

(5) Похилі стрижні приводять до підвищення опору при згині в основі стіни, що потрібно враховувати будь-який раз, коли діючий зсув V_{Ed} обчислюється відповідно до правила оцінки

$$V_{dd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,3 \cdot \sum A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} ; \\ 0,25 \cdot f_{yd} \cdot \sum A_{sj} \end{array} \right. ; \quad (5.41)$$

$$V_{id} = \sum A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \cos \varphi ; \quad (5.42)$$

$$V_{fd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \mu_f \cdot [(\sum A_{sj} \cdot f_{yd} + N_{Ed}) \cdot \xi + M_{Ed} / z] \\ 0,5\eta \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot l_w \cdot b_{wo} \end{array} \right. \quad (5.43)$$

where

V_{dd} is the dowel resistance of the vertical bars;

V_{id} is the shear resistance of inclined bars (at an angle φ to the potential sliding plane, e.g. construction joint);

V_{fd} is the friction resistance;

μ_f is the concrete-to-concrete friction coefficient under cyclic actions, which may be assumed equal to 0,6 for smooth interfaces and to 0,7 for rough ones, as defined in EN 1992-1-1:2004, **6.2.5(2)**;

z is the length of the internal lever arm;

ξ is the normalised neutral axis depth;

$\sum A_{sj}$ is the sum of the areas of the vertical bars of the web or of additional bars arranged in the boundary elements specifically for resistance against sliding;

$\sum A_{si}$ is the sum of the areas of all inclined bars in both directions; large diameter bars are recommended for this purpose;

$$\eta = 0,6(1 - f_{ck}(\text{MPa})/250) \quad (5.44)$$

N_{Ed} is assumed to be positive when compressive.

(3) For squat walls the following should be satisfied :

а) at the base of the wall V_{id} should be greater than $V_{Ed}/2$;

б) at higher levels V_{id} should be greater than $V_{Ed}/4$.

(4) Inclined bars should be fully anchored on both sides of potential sliding interfaces and should cross all sections of the wall within a distance of $0,5 \cdot l_w$ or $0,5 \cdot h_w$, whichever is smaller, above the critical base section.

(5) Inclined bars lead to an increase of the bending resistance at the base of the wall, which should be taken into account whenever the acting shear V_{Ed} is computed in accordance with the capacity design rule (see **5.5.2.4.1(6)P** and **(7)** and

проектної несучої здатності (див. **5.5.2.4.1(6)P** та **(7)** і **5.5.2.4.2(2)**). Можна застосовувати два альтернативні методи.

а) Збільшення опору згину ΔM_{Rd} , яке використовується для розрахунку V_{Ed} , можна обчислити таким чином:

$$\Delta M_{Rd} = \frac{1}{2} \cdot \sum A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \sin \varphi \cdot l_i, \quad (5.45)$$

де

l_i відстань між центральними лініями двох рядів похилих стрижнів, розташованих під кутом $\pm\varphi$ до потенційної площині ковзання, яка замірена в перерізі основи; інші символи представлені у виразі (5.42).

б) Діючу перерізуючу силу V_{Ed} можна обчислювати без урахування впливу похилих стрижнів. У виразі (5.42) V_{id} представляє результуючий опір зсуву похилих стрижнів (тобто дійсний опір зсуву, зменшений із-за збільшення діючого зсуву). Такий результуючий опір зсуву похилих стрижнів проти ковзання можна обчислити таким чином:

$$V_{id} = \sum A_{si} \cdot f_{yd} \cdot [\cos \varphi - 0,5 \cdot l_i \cdot \sin \varphi / (\alpha_s \cdot l_w)]. \quad (5.46)$$

5.5.3.4.5 Деталізація для місцевої пластичності

- (1) Застосовується параграф **5.4.3.4.2(1)**.
- (2) Застосовується параграф **5.4.3.4.2 (2)**.
- (3) Застосовується параграф **5.4.3.4.2 (3)**.
- (4) Застосовується параграф **5.4.3.4.2(4)**.
- (5) Застосовується параграф **5.4.3.4.2 (5)**.
- (6) Застосовується параграф **5.4.3.4.2 (6)**.
- (7) Застосовується параграф **5.4.3.4.2 (8)**.
- (8) Застосовується параграф **5.4.3.4.2 (10)**.
- (9) Якщо стіна з'єднується з полицею товщиною $b_f \geq h_s/15$ і шириною $l_f \geq h_s/5$ (де h_s позначає висоту поверху в просвіті), а обмежений граничний елемент потребує збільшення в стінку за межами полиці на додаткову довжину до $3b_{wo}$, то товщина b_w граничного елемента в стінці повинна відповідати тільки вимогам в **5.4.1.2.3(1)** для b_{wo} (Рисунок 5.11).

5.5.2.4.2(2)). Two alternative methods may be used

a) The increase of bending resistance ΔM_{Rd} , to be used in the calculation of V_{Ed} , may be estimated as:

$$\Delta M_{Rd} = \frac{1}{2} \cdot \sum A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \sin \varphi \cdot l_i, \quad (5.45)$$

where

l_i is the distance between centrelines of the two sets of inclined bars, placed at an angle of $\pm\varphi$ to the potential sliding plane, measured at the base section; and the other symbols are as in expression (5.42).

b) An acting shear V_{Ed} may be computed disregarding the effect of the inclined bars. In expression (5.42) V_{id} is the net shear resistance of the inclined bars (i.e. the actual shear resistance reduced by the increase of the acting shear). Such net shear resistance of the inclined bars against sliding may be estimated as:

$$V_{id} = \sum A_{si} \cdot f_{yd} \cdot [\cos \varphi - 0,5 \cdot l_i \cdot \sin \varphi / (\alpha_s \cdot l_w)]. \quad (5.46)$$

5.5.3.4.5 Detailing for local ductility

- (1) Paragraph **5.4.3.4.2(1)** applies.
- (2) Paragraph **5.4.3.4.2(2)** applies.
- (3) Paragraph **5.4.3.4.2(3)** applies.
- (4) Paragraph **5.4.3.4.2(4)** applies.
- (5) Paragraph **5.4.3.4.2(5)** applies.
- (6) Paragraph **5.4.3.4.2(6)** applies.
- (7) Paragraph **5.4.3.4.2(8)** applies.
- (8) vParagraph **5.4.3.4.2(10)** applies.
- (9) If the wall is connected to a flange with thickness $b_f \geq h_s/15$ and width $l_f \geq h_s/5$ (where h_s denotes the clear storey height), and the confined boundary element needs to extend beyond the flange into the web for an additional length of up to $3b_{wo}$, then the thickness b_w of the boundary element in the web should only follow the provisions in **5.4.1.2.3(1)** for b_{wo} (Figure 5.11).

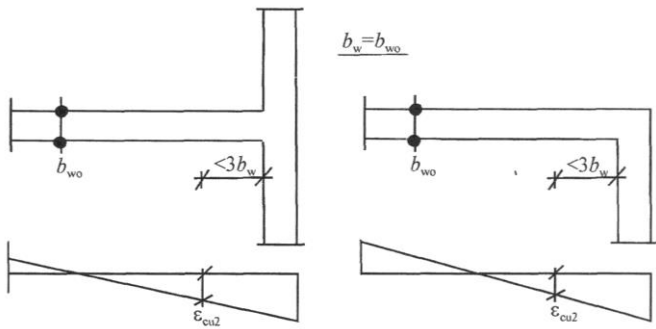


Рисунок 5.11: Мінімальна товщина обмежених граничних елементів стіни з великими полицями при проектуванні у відповідності з концепцією пластичності високого рівня

(10) У межах граничних елементів стін застосовуються вимоги, описані в 5.5.3.2.2(12), і тут повинне використовуватися мінімальне значення ω_{wd} , яке дорівнює 0,12. Слід також застосовувати хомути, що перекриваються напустком, так, щоб кожен наступний поздовжній стрижень закріплювався хомутом або поперечною в'яззю.

(11) Вищу на один поверх за критичну зону граничних елементів область необхідно забезпечити щонайменше половиною обмежуючого армування, яке застосовується в критичній зоні.

(12) Застосовується 5.4.3.4.2(11).

(13)Р Необхідно запобігати виникненню передчасних тріщин в стінах шляхом забезпечення мінімальної кількості арматури: $\rho_{h,min} = \rho_{v,min} = 0,002$.

(14) Армування стінки слід виконувати у вигляді двох сіток (діафрагм) з стрижнів з однаковими характеристиками, по одній з кожного боку стіни. Сітки повинні з'єднуватися поперечними в'яззями з кроком близько 500 мм.

(15) Армування стінки має бути діаметром не менше 8 мм, але не більше за одну восьму ширину b_{w0} стінки. Армування слід розташовувати з кроком не більше 250 мм, або на відстані 25 діаметрів арматурного стрижня, в залежності від того, яка з умов дає менший результат.

(16) Щоб зрівноважити несприятливі ефекти виникнення тріщин уздовж містків холоду і

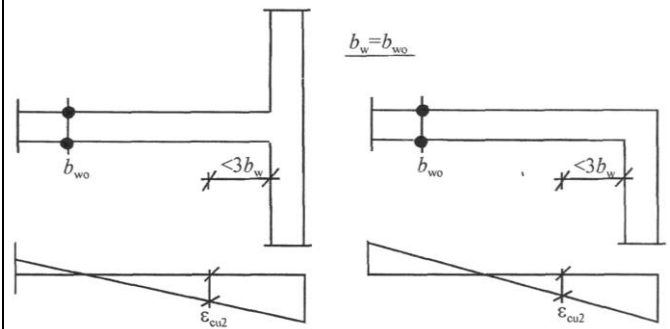


Figure 5.11: Minimum thickness of confined boundary elements in DCH walls with large flanges

(10) Within the boundary elements of walls the requirements specified in 5.5.3.2.2(12) apply and there should be a minimum value of ω_{wd} of 0,12. Overlapping hoops should be used, so that every other longitudinal bar is engaged by a hoop or cross-tie.

(11) Above the critical region boundary elements should be provided for one more storey, with at least half the confining reinforcement required in the critical region.

(12) 5.4.3.4.2(11) applies.

(13) P Premature web shear cracking of walls shall be prevented, by providing a minimum amount of web reinforcement: $\rho_{h,min} = \rho_{v,min} = 0,002$.

(14) The web reinforcement should be provided in the form of two grids (curtains) of bars with the same bond characteristics, one at each face of the wall. The grids should be connected through cross-ties spaced at about 500 mm.

(15) Web reinforcement should have a diameter of not less than 8 mm, but not greater than one-eighth of the width b_{w0} of the web. It should be spaced at not more than 250 mm or 25 times the bar diameter, whichever is smaller.

(16) To counterbalance the unfavourable effects of

пов'язані з цим невизначеності, слід забезпечити мінімальну кількість повністю заанкерованої арматури крізь такі містки. Мінімальний коефіцієнт такого армування, ρ_{\min} , необхідного для відновлення опору бетону без тріщин проти зсуву, складає:

$$\rho_{\min} \geq \begin{cases} \left(1,3 \cdot f_{ctd} - \frac{N_{Ed}}{A_w}\right) / \left(f_{yd} \cdot \left(1 + 1,5 \sqrt{f_{ctd} / f_{yd}}\right)\right), & (5.47) \\ 0,0025 \end{cases}$$

де A_w загальна площа горизонтального поперечного перерізу стіни і N_{Ed} має бути додатним при стискуванні.

5.5.3.5 Сполучені елементи спарених стін

(1)P Сполучення стін за допомогою пластин не слід розглядати, оскільки це неефективно.

(2) Вимоги 5.5.3.1 можуть бути застосовні тільки для спарених балок, якщо тільки виконується одна з наступних умов:

a) Поява тріщин в обох діагональних напрямках маловірогідна. Допустиме застосування наступного правила:

$$V_{Ed} \leq f_{ctd} b_w d \quad (5.48)$$

b) Забезпечується переважаюча форма руйнування від згину. Допустиме застосування наступного правила:

$$l/h \geq 3.$$

(3) Якщо жодна з умов (2) не виконується, опір сейсмічним діям необхідно забезпечити армуванням, розташованим уздовж обох діагоналей балки, таким чином (див. Рисунок 5.12):

a) Повинна задовольнятися нерівність:

$$V_{Ed} \leq 2 \cdot A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha, \quad (5.49)$$

де

V_{Ed} проектна перерізуюча сила в сполученому елементі ($V_{Ed} = 2 \cdot M_{Ed} / l$);

A_{si} загальна площа сталевих стрижнів в кожному діагональному напрямі;

α кут між діагональними стрижнями і віссю балки.

b) Діагональне армування має бути розташоване в колоноподібних елементах з бічною довжиною не

cracking along cold joints and the associated uncertainties, a minimum amount of fully anchored reinforcement should be provided across such joints. The minimum ratio of this reinforcement, ρ_{\min} , necessary to re-establish the resistance of uncracked concrete against shear, is:

$$\rho_{\min} \geq \begin{cases} \left(1,3 \cdot f_{ctd} - \frac{N_{Ed}}{A_w}\right) / \left(f_{yd} \cdot \left(1 + 1,5 \sqrt{f_{ctd} / f_{yd}}\right)\right), & (5.47) \\ 0,0025 \end{cases}$$

where A_w is the total horizontal cross-sectional area of the wall and N_{Ed} shall be positive when compressive.

5.5.3.5 Coupling elements of coupled walls

(1)P Coupling of walls by means of slabs shall not be taken into account, as it is not effective.

(2) The provisions of 5.5.3.1 may only be applied to coupling beams, if either one of the following conditions is fulfilled:

a) Cracking in both diagonal directions is unlikely. An acceptable application rule is:

$$V_{Ed} \leq f_{ctd} b_w d \quad (5.48)$$

b) A prevailing flexural mode of failure is ensured. An acceptable application rule is:

$$l/h \geq 3.$$

(3) If neither of the conditions in (2) is met, the resistance to seismic actions should be provided by reinforcement arranged along both diagonals of the beam, in accordance with the following (see Figure 5.12):

a) It should be ensured that the following expression is satisfied:

$$V_{Ed} \leq 2 \cdot A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha, \quad (5.49)$$

where

V_{Ed} is the design shear force in the coupling element ($V_{Ed} = 2 \cdot M_{Ed} / l$);

A_{si} is the total area of steel bars in each diagonal direction;

α is the angle between the diagonal bars and the axis of the beam.

b) The diagonal reinforcement should be arranged in

менше $0,5b_w$; їх довжина анкерування повинна бути на 50% більше від величини, потрібної згідно EN 1992-1-1:2004.

с) Хомути необхідно розташовувати навколо цих колоноподібних елементів, щоб запобігти вигину поздовжніх стрижнів. Для хомутів застосовуються вимоги 5.5.3.2.2(12).

д) Поздовжнє і поперечне армування повинне забезпечуватися по обох бічних поверхнях балки, щоб задовольнити мінімальним вимогам, визначеним в EN 1992-1-1:2004 для високих балок. Поздовжнє армування не повинно заанкеруватись в спарених стінах, а повинне тільки заходити в них на 150 мм.

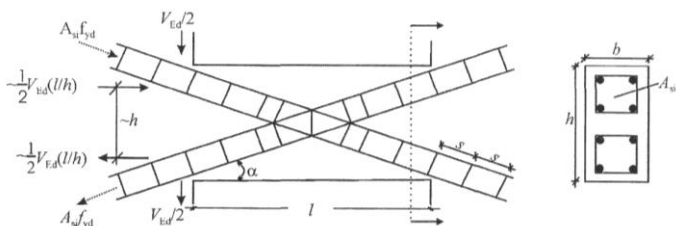


Рисунок 5.12: Сполучення балок діагональним армуванням

5.6 Вимоги для анкерів і стиків арматури

5.6.1 Загальні відомості

(1)Р Розділ 8 EN 1992-1-1:2004 застосовується для деталізації армування з додатковими правилами в наступних підрозділах.

(2)Р Хомути, які використовуються для поперечного армування в балках, колонах або стінах, повинні бути замкненими і мати крюки, розташовані під кутом 135° і довжиною збільшеною на $10d_{bw}$.

(3)Р У конструкціях, що проектуються відповідно до концепції пластичності високого рівня, довжину анкерування стрижнів балки або колони, в межах вузла з'єднання балки з колоною, слід вимірювати від точки на стрижні, розташованої на відстані $5d_{bL}$ від внутрішньої поверхні вузла, враховуючи глибину руйнування унаслідок циклічних пластичних деформацій (на прикладі балки, див.Рисунок 5.13а).

column-like elements with side lengths at least equal to $0,5b_w$; its anchorage length should be 50% greater than that required by EN 1992-1-1:2004.

c) Hoops should be provided around these column-like elements to prevent buckling of the longitudinal bars. The provisions of 5.5.3.2.2(12) apply for the hoops..

d) Longitudinal and transverse reinforcement should be provided on both lateral faces of the beam, meeting the minimum requirements specified in EN 1992-1-1:2004 for deep beams. The longitudinal reinforcement should not be anchored in the coupled walls and should only extend into them by 150 mm.

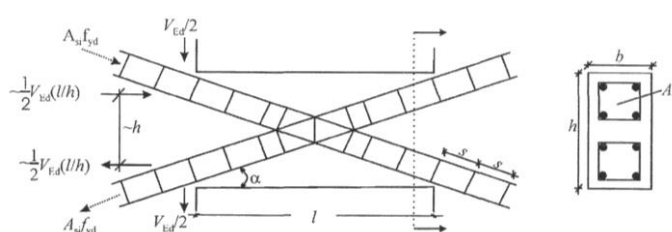


Figure 5.12: Coupling beams with diagonal reinforcement

5.6 Provisions for anchorages and splices

5.6.1 General

(1)P EN 1992-1-1:2004, Section 8 for the detailing of reinforcement applies, with the additional rules of the following sub-clauses.

(2)P For hoops used as transverse reinforcement in beams, columns or walls, closed stirrups with 135° hooks and extensions of length $10d_{bw}$ shall be used.

(3)P In DCH structures the anchorage length of beam or column bars anchored within beam-column joints shall be measured from a point on the bar at a distance $5d_{bL}$ inside the face of the joint, to take into account the yield penetration due to cyclic post-elastic deformations (for a beam example, see Figure 5.13a).

5.6.2 Анкерування арматури

5.6.2.1 Колони

(1)P Коли розраховується анкерівка або довжина перепуску стрижнів колони, які сприяють забезпеченню міцності елементів при згині в критичних зонах, співвідношення $A_{s,req}/A_{s,prov}$ необхідної площі армування до дійсної площі арматури слід прийняти рівним 1.

(2)P Якщо при дії проектної сейсмічної ситуації осьова сила в колоні є розтягуючою, довжина анкерування має бути збільшена на 50 % від тієї довжини, яка визначена в EN 1992-1-1:2004.

5.6.2.2 Балки

(1)P Частина відігнутої поздовжньої арматури балки у вузлах для анкерівки повинна завжди розташовуватися усередині відповідних хомутив колони.

(2)P Щоб запобігти руйнуванню від втрати зчеплення, діаметр поздовжніх стрижнів балки, що пропускаються через вузли з'єднання балки з колоною, d_{bL} , слід обмежити відповідно до наступних виразів:

a) для внутрішніх вузлів з'єднання балки з колоною:

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot v_d}{1 + 0,75k_D \cdot \rho' / \rho_{max}} \quad (5.50a)$$

b) для зовнішніх вузлів з'єднання балки з колоною:

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1 + 0,8 \cdot v_d), \quad (5.50b)$$

де

h_c ширина колони, паралельна стрижням;

f_{ctm} середнє значення міцності бетону на розтяг;

f_{yd} проектне значення межі текучості сталі;

v_d нормальна проектна осьова сила в колоні, узята з мінімальним значенням для проектної сейсмічної ситуації ($v_d = N_{Ed} / f_{cd} \cdot A_c$);

k_D показник, що відображає клас пластичності, рівний 1 для високої

5.6.2 Anchorage of reinforcement

5.6.2.1 Columns

(1)P When calculating the anchorage or lap length of column bars which contribute to the flexural strength of elements in critical regions, the ratio of the required area of reinforcement over the actual area of reinforcement $A_{s,req}/A_{s,prov}$ shall be assumed to be 1.

(2)P If, under the seismic design situation, the axial force in a column is tensile, the anchorage lengths shall be increased to 50% longer than those specified in EN 1992-1-1:2004.

5.6.2.2 Beams

(1)P The part of beam longitudinal reinforcement bent in joints for anchorage shall always be placed inside the corresponding column hoops.

(2)P To prevent bond failure the diameter of beam longitudinal bars passing through beam-column joints, d_{bL} , shall be limited in accordance with the following expressions:

a) for interior beam-column joints:

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot v_d}{1 + 0,75k_D \cdot \rho' / \rho_{max}} \quad (5.50a)$$

b) for exterior beam-column joints:

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1 + 0,8 \cdot v_d), \quad (5.50 b)$$

Where

h_c is the width of the column parallel to the bars;

f_{ctm} is the mean value of the tensile strength of concrete;

f_{yd} is the design value of the yield strength of steel;

v_d is the normalised design axial force in the column, taken with its minimum value for the seismic design situation

($v_d = N_{Ed} / f_{cd} \cdot A_c$);

k_D is the factor reflecting the ductility class

пластичності (DCH) і рівний 2/3 для середньої пластичності (DCM);

ρ' коефіцієнт стиску сталі для стрижнів балки, які проходять через вузлове з'єднання;

ρ_{\max} максимально допустимий коефіцієнт розтягнутої арматури (див. 5.4.3.1.2(4) і 5.5.3.1.3(4))

γ_{Rd} коефіцієнт невизначеності моделі, що характеризує проектний опір, рівний 1,2 або 1,0, відповідно, для критеріїв DCH і DCM (із-за перевантаження внаслідок деформаційного зміцнення поздовжньої арматури в балці).

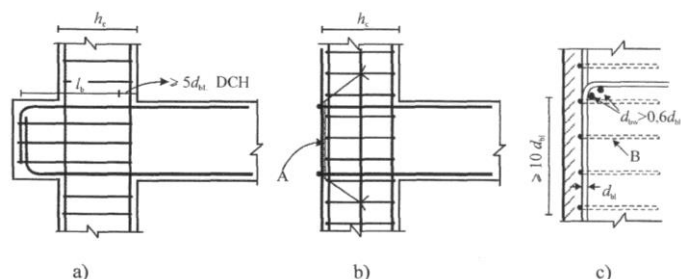
Приведені вище обмеження (вирази (5.50)) не застосовуються до діагональних стрижнів, що перерізають вузли з'єднання.

(3) Якщо вимоги, визначені в (2)P цього розділу, не можуть бути виконані для зовнішніх вузлів з'єднань балки з колоною, тому що висота перерізу колони h_c паралельного стрижням, дуже мала, можна прийняти наступні додаткові заходи для забезпечення анкерування поздовжньої арматури балок.

a) Балку або плиту можна подовжити горизонтально у формі зовнішнього виступу (див. Рисунок 5.13a).

b) Можуть бути застосовані стрижні з висадженою головкою або анкерні пластини, приварені до кінців стрижнів (див. Рисунок 5.13b).

c) Можна додати відгини арматури з мінімальною довжиною $10d_{bL}$ і поперечну арматуру, щільно розташовану всередині групи відігнутих стрижнів (див. Рисунок 5.13c).



Позначення

A анкерна пластина
B хомути навколо стрижнів колони

Рисунок 5.13: Додаткові заходи для анкерування в зовнішніх вузлах з'єднання

equal to 1 for DCH and to 2/3 for DCM;

ρ' is the compression steel ratio of the beam bars passing through the joint;

ρ_{\max} is the maximum allowed tension steel ratio (see 5.4.3.1.2(4) and 5.5.3.1.3(4));

γ_{Rd} is the model uncertainty factor on the design value of resistances, taken as being equal to 1,2 or 1,0 respectively for DCH or DCM (due to overstrength owing to strain-hardening of the longitudinal steel in the beam).

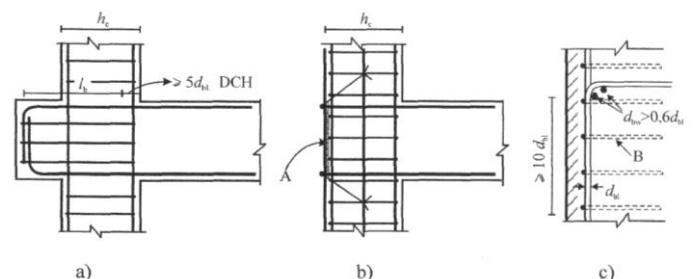
The limitations above (expressions (5.50)) do not apply to diagonal bars crossing joints.

(3) If the requirement specified in (2)P of this clause cannot be satisfied in exterior beam-column joints because the depth, h_c , of the column parallel to the bars is too shallow, the following additional measures may be taken, to ensure anchorage of the longitudinal reinforcement of beams.

a) The beam or slab may be extended horizontally in the form of exterior stubs (see Figure 5.13a).

b) Headed bars or anchorage plates welded to the end of the bars may be used (see Figure 5.13b).

c) Bends with a minimum length of $10d_{bL}$ and transverse reinforcement placed tightly inside the bend of a group of bars may be added (see Figure 5.13c).



Key

A anchor plate;
B hoops around column bars

Figure 5.13: Additional measures for anchorage in

балки з колоною

(4) Р Верхні або нижні стрижні, що проходять через внутрішні вузлові з'єднання, повинні закінчуватися в елементах рами у вузлі на відстані не менше l_{cr} (довжина критичної зони елемента, див. 5.4.3.1.2(1)Р і 5.5.3.1.3.(1)Р) від поверхні вузлового з'єднання.

5.6.3 Стиковка стрижнів

(1)Р В межах критичної зони конструктивних елементів не повинно бути стиків внапуск на зварці.

(2)Р В колонах і стінах стиковка може виконуватись за допомогою механічних з'єднувальних муфт, якщо ці муфти випробовані в умовах сумісних з прийнятим класом пластичності.

(3)Р Поперечна арматура, яка знаходиться в межах довжини перепуску, має бути розрахована згідно EN 1992-1-1:2004. Крім цього повинні задовольнятися також наступні вимоги.

а) Якщо заанкеровані та подовжені стрижні розташовуються в площині паралельній поперечній арматурі, то сума площ всіх стрижнів, що стикаються, ΣA_{sL} , повинна враховуватися при розрахунку поперечного армування.

б) Якщо заанкеровані та подовжені стрижні розташовуються в площині перпендикулярній до поперечної арматури, то площа поперечної арматури повинна визначатися на основі площі найбільшого подовжнього стрижня, що стикається A_{sL} .

с) Крок, s , поперечної арматури в зоні перепуску (у міліметрах) не повинен перевищувати:

$$s = \min \{h/4; 100\}, \quad (5.51)$$

де h – мінімальний розмір поперечного перерізу (у міліметрах).

(4) Необхідна площа поперечної арматури A_{st} в межах зони перепуску подовжньої арматури колон, сполученої в тому ж самому місці (як визначено в EN 1992-1-1:2004) або подовжньої арматури граничних елементів в стінах, можна обчислити за виразом:

exterior beam-column joints

4)P Top or bottom bars passing through interior joints, shall terminate in the members framing into the joint at a distance not less than l_{cr} (length of the member critical region, see 5.4.3.1.2(1)P and 5.5.3.1.3(1)P) from the face of the joint.

5.6.3 Splicing of bars

(1)P There shall be no lap-splicing by welding within the critical regions of structural elements.

(2)P There may be splicing by mechanical couplers in columns and walls, if these devices are covered by appropriate testing under conditions compatible with the selected ductility class.

(3)P The transverse reinforcement to be provided within the lap length shall be calculated in accordance with EN 1992-1-1:2004. In addition, the following requirements shall also be met.

a) If the anchored and the continuing bar are arranged in a plane parallel to the transverse reinforcement, the sum of the areas of all spliced bars, ΣA_{sL} , shall be used in the calculation of the transverse reinforcement.

b) If the anchored and the continuing bar are arranged within a plane normal to the transverse reinforcement, the area of transverse reinforcement shall be calculated on the basis of the area of the larger lapped longitudinal bar, A_{sL} ;

c) The spacing, s , of the transverse reinforcement in the lap zone (in millimetres) shall not exceed

$$s = \min \{h/4; 100\}, \quad (5.51)$$

where h is the minimum cross-sectional dimension (in millimetres).

(4) The required area of transverse reinforcement A_{st} within the lap zone of the longitudinal reinforcement of columns spliced at the same location (as defined in EN 1992-1-1:2004), or of the longitudinal reinforcement of boundary elements in walls, may be calculated from the following

$$A_{st} = s(d_{bl} / 50)(f_{yld} / f_{ywd}), \quad (5.52)$$

де

A_{st} площа однієї гілки поперечної арматури;

d_{bl} діаметр сполученого внапуск стрижня;

s крок поперечної арматури;

f_{yld} проектне значення границі текучості подовжньої арматури;

f_{ywd} проектне значення границі текучості поперечної арматури.

5.7 Проектування і деталізація другорядних сейсмічних елементів

(1)P Розділ 5.7 застосовується до елементів, що позначаються як другорядні сейсмічні елементи, які піддаються значним деформаціям в проектній сейсмічній ситуації (наприклад, ребра плити не відповідають вимогам 5.7). Такі елементи повинні бути запроектовані і деталізовані для підтримки їх здатності витримувати гравітаційні навантаження, які присутні в проектній сейсмічній ситуації, коли в цій ситуації виникають максимальні деформації.

(2)P Максимальні деформації в проектній сейсмічній ситуації слід розраховувати відповідно до 4.3.4 і враховувати ефекти типу P-Δ згідно 4.4.2.2.(2) і (3). Вони мають бути обчислені з розрахунку конструкції в проектній сейсмічній ситуації, в якій внеском другорядних сейсмічних елементів у поперечну жорсткість можна нехтувати, а основні сейсмічні елементи повинні моделюватися з урахуванням утворення тріщин при згині і жорсткості при зсуві.

(3) Другорядні сейсмічні елементи вважаються такими, що відповідають вимогам (1)P цього підрозділу, якщо згинальні моменти і перерізуючі сили обчислені для них на основі:

а) деформацій з (2)P цього підрозділу; і б) їх жорсткості при згині і зсуві з урахуванням утворення тріщин не приводять до перевищення їх проектного опору при згині і зсуві M_{Rd} і V_{Rd} , відповідно, як це визначено в EN 1992-1-1:2004.

expression:

$$A_{st} = s(d_{bl} / 50)(f_{yld} / f_{ywd}), \quad (5.52)$$

where

A_{st} is the area of one leg of the transverse reinforcement;

d_{bl} is the diameter of the spliced bar;

s is the spacing of the transverse reinforcement;

f_{yld} is the design value of the yield strength of the longitudinal reinforcement;

f_{ywd} is the design value of the yield strength of the transverse reinforcement.

5.7 Design and detailing of secondary seismic elements

(1)P Clause 5.7 applies to elements designated as secondary seismic elements, which are subjected to significant deformations in the seismic design situation (e.g. slab ribs are not subject to the requirements of 5.7). Such elements shall be designed and detailed to maintain their capacity to support the gravity loads present in the seismic design situation, when subjected to the maximum deformations under the seismic design situation.

(2)P Maximum deformations due to the seismic design situation shall be calculated in accordance with 4.3.4 and shall account for P-Δ effects in accordance with 4.4.2.2(2) and (3). They shall be calculated from an analysis of the structure in the seismic design situation, in which the contribution of secondary seismic elements to lateral stiffness is neglected and primary seismic elements are modelled with their cracked flexural and shear stiffness.

(3) Secondary seismic elements are deemed to satisfy the requirements of (1)P of this subclause if bending moments and shear forces calculated for them on the basis of:

а) the deformations of (2)P of this subclause; and б) their cracked flexural and shear stiffness, do not exceed their design flexural and shear resistance M_{Rd} and V_{Rd} , respectively, as these are determined on the basis of EN 1992-1-1:2004.

5.8 Бетонні елементи фундаменту

5.8.1 Сфера застосування

(1)Р Наступні параграфи застосовуються для проектування бетонних елементів фундаменту, таких як свайні одиночні фундаменти, анкерні балки, фундаментні балки, фундаментні плити, фундаментні стіни, оголовки паль і палі, а також для з'єднань між такими елементами, або між ними і вертикальними бетонними елементами. Проектування цих елементів повинне здійснюватися згідно з правилами EN 1998-5:2004, **5.4**.

(2)Р Якщо вплив проектних дій для проектування елементів фундаменту з дисипативних конструкцій враховується на основі розгляду проектної несучої здатності відповідно до **4.4.2.6(2)Р**, то розсіювання енергії в цих елементах в проектній сейсмічній ситуації не передбачається. Проектування таких елементів може здійснюватися згідно з правилами **5.3.2(1)Р**.

(3)Р Якщо вплив проектних дій для елементів фундаменту з дисипативних конструкцій отримані на основі аналізу для сейсмічної проектної ситуації без розгляду проектної несучої здатності з **4.4.2.6(2)Р**, то проектування цих елементів повинне здійснюватися згідно з відповідними правилами для елементів верхньої будови для вибраного класу пластичності. Для анкерних балок і фундаментних балок проектні перерізуючі сили мають бути отримані на основі розгляду проектної несучої здатності відповідно до **5.4.2.2** в будівлях з класом середньої пластичності DCM, або згідно **5.5.2.1(2)Р**, **5.5.2.1(3)Р** для будівель з класом високої пластичності DCH.

(4) Якщо проектні дії сил для елементів фундаменту отримані з використанням величини показника поведінки q , яке менше або дорівнює верхній граничній величині q для низького згасання (1,5 в бетонних будівлях, або між 1,5 і 2,0 в сталевих або складених сталі-бетонних будівлях, згідно з приміткою 1 Таблиці 6.1 або приміткою 1 Таблиці 7.1, відповідно), проектування цих елементів може здійснюватися за правилами **5.3.2(1)Р** (див. також **4.4.2.6(3)**).

5.8 Concrete foundation elements

5.8.1 Scope

(1)P The following paragraphs apply for the design of concrete foundation elements, such as footings, tie-beams, foundation beams, foundation slabs, foundation walls, pile caps and piles, as well as for connections between such elements, or between them and vertical concrete elements. The design of these elements shall follow the rules of EN 1998-5:2004, **5.4**.

(2)P If design action effects for the design of foundation elements of dissipative structures are derived on the basis of capacity design considerations in accordance with **4.4.2.6(2)P**, no energy dissipation is expected in these elements in the seismic design situation. The design of these elements may follow the rules of **5.3.2(1)P**.

(3)P If design action effects for foundation elements of dissipative structures are derived on the basis of the analysis for the seismic design situation without the capacity design considerations of **4.4.2.6(2)P**, the design of these elements shall follow the corresponding rules for elements of the superstructure for the selected ductility class. For tie-beams and foundation beams the design shear forces need to be derived on the basis of capacity design considerations, in accordance with **5.4.2.2** in DCM buildings, or to **5.5.2.1(2)P**, **5.5.2.1(3)** in DCH buildings.

(4) If design action effects for foundation elements have been derived using a value of the behaviour factor q that is less than or equal to the upper limit of q for low dissipative behaviour (1,5 in concrete buildings, or between 1,5 and 2,0 in steel or composite steel-concrete buildings, in accordance with Note 1 of Table 6.1 or Note 1 of Table 7.1, respectively), the design of these elements may follow the rules of **5.3.2(1)P** (see also **4.4.2.6(3)**).

(5) У коробчатих цокольних поверхах дисипативних конструкцій, що включають:

a) бетонну плиту, що працює як жорстка діафрагма в рівні перекриття підвалу;

b) фундаментну плиту або ростверк балочного зв'язку або фундаментних балок в рівні фундаменту, і в) периферійні і/або внутрішні стіни фундаменту, запроектовані відповідно до вимог **(2)P** цього підрозділу, колони і балки (включаючи перекриття над підвалом) повинні залишатися пружними в проектній сейсмічній ситуації і їх можна проектувати відповідно до **5.3.2(1)P**. Поперечні стіни слід проектувати з урахуванням розвитку пластичного шарніра на рівні плити цокольного перекриття. З цією метою, в стінах з однаковим поперечним перерізом, які розташовуються над цокольним перекриттям, критична область повинна тягнутися нижче за рівень перекриття цокольного поверху на висоту h_{cr} (див. **5.4.3.4.2(1)** і **5.5.3.4.5(1)**). Більш того, повна вільна висота таких стін усередині цокольної частини має бути підібрана при зсуві в припущенні, що стіна відчуває згинаюче перевантаження $\gamma_{Rd} M_{Rd}$ (із значеннями $\gamma_{Rd} = 1,1$ для середньої пластичності DCM і $\gamma_{Rd} = 1,2$ для високої пластичності DCH) у рівні перекриття цокольного поверху і нульового моменту в рівні фундаменту.

5.8.2 В'язеві балки і фундаментні балки

(1)P Слід уникати виступів колон між верхом одиночного фундаменту або свайного ростверка і нижньою поверхнею анкерних балок або фундаментних плит. Для цієї мети нижня поверхня анкерних балок або фундаментних плит повинна знаходитись нижче верху фундаменту або ростверка.

(2) Осьові сили в анкерних балках або зонах зв'язків панелей фундаментних плит відповідно до **5.4.1.2(6)** і **(7)** EN 1998-5 слід враховувати при перевірці ефектів взаємодії, отримані згідно з **4.4.2.6(2)P** або **4.4.2.6(3)** для сейсмічної проектною ситуації, враховуючи ефекти другого порядку малости.

(3) Анкерні балки і фундаментні балки повинні мати ширину поперечного перерізу не менше $b_{w,min}$ і висоту поперечного перерізу не менше $h_{w,min}$.

(5) In box-type basements of dissipative structures, comprising: a) a concrete slab acting as a rigid diaphragm at basement roof level; b) a foundation slab or a grillage of tie-beams or foundation beams at foundation level, and c) peripheral and/or interior foundation walls, designed in accordance with **(2)P** of this subclause, the columns and beams (including those at the basement roof) are expected to remain elastic under the seismic design situation and may be designed in accordance with **5.3.2(1)P**. Shear walls should be designed for plastic hinge development at the level of the basement roof slab. To this end, in walls which continue with the same cross-section above the basement roof, the critical region should be taken to extend below the basement roof level up to a depth of h_{cr} (see **5.4.3.4.2(1)** and **5.5.3.4.5(1)**). Moreover, the full free height of such walls within the basement should be dimensioned in shear assuming that the wall develops its flexural overstrength $\gamma_{Rd} M_{Rd}$ (with $\gamma_{Rd} = 1,1$ for DCM and $\gamma_{Rd} = 1,2$ for DCH) at the basement roof level and zero moment at the foundation level.

5.8.2 Tie-beams and foundation beams

(1)P Stub columns between the top of a footing or pile cap and the soffit of tie-beams or foundation slabs shall be avoided. To this end, the soffit of tie-beams or foundation slabs shall be below the top of the footing or the pile cap.

(2) Axial forces in tie-beams or tie-zones of foundation slabs in accordance with **5.4.1.2(6)** and **(7)** of EN 1998-5, should be taken in the verification to act together with the action effects derived in accordance with **4.4.2.6(2)P** or **4.4.2.6(3)** for the seismic design situation, taking into account second-order effects.

(3) Tie-beams and foundation beams should have a cross-sectional width of at least $b_{w,min}$ and a cross-sectional depth of at least $h_{w,min}$.

ПРИМІТКА. Значення, що відповідають $b_{w,min}$ і $h_{w,min}$, для застосування в країні, можна знайти у відповідному Національному додатку до цього документа. Значення, що рекомендуються: $b_{w,min}=0,25$ м і $h_{w,min}=0,4$ м для будівель аж до трьох поверхів, або $h_{w,min}=0,5$ м для будівель заввишки більше трьох поверхів над цоколем.

(4) Фундаментні плити, виконані відповідно до EN 1998-5:2004, **5.4.1.2(2)**, для горизонтального з'єднання з окремими одиночними фундаментами або свайними ростверками, повинні мати товщину не менше t_{min} і коефіцієнт армування не менше $\rho_{s,min}$ зверху і знизу.

ПРИМІТКА. Значення, що відповідають t_{min} і $\rho_{s,min}$ для використання в країні можна знайти у відповідному Національному додатку до цього документа. Рекомендовані значення: $t_{min} = 0,2$ м і $\rho_{s,min} = 0,2$ %.

(5) Анкерні балки і фундаментні балки повинні мати уздовж всієї довжини коефіцієнт поздовжнього армування не менше $\rho_{b,min}$, як зверху, так і знизу.

ПРИМІТКА. Значення, що відповідають $\rho_{b,min}$, для використання в країні можна знайти в Національному Додатку до цього документа. Рекомендоване значення $\rho_{b,min} = 0,4$ %.

5.8.3 З'єднання вертикальних елементів з фундаментними балками або стінами

(1) Р Загальна область (вузол з'єднання) фундаментної балки або фундаментної стіни з вертикальним елементом повинна відповідати правилам **5.4.3.3** або **5.5.3.3** і розглядатися як вузол з'єднання балки з колоною.

(2) Якщо фундаментна балка або фундаментна стіна конструкції високого рівня пластичності типу DCH запроєктована з урахуванням роботи сил, отриманих на основі аналізу проектної несучої здатності згідно **4.4.2.6(2)P**, горизонтальна перерізуюча сила V_{jhd} в області вузлового з'єднання має бути отримана на основі результатів аналізу згідно **4.4.2.6(2)P**, (4), (5) і (6).

(3) Якщо фундаментна балка або фундаментна стіна конструкції високого рівня пластичності типу DCH не запроєктована відповідно до підходу, що враховує проектну несучу здатність відповідно до, **4.4.2.6(4)**, (5), (6) (див. **5.8.1(3)P**), горизонтальна поперечна сила V_{jhd} в області вузлового з'єднання визначається відповідно до **5.5.2.3(2)**, вирази (5.22), (5.23) для вузла з'єднання балки з колоною.

NOTE The values ascribed to $b_{w,min}$ and $h_{w,min}$ for use in a country may be found in its National Annex to this document. The recommended values are: $b_{w,min} = 0,25$ m and $h_{w,min} = 0,4$ m for buildings with up to three storeys, or $h_{w,min} = 0,5$ m for those with four storeys or more above the basement.

(4) Foundation slabs arranged in accordance with EN 1998-5:2004, **5.4.1.2(2)** for the horizontal connection of individual footings or pile caps, should have a thickness of at least t_{min} and a reinforcement ratio of at least $\rho_{s,min}$ at the top and bottom.

NOTE The values ascribed to t_{min} and $\rho_{s,min}$ for use in a country may be found in its National Annex to this document. The recommended values are: $t_{min} = 0,2$ m and $\rho_{s,min} = 0.2\%$.

(5) Tie-beams and foundation beams should have along their full length a longitudinal reinforcement ratio of at least $\rho_{b,min}$ at both the top and the bottom.

NOTE The value ascribed to $\rho_{b,min}$ for use in a country may be found in its National Annex to this document. The recommended value of $\rho_{b,min}$ is 0.4%.

5.8.3 Connections of vertical elements with foundation beams or walls

(1)P The common (joint) region of a foundation beam or foundation wall and a vertical element shall follow the rules of **5.4.3.3** or **5.5.3.3** as a beam-column joint region.

(2) If a foundation beam or foundation wall of a DCH structure is designed for action effects derived on the basis of capacity design considerations in accordance with **4.4.2.6(2)P**, the horizontal shear force V_{jhd} in the joint region is derived on the basis of analysis results in accordance with **4.4.2.6(2)P**, (4), (5), and (6).

(3) If the foundation beam or foundation wall of a DCH structure is not designed in accordance with the capacity design approach of **4.4.2.6(4)**, (5), (6) (see **5.8.1(3)P**), the horizontal shear force V_{jhd} in the joint region is determined in accordance with **5.5.2.3(2)**, expressions (5.22), (5.23), for beam-column joints.

(4) У конструкціях середньої пластичності класу DCM з'єднання фундаментних балок або фундаментних стін з вертикальними елементами можна слідувати правилам **5.4.3.3**.

(5) Відгини арматури або крюки на нижній частині поздовжніх стрижнів вертикальних елементів повинні розташовуватися так, щоб вони створювали стискування в області з'єднання.

5.8.4 Виготовлені на місці бетонні палі і пальові ростверки

(1)P Верх палі аж до подвійного розміру поперечного перерізу палі від нижнього краю пальового ростверку, d , а також область на відрізьку до $2d$ з кожного боку межі між двома шарами ґрунту з помітно різною жорсткістю при зсуві (з відношенням модулів зсуву більше 6), мають бути віднесені до потенційних зон утворення пластичного шарніру. З цією метою вони мають бути забезпечені поперечною арматурою і хомутами згідно з правилами для критичних областей колон відповідного класу пластичності, але не нижче за середню пластичність класу DCM.

(2) P Якщо вимога, визначена в **5.8.1(3)P**, застосовується для проектування паль дисипативних конструкцій, палі мають бути запроектовані і розглянуті детально для потенційного пластичного шарніра в їх головній частині. Для цієї мети довжина, на яку розповсюджується підвищене поперечне армування і конструктивна арматура, збільшується на 50% у верхній частині палі згідно **(1)P** цього підрозділу. Більш того, при контролі кінцевого граничного стану ULS палі при зсуві, повинна використовуватися проектна поперечна сила, принаймні, рівна тій, яка визначається від **4.4.2.6(4)** до **(8)**.

(3) Палі, які витримують сили розтягування або які вважаються затиснутими у верхній частині від повороту, мають бути заанкеровані в пальовому ростверку, щоб забезпечити збільшення опору висмикуванню палі з ґрунту, або збільшення проектної несучої здатності при розтягуванні арматури палі, незалежно від того, яка з цих вимог є меншою. Якщо частину таких паль, закладених в пальовий ростверк, забетоновано на місці перед пальовим ростверком, то на межі розділу, де зустрічаються такі з'єднання, необхідно влаштовувати шпонки.

(4) In DCM structures the connection of foundation beams or foundation walls with vertical elements may follow the rules of **5.4.3.3**.

(5) Bents or hooks at the bottom of longitudinal bars of vertical elements should be oriented so that they induce compression into the connection area.

5.8.4 Cast-in-place concrete piles and pile caps

(1)P The top of the pile up to a distance to the underside of the pile cap of twice the pile cross-sectional dimension, d , as well as the regions up to a distance of $2d$ on each side of an interface between two soil layers with markedly different shear stiffness (ratio of shear moduli greater than 6), shall be detailed as potential plastic hinge regions. To this end, they shall be provided with transverse and confinement reinforcement following the rules for column critical regions of the corresponding ductility class or of at least DCM.

(2)P When the requirement specified in **5.8.1(3)P** is applied for the design of piles of dissipative structures, piles shall be designed and detailed for potential plastic hinging at the head. To this end, the length over which increased transverse and confinement reinforcement is required at the top of the pile in accordance with **(1)P** of this subclause is increased by 50%. Moreover, the ULS verification of the pile in shear shall use a design shear force at least equal to that computed on the basis of **4.4.2.6(4)** to **(8)**.

(3) Piles required to resist tensile forces or assumed as rotationally fixed at the top, should be provided with anchorage in the pile cap to enable the development of the pile design uplift resistance in the soil, or of the design tensile strength of the pile reinforcement, whichever is lower. If the part of such piles embedded in the pile cap is cast before the pile cap, dowels should be provided at the interface where the connection occurs.

5.9 Локальні ефекти унаслідок заповнення кладкою або бетоном

(1) Із-за особливої чутливості до пошкоджень заповнення стін перших поверхів тут очікуються негативні зміни, викликані сейсмічними коливаннями. Тому потрібно передбачити ряд відповідних заходів. Якщо не використовується точніший метод, вся довжина колон першого поверху повинна розглядатися як критична довжина і таким чином має бути обмеженою.

(2) Якщо висота заповнення менша, ніж висота суміжних колон в світлі, мають бути прийняті наступні заходи:

а) Вся довжина колони вважається за критичну область і повинна армуватися такою кількістю і видом хомутив, яка потрібна для критичних областей;

б) Слід прийняти ряд заходів, щоб уникнути несприятливих наслідків зрізу колон в прогоні від зсуву. Для цієї мети мають бути застосовані вимоги **5.4.2.3** і **5.5.2.2** для розрахунку перерізуючої сили, що діє, залежно від класу пластичності. У такому розрахунку довжина колони в проясненні, l_{cr} , повинна дорівнювати довжині колони, яка не знаходиться у контакті із заповненням, а момент $M_{i,d}$ в перерізі колони у верхній частині заповнення повинен дорівнювати $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i}$ із значеннями $\gamma_{Rd} = 1,1$ для середнього класу пластичності DCM і $\gamma_{Rd} = 1,3$ для пластичності високого рівня DCH, де $M_{Rc,i}$ є проектною величиною моменту опору колони;

с) Поперечне армування для опору поперечній силі має бути розташоване уздовж довжини колони, не стикатися із заповненням, і розповсюджується уздовж довжини h_c (розміри поперечного перерізу колони в площині заповнення) до тієї частини колони, яка знаходиться у контакті із заповненням;

д) Якщо довжина колони, що не знаходиться у контакті із заповненням, менше, ніж $1,5 h_c$, то опір перерізуючій силі повинна чинити діагональна арматура.

(3) У місцях, де кладка охоплює всю довжину в світлі суміжної колони, і є цегляні стіни тільки на одній стороні колони (наприклад, кутові колони), вся довжина колони повинна розглядатися як критична область і її необхідно армувати такою кількістю і видом поперечних хомутив, які потрібні для армування критичних областей.

5.9 Local effects due to masonry or concrete infills

(1) Because of the particular vulnerability of the infill walls of ground floors, a seismically induced irregularity is to be expected there and appropriate measures should be taken. If a more precise method is not used, the entire length of the columns of the ground floor should be considered as the critical length and confined accordingly.

(2) If the height of the infills is smaller than the clear length of the adjacent columns, the following measures should be taken:

a) the entire length of the columns is considered as critical region and should be reinforced with the amount and pattern of stirrups required for critical regions;

b) The consequences of the decrease of the shear span ratio of those columns should be appropriately covered. To this end, **5.4.2.3** and **5.5.2.2** should be applied for the calculation of the acting shear force, depending on the ductility class. In this calculation the clear length of the column, l_{cl} , should be taken equal to the length of the column not in contact with the infills and the moment $M_{i,d}$ at the column section at the top of the infill wall should be taken as being equal to $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i}$ with $\gamma_{Rd} = 1,1$ for DCM and 1,3 for DCH and $M_{Rc,i}$ the design value of the moment of resistance of the column;

c) the transverse reinforcement to resist this shear force should be placed along the length of the column not in contact with the infills and extend along a length h_c (dimension of the column cross-section in the plane of the infill) into the column part in contact with the infills;

d) if the length of the column not in contact with the infills is less than $1,5 h_c$, the shear force should be resisted by diagonal reinforcement.

(3) Where the infills extend to the entire clear length of the adjacent columns, and there are masonry walls on only one side of the column (e.g. corner columns), the entire length of the column should be considered as a critical region and be reinforced with the amount and pattern of stirrups required for critical regions.

(4) Довжина, l_c , колон, вище за яку застосовується стиснутий діагональний елемент заповнення, має бути перевірена на зріз при дії меншої з двох перерізуючих сил:

а) горизонтальної компоненти стиснутого елемента заповнення, в припущенні її рівності горизонтальної несучої здатності панелі при зсуві, отриманій на основі оцінки міцності при зсуві горизонтального шва кладки; або б) перерізуючої сили, обчисленої відповідно до 5.4.2.3 або 5.5.2.2, залежно від класу пластичності, в припущенні, що можливість вичерпання несучої здатності колони при вигині з урахуванням перенапруження, $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i}$, розвивається на обох кінцях контактної довжини, l_c . Довжину контакту слід прийняти рівній повному вертикальному прогону діагонально стислої кладки. Якщо неможливо точніше оцінити цей прогін з урахуванням пружних властивостей і геометрії заповнення та колони, тоді довжину стислого елемента можна прийняти у вигляді фіксованої частини довжини діагоналі панелі.

5.10 Вимоги для бетонних діафрагм

(1) Суцільна армована бетонна панель може служити як діафрагма, якщо вона має товщину не менше 70 мм і армована в обох горизонтальних напрямках мінімальною кількістю арматури, визначеної в EN 1992-1-1:2004.

(2) Забетонований на місці верхній бетонний настил або покрівельна система може розглядатися як діафрагма, якщо: а) він відповідає вимогам (1) цього підрозділу; б) він спеціально спроектований для забезпечення необхідної жорсткості і опору діафрагми; і с) він залитий на очищену основу, шорстку поверхню або сполучений в'язами, що перешкоджають зсуву.

(3)P Сейсмічне проектування повинно включати перевірку кінцевого граничного стану (ULS) залізобетонних діафрагм в структурах, що проектуються на основі пластичності високого рівня (DCH), з наступними властивостями:

- нерегулярна геометрія або форми, що розділяються, в плані, діафрагми з поглибленнями і доступом, що повторюється;
- нерегулярні і великі отвори в діаграмі;

(4) The length, l_c , of columns over which the diagonal strut force of the infill is applied, should be verified in shear for the smaller of the following two shear forces:

a) the horizontal component of the strut force of the infill, assumed to be equal to the horizontal shear strength of the panel, as estimated on the basis of the shear strength of bed joints; or b) the shear force computed in accordance with 5.4.2.3 or 5.5.2.2, depending on the ductility class, assuming that the overstrength flexural capacity of the column, $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i}$, develops at the two ends of the contact length, l_c . The contact length should be assumed to be equal to the full vertical width of the diagonal strut of the infill. Unless a more accurate estimation of this width is made, taking into account the elastic properties and the geometry of the infill and the column, the strut width may be assumed to be a fixed fraction of the length of the panel diagonal.

5.10 Provisions for concrete diaphragms

(1) A solid reinforced concrete slab may be considered to serve as a diaphragm, if it has a thickness of not less than 70 mm and is reinforced in both horizontal directions with at least the minimum reinforcement specified in EN 1992-1-1:2004.

(2) A cast-in-place topping on a precast floor or roof system may be considered as a diaphragm, if: a) it meets the requirements of (1) of this subclause; b) it is designed to provide alone the required diaphragm stiffness and resistance; and c) it is cast over a clean, rough substrate, or connected to it through shear connectors.

(3)P The seismic design shall include the ULS verification of reinforced concrete diaphragms in DCH structures with the following properties:

- irregular geometries or divided shapes in plan, diaphragms with recesses and reentrances;

- нерегулярний розподіл мас і/або жорсткостей (як наприклад, у разі зміни розмірів будівлі по висоті і уступів в плані);
- підвальні поверхи із стінами, розташованими тільки в частині периметра або тільки в частині площі нижнього поверху.

(4) Наслідки дій навантажень в залізобетонних діафрагмах можна оцінити за допомогою моделювання діафрагми як високої балки, або як плоскої ферми або моделі у вигляді стисло-розтягнутих елементів.

(5) Проектні величини впливу діючих навантажень мають бути отримані з урахуванням **4.4.2.5**.

(6) Проектні опори мають бути отримані згідно EN 1992-1-1:2004.

(7) У випадках, коли застосовуються ядра жорсткості або стінові системи, що мають високий клас пластичності (DCH), необхідно перевірити, щоб здійснювалася передача горизонтальних сил від діафрагм до ядер або стін. В цьому відношенні необхідно дотримуватись наступних вимог:

a) проектна перерізуюча напруга на стику діафрагми і ядра жорсткості для контролю тріщиноутворення не повинна перевищувати $1,5f_{ctd}$;

b) слід забезпечити відповідну несучу здатність, протидіючу ковзаючому руйнуванню при зсуві, припускаючи, що нахил стислих елементів складає 45° . Слід забезпечити додаткові стрижні, сприяючі підвищенню несучої здатності при зсуві на стиках між діафрагмами і ядрами жорсткості або стінами; анкерівка цих стрижнів повинна відповідати вимогам **5.6**.

5.11 Збірні бетонні конструкції

5.11.1 Загальні відомості

5.11.1.1 Сфера застосування і конструктивні типи

(1) P Розділ **5.11** передбачає застосування в сейсмічному проектуванні бетонних конструкцій, що частково або повністю складаються із збірних елементів.

- irregular and large openings in the diaphragm;
- irregular distribution of masses and/or stiffnesses (as e.g. in the case of set-backs or off-sets);
- basements with walls located only in part of the perimeter or only in part of the ground floor area;

(4) Action-effects in reinforced concrete diaphragms may be estimated by modelling the diaphragm as a deep beam or a plane truss or strut-and-tie model, on elastic supports.

(5) The design values of the action effects should be derived taking into account **4.4.2.5**.

(6) The design resistances should be derived in accordance with EN 1992-1-1:2004.

(7) In cases of core or wall structural systems of DCH, it should be verified that the transfer of the horizontal forces from the diaphragms to the cores or walls has occurred. In this respect the following provisions apply:

a) the design shear stress at the interface of the diaphragm and a core or wall should be limited to $1,5f_{ctd}$, to control cracking;

b) an adequate strength to guard against shear sliding failure should be ensured, assuming that the strut inclination is 45° . Additional bars should be provided, contributing to the shear strength of the interface between diaphragms and cores or walls; anchorage of these bars should follow the provisions of **5.6**.

5.11 Precast concrete structures

5.11.1 General

5.11.1.1 Scope and structural types

(1) P Clause **5.11** applies to the seismic design of concrete structures constructed partly or entirely of precast elements.

(2) Р Якщо не визначено інакше (див. **5.11.1.3.2(4)**), то застосовуються всі вимоги Розділу **5** цього Єврокоду і EN 1992-1-1:2004, Розділ **10**.

(3) Розділ **5.11** охоплює наступні структурні типи, як визначено в **5.1.2** і **5.2.2.1**:

- рамні системи;
- стінні системи;
- здвоєні системи (включаючи збірні рами і збірні або монолітні стіни).

(4) На додаток до цих систем також розглядаються:

- стінні панельні конструкції (пересічні стінні конструкції);
- комірчасті конструкції (збірні монолітні комірчасті конструкції на кімнату).

5.11.1.2 Оцінка збірних конструкцій

(1) При моделюванні поведінки збірних конструкцій необхідно зробити наступні оцінки:

а) Ідентифікацію поведінки окремих конструктивних елементів, а саме:

- елементів, які чинять опір тільки гравітаційним навантаженням, наприклад, шарнірні колони навколо залізобетонного ядра;
- елементів, які чинять опір гравітаційним і сейсмічним навантаженням, наприклад, каркаси або стіни;
- елементів, які забезпечують відповідний зв'язок між структурними елементами, наприклад, міжповерхові і покрівельні діафрагми.

б) Здатність конструкцій якнайповніше відповідати вимогам, що відносяться до опору сейсмічним діям, в **5.1** – **5.10**, такі конструкції, як:

- збірна система, що відповідає всім цим вимогам;
- збірні системи, комбіновані з колонами, забетонованими на місці, або стінами, що задовольняють всім цим вимогам;
- збірні системи, які відхиляються від вказаних вимог, і в результаті потребують дотримання додаткових проектних критеріїв, і повинні мати нижчий показник поведінки.

с) Ідентифікація неконструктивних елементів, які можуть бути:

- повністю відокремлені від конструкції;

(2)P Unless otherwise specified (see **5.11.1.3.2(4)**), all provisions of Section **5** of this Eurocode and of EN 1992-1-1:2004, Section **10**, apply.

(3) The following structural types, as defined in **5.1.2** and **5.2.2.1**, are covered by **5.11**:

- frame systems;
- wall systems;
- dual systems (mixed precast frames and precast or monolithic walls).

(4) In addition the following systems are also covered:

- wall panel structures (cross wall structures);
- cell structures (precast monolithic room cell systems).

5.11.1.2 Evaluation of precast structures

(1) In modelling of precast structures, the following evaluations should be made.

a) Identification of the different roles of the structural elements as one of the following:

- those resisting only gravity loads, e.g. hinged columns around a reinforced concrete core;
- those resisting both gravity and seismic loads, e.g. frames or walls;
- those providing adequate connection between structural elements, e.g. floor or roof diaphragms.

b) Ability to fulfil the seismic resistance provisions of **5.1** to **5.10** as follows:

- precast system able to satisfy all those provisions;
- precast systems which are combined with cast-in-situ columns or walls in order to satisfy all those provisions;
- precast systems which deviate from those provisions and, by way of consequence, need additional design criteria and should be assigned lower behaviour factors.

c) Identification of non-structural elements, which may be:

- частково чинити опір деформаціям конструкції.

d) Ідентифікація впливу з'єднань на здатність конструкції розсіювати енергію:

- з'єднання, розташовані поза критичними зонами (як визначено в **5.1.2(1)**), конструкції, що не впливають на здатність, розсіювати енергію деформацій (див. **5.11.2.1.1** і, наприклад, Рисунок 5.14.a);

- з'єднання, розташовані усередині критичних зон, але відповідно запроєктовані із зайвим запасом в порівнянні з рештою конструкції, так що в сейсмічній проектній ситуації вони залишаються пружними, тоді як в інших критичних областях виявляється непружна реакція. (див. **5.11.2.1.2** і, наприклад, Рисунок 5.14.b);

- з'єднання, розташовані усередині критичних областей, мають значну пластичність (див. **5.11.2.1.3** і, наприклад, Рисунок 5.14.c).

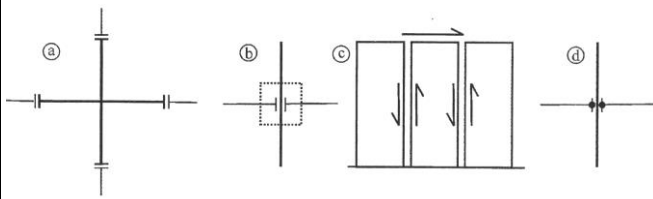


Рисунок 5.14: а) з'єднання, розташовані поза критичною зоною; б) з'єднання, запроєктоване з великим запасом, з пластичним шарніром, зміщеним за зону з'єднання; в) пластичні з'єднання великих панелей, що працюють на зсув, розташовані усередині критичних зон (наприклад, на нижньому поверсі); і д) пластичні безперервні з'єднання, розташовані усередині критичних зон каркасів

5.11.1.3 Проектні критерії

5.11.1.3.1 Локальний опір

(1) У збірних елементах і їх з'єднаннях слід враховувати можливість чутливої реакції конструкції до деградації унаслідок циклічних деформацій за межею несучої здатності. Зазвичай така чутливість до деградації покривається окремими характеристиками сталі і бетону (див. **5.2.4(1)P** і **5.2.4(2)**). Якщо це не так, то проектний опір збірних конструкцій при монотонному навантаженні має бути відповідно понижене для перевірки в проектній сейсмічній ситуації.

- completely uncoupled from the structure;
- partially resisting the deformation of structural elements.

d) Identification of the effect of the connections on the energy dissipation capacity of the structure:

- connections located well outside critical regions (as defined in **5.1.2(1)**), not affecting the energy dissipation capacity of the structure (see **5.11.2.1.1** and e.g. Figure 5.14.a);

- connections located within critical regions but adequately over-designed with respect to the rest of the structure, so that in the seismic design situation they remain elastic while inelastic response occurs in other critical regions (see **5.11.2.1.2** and e.g. Figure 5.14b);

- connections located within critical regions with substantial ductility (see **5.11.2.1.3** and e.g. Figure 5.14.c).

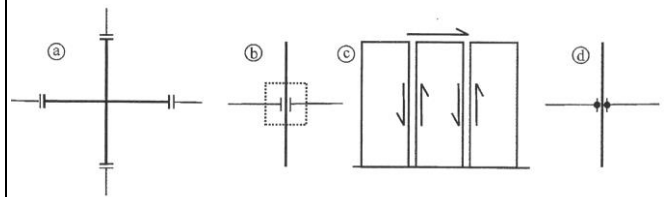


Figure 5.14: a) connection located outside critical regions; b) oversized connection with plastic hinges shifted outside the connection; c) ductile shear connections of large panels located within critical regions (e.g. at ground floor); and d) ductile continuity connections located within critical regions of frames

5.11.1.3 Design criteria

5.11.1.3.1 Local resistance

(1) In precast elements and their connections, the possibility of response degradation due to cyclic post-yield deformations should be taken into account. Normally such response degradation is covered by the material partial factors on steel and concrete (see **5.2.4(1)P** and **5.2.4(2)**). If it is not, the design resistance of precast connections under monotonic loading should be appropriately reduced for the verifications in the seismic design situation.

5.11.1.3.2 Розсіювання енергії

(1) У збірних бетонних конструкціях основним механізмом розсіювання енергії має бути пластичне обертання усередині критичної області.

(2) Окрім розсіювання енергії через пластичні повороти в критичних зонах, збірні конструкції також повинні розсіювати енергію через механізми пластичного зсуву уздовж вузлових з'єднань, задовольняючи двом умовам:

а) сила опору не повинна значно зменшуватися під час сейсмічних коливань; і

б) слід виключити випадки можливої нестійкості.

(3) Три класи пластичності, приведені в розділі 5 для монолітних конструкцій, застосовуються також і для збірних систем. Для проектування збірних будівель низької пластичності (DCL) з Розділу 5 застосовуються тільки 5.2.1(2) і 5.3.

ПРИМІТКА. Вибір класу пластичності для застосування в різних типах збірних систем в країні або частині країни може бути знайдений в Національному додатку. Клас низької пластичності L рекомендований тільки для випадків низької сейсмічності. Для стінових панельних систем рекомендований клас середньої пластичності M.

(4) При виборі загального показника поведінки q слід враховувати розсіювання енергії при зсуві, особливо в збірних стінових системах, зважаючи на значення місцевих коефіцієнтів пластичності при ковзанні, μ_s .

5.11.1.3.3 Спеціальні додаткові заходи

(1) Тільки регулярні збірні конструкції розглядаються в 5.11 (див. 4.2.3). Проте, перевірка збірних елементів нерегулярних конструкцій може ґрунтуватися на положеннях цього підрозділу.

(2) Всі вертикальні елементи конструкції повинні досягати рівня фундаменту без розриву.

(3) Невизначеності, що відносяться до опору діють аналогічно, як описано в 5.2.3.7(2)P.

(4) Невизначеності, що відносяться до пластичності, діють аналогічно 5.2.3.7(3)P.

5.11.1.3.2 Energy dissipation

(1) In precast concrete structures the prevailing energy dissipation mechanism should be through plastic rotations within critical regions.

(2) Besides energy dissipation through plastic rotations in critical regions, precast structures can also dissipate energy through plastic shear mechanisms along joints, provided that both of the following conditions are satisfied:

a) the restoring force should not degrade substantially during the seismic action; and

b) the possible instabilities should be appropriately avoided.

(3) The three ductility classes provided in Section 5 for cast-in-place structures apply for precast systems as well. Only 5.2.1(2) and 5.3 apply from Section 5, for the design of precast buildings of Ductility Class L.

NOTE The selection of the ductility class for use in the various types of precast concrete systems in a country or the parts of the country may be found in its National Annex of this document. Ductility class L is recommended only for the low-seismicity case. For wall panel systems the recommended ductility class is M.

(4) The capacity of energy dissipation in shear may be taken into account, especially in precast wall systems, by taking into account the values of the local slip-ductility factors, μ_s , in the choice of the overall behaviour factor q .

5.11.1.3.3 Specific additional measures

(1) Only regular precast structures are covered by 5.11 (see 4.2.3). Nonetheless, the verification of precast elements of irregular structures may be based on the provisions of this subsection.

(2) All vertical structural elements should be extended to the foundation level without a break.

(3) Uncertainties related to resistances are as in 5.2.3.7(2)P.

(4) Uncertainties related to ductility are as in 5.2.3.7(3)P.

5.11.1.4 Показники поведінки

(1) Для збірних конструкцій, що розглядаються в положеннях **5.11**, значення чинника поведінки q_p можна обчислити з наступного виразу, хоча деякі дослідження передбачають відступи від даних вимог:

$$q_p = k_p \cdot q, \quad (5.53)$$

де

q показник поведінки згідно виразу (5.1);

k_p редуційний коефіцієнт, залежний від здатності розсіювати енергію збірної конструкції (див. (2) цього підрозділу).

ПРИМІТКА. Значення k_p для використання в певній країні знаходяться в Національному додатку до цього документа. Рекомендовані наступні значення:

$$k_p \begin{cases} 1,00 \text{ _ äëÿ _ ç'äíàíü _ êíñððóëö³ é _ } \\ 0,5 \text{ _ äëÿ _ êíñððóëö³ é _ ç } \\ 5.11.2.1.1, \text{ _ } 5.11.2.1.2 \text{ _ äáí _ } 5.11.2.1.3 \\ \text{³íøèèè _ ðèíàèè _ ç'äíàíü} \end{cases}$$

(2) Для збірних конструкцій, не розглянутих в проектних вимогах **5.11**, значення чинника поведінки q_p повинне дорівнювати 1,5.

5.11.1.5 Аналіз перехідного стану

(1) В процесі зведення конструкції, коли необхідно забезпечити тимчасову систему зв'язків, немає необхідності враховувати сейсмічні дії як проектну ситуацію. Проте, кожного разу, коли землетрус може привести до руйнування частин конструкції і серйозного ризику для життя людей, тимчасова система в'язів має бути запроектована в явному вигляді під знижені сейсмічні навантаження.

(2) Якщо навантаження не визначені на основі спеціальних досліджень, то ці сейсмічні дії можуть прийматися рівними частині проектних дій, A_p визначених в Розділі 3.

ПРИМІТКА. Значення A_p для використання в певній країні може бути знайдено в Національному додатку до цього документа. Рекомендоване значення A_p складає 30 %.

5.11.1.4 Behaviour factors

(1) For precast-structures observing the provisions of **5.11**, the value of the behaviour factor q_p may be calculated from the following expression, unless special studies allow for deviations:

$$q_p = k_p \cdot q, \quad (5.53)$$

where

q is the behaviour factor in accordance with expression (5.1);

k_p is the reduction factor depending on the energy dissipation capacity of the precast structure (see (2) of this subclause).

NOTE The values ascribed to k_p for use in a country may be found in its National Annex of this document. The recommended values are:

$$k_p \begin{cases} 1,00 \text{ for structures with connection according _ } \\ 0,5 \text{ _ for structures with other } \\ \text{to 5.11.2.1.1, 5.11.2.1.2, or 5.11.2.1.3} \\ \text{types of connections} \end{cases}$$

(2) For precast structures not observing the design provisions in **5.11**, the behavior factor q_p should be assumed to be up to 1,5.

5.11.1.5 Analysis of transient situation

(1) During the erection of the structure, during which temporary bracing should be provided, seismic actions do not have to be taken into account as a design situation. However, whenever the occurrence of an earthquake might produce collapse of parts of the structure with serious risk to human life, temporary bracings should be explicitly designed for an appropriately reduced seismic action.

(2) If not otherwise specified by special studies, this action may be assumed to be equal to a fraction A_p of the design action as defined in Section 3.

NOTE The value ascribed to A_p for use in a country may be found in its National Annex of this document. The

5.11.2 З'єднання збірних елементів

5.11.2.1 Загальні вимоги

5.11.2.1.1 З'єднання, розташовані за межею критичних зон

(1) З'єднання збірних елементів, розташовані за межами критичних зон, мають бути розміщені на віддаленні від кінцевої поверхні критичної зони, принаймні, на відстані, що перевищує найбільший розмір поперечного перерізу елемента, де ця критична область розташована.

(2) Габарити з'єднання цього типу мають бути обчислені на основі аналізу:

а) поперечної сили, що визначається правилами обчислення проектної несучої здатності, з **5.4.2.2** і **5.4.2.3** з коефіцієнтом перенапруження унаслідок деформацій зміцнення стали, γ_{Rd} , рівним 1,1 для середнього рівня пластичності (DCM) або 1,2 для високого рівня пластичності (DCH); і б) значення моменту, що вигинає, щонайменше, рівного значенню моменту, що діє, з розрахунку і 50% значень моменту опору M_{Rd} на межі найближчої критичної області, помноженого на коефіцієнт γ_{Rd} .

5.11.2.1.2 З'єднання, запроектовані з великим запасом міцності

(1) З'єднання, запроектовані на проектні дії з великим запасом міцності, слід отримувати за правилами обчислення проектної несучої здатності **5.4.2.2** і **5.4.2.3** на основі опору вигину через перенапруження на граничних перерізах критичних областей, рівного $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd}$ з коефіцієнтом γ_{Rd} рівним 1,20 для середнього рівня пластичності (DCM) або 1,35 для концепції пластичності високого рівня (DCH).

(2) Кінцеві арматурні стрижні з'єднань з великим запасом міцності мають бути повністю заанкеровані перед граничними перерізами критичних областей.

(3) Арматура критичних зон має бути повністю заанкерена із зовнішнього боку з'єднання, запроектованого з великим запасом міцності.

recommended value of A_p is 30%.

5.11.2 Connections of precast elements

5.11.2.1 General provisions

5.11.2.1.1 Connections located away from critical regions

(1) Connections of precast elements considered to be away from critical regions should be located at a distance from the end face of the closest critical region, at least equal to the largest of the cross-section dimensions of the element where this critical region lies.

(2) Connections of this type should be dimensioned for:

a) a shear force determined from the capacity design rule of **5.4.2.2** and **5.4.2.3** with a factor to account for overstrength due to strain-hardening of steel, γ_{Rd} , equal to 1,1 for DCM or to 1,2 for DCH; and b) a bending moment at least equal to the acting moment from the analysis and to 50% of the moment of resistance, M_{Rd} , at the end face of the nearest critical region, multiplied by the factor γ_{Rd} .

5.11.2.1.2 Overdesigned connections

(1) The design action-effects of overdesigned connections should be derived on the basis of the capacity design rules of **5.4.2.2** and **5.4.2.3**, on the basis of overstrength flexural resistances at the end sections of critical regions equal to $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd}$, with the factor γ_{Rd} taken as being equal to 1,20 for DCM and to 1,35 for DCH.

(2) Terminating reinforcing bars of the overdesigned connection should be fully anchored before the end section(s) of the critical region.

(3) The reinforcement of the critical region should be fully anchored outside the overdesigned connection.

5.11.2.1.3 З'єднання, розсіюючі енергію

(1) Такі з'єднання повинні відповідати критеріям локальної пластичності в 5.2.3.4 і відповідним параграфам з 5.4.3 і 5.5.3.

(2) Альтернативно повинно бути продемонстровано за допомогою циклічних випробувань достатньої кількості дослідних зразків, з'єднання, що мають стійку циклічну деформацію і здатні розсіювати енергію, яка, принаймні, дорівнює такій же здатності монолітного з'єднання, що має такий же опір і відповідає всім вимогам локальної пластичності, визначеним в 5.4.3 або 5.5.3.

(3) Випробування репрезентативних зразків повинно бути виконано, слідуючи хронології циклічних переміщень, що включає не менше трьох повних циклів за амплітудою, що відповідає q_p , згідно з 5.2.3.4(3).

5.11.2.2 Оцінка опору елементів з'єднань

(1) Проектний опір з'єднань між збірними бетонними елементами слід розраховувати згідно з EN 1992-1-1:2004, 6.2.5 і EN 1992-1-1:2004, Розділ 10, використовуючи парціальні показники матеріалу з 5.2.4(2) і (3). Якщо ці вимоги не повністю охоплюють характеристики даних з'єднань, то опір з'єднань має бути оцінений за допомогою відповідних експериментальних досліджень.

(2) В ході оцінки опору з'єднання ковзаючому зсуву не слід враховувати опір тертю унаслідок зовнішньої стискуючої напруги (на відміну від внутрішньої напруги унаслідок ефекту затискання стрижнів, що проходять через з'єднання).

(3) Зварку сталевих стрижнів в з'єднаннях з дисипацією енергії можна структурно взяти до уваги, якщо всі подальші умови задовольняються:

- a) використовується тільки придатна для зварки сталь;
- b) зварювальні матеріали, технологія і персонал можуть гарантувати втрату локальної пластичності не більше 10 % від коефіцієнта пластичності, досягнутого у випадку, якщо б з'єднання було виконане без зварки.

5.11.2.1.3 Energy dissipating connections

(1) Such connections should conform to the local ductility criteria in 5.2.3.4 and in the relevant paragraphs of 5.4.3 and 5.5.3.

(2) Alternatively it should be demonstrated by cyclic inelastic tests of an appropriate number of specimens representative of the connection, that the connection possesses stable cyclic deformation and energy dissipation capacity at least equal to that of a monolithic connection which has the same resistance and conforms to the local ductility provisions of 5.4.3 or 5.5.3.

(3) Tests on representative specimens should be performed following an appropriate cyclic history of displacements, including at least three full cycles at an amplitude corresponding to q_p in accordance with 5.2.3.4(3).

5.11.2.2 Evaluation of the resistance of connections

(1) The design resistance of the connections between precast concrete elements should be calculated in accordance with the provisions of EN 1992-1-1:2004, 6.2.5 and of EN 1992-1-1:2004, Section 10, using the material partial factors of 5.2.4(2) and (3). If those provisions do not adequately cover the connection under consideration, its resistance should be evaluated by means of appropriate experimental studies.

(2) In evaluating the resistance of a connection against sliding shear, friction resistance due to external compressive stresses (as opposed to the internal stresses due to the clamping effect of bars crossing the connection) should be neglected.

(3) Welding of steel bars in energy dissipating connections may be structurally taken into account when all of the following conditions are met:

- a) only weldable steels are used;
- b) welding materials, techniques and personnel ensure a loss of local ductility less than 10% of the ductility factor achieved if the connection were implemented without welding.

(4) Сталеві елементи (секції або стрижні), закріплені в бетоні і призначені сприяти сейсмічному опору, мають бути досліджені експериментальним і аналітичним методом для демонстрації того, що опір циклічним деформаціям з урахуванням історії вантаження накладається на плановий рівень пластичності, як описано в **5.11.2.1.3(2)**.

5.11.3 Елементи

5.11.3.1 Балки

(1)P У даному Єврокодi застосовуються відповідні положення EN 1992-1-1:2004, Розділ **10** і **5.4.2.1**, **5.4.3.1**, **5.5.2.1**, **5.5.3.1** на додаток до ряду правил з **5.11**.

(2)P Вільно оперті збірні балки мають бути структурно пов'язані з колонами або стінами. З'єднання повинні забезпечувати передачу горизонтальних сил без урахування сил тертя в проектній сейсмічній ситуації.

(3) На додаток до відповідних вимог EN 1992-1-1:2004, Розділ **10**, допустимі відхилення від норм і поправки для опор мають також бути достатніми для очікуваних переміщень опорних елементів (див. **4.3.4**).

5.11.3.2 Колони

(1) Відповідні вимоги **5.4.3.2** і **5.5.3.2** застосовуються на додаток до правил, описаних в **5.11**.

(2) З'єднання колон між собою усередині критичної області допускаються тільки при проектуванні на основі концепції пластичності середнього рівня.

(3) У збірних рамних системах з шарнірними вузлами з'єднання колон з балками, колони повинні мати нерухомі шарніри в основі з їх повним спиранням в гнізді фундаменту, запроектованого згідно з **5.11.2.1.2**.

5.11.3.3 Вузли з'єднання балок з колонами

(1) Монолітні вузли з'єднання балок з колонами (див. Рис. 5.14а) повинні відповідати вимогам **5.4.3.3** і **5.5.3.3**.

(4) Steel elements (sections or bars) fastened on concrete members and intended to contribute to the seismic resistance should be analytically and experimentally demonstrated to resist a cyclic loading history of imposed deformation at the target ductility level, as specified in **5.11.2.1.3(2)**.

5.11.3 Elements

5.11.3.1 Beams

(1)P The relevant provisions of EN 1992-1-1:2004, Section **10** and of **5.4.2.1**, **5.4.3.1**, **5.5.2.1**, **5.5.3.1** of this Eurocode apply, in addition to the rules set forth in **5.11**.

(2)P Simply supported precast beams shall be structurally connected to columns or walls. The connection shall ensure the transmission of horizontal forces in the design seismic situation without reliance on friction.

(3) In addition to the relevant provisions of EN 1992-1-1:2004, Section **10**, the tolerance and spalling allowances of the bearings should also be sufficient for the expected displacement of the supporting member (see **4.3.4**).

5.11.3.2 Columns

(1) The relevant provisions of **5.4.3.2** and **5.5.3.2** apply, in addition to the rules set forth in **5.11**.

(2) Column-to-column connections within critical regions are allowed only in DCM.

(3) For precast frame systems with hinged column-to-beam connections, the columns should be fixed at the base with full supports in pocket foundations designed in accordance with **5.11.2.1.2**.

5.11.3.3 Beam-column joints

(1) Monolithic beam-column joints (see figure 5.14a) should follow the relevant provisions of **5.4.3.3** and **5.5.3.3**.

(2) З'єднання кінців балок з колонами (див. Рисунок 5.14b) і с), мають бути спеціально перевірені на опір і пластичність, як це описано в **5.11.2.2.1**.

5.11.3.4 Збірні великопанельні стіни

(1) Застосовуються вимоги EN 1992-1-1:2004, Розділ **10** з наступними змінами:

- a) Загальний мінімальний коефіцієнт армування відноситься до дійсної площі поперечного перерізу бетону і повинен включати вертикальні стрижні стінки і граничних елементів;
- b) Армування дрютяною сіткою одинарних панелей не допускається;
- c) Має бути забезпечене мінімальне поперечне армування бетону поблизу країв всіх збірних панелей, як описано в **5.4.3.4.2** або **5.5.3.4.5**, для колон по всьому квадратному перерізу бічної довжини b_w , де b_w позначає товщину панелі.

(2) Для частини стінної панелі між вертикальним вузлом і отвором, розташованим ближче, ніж $2,5b_w$ від вузла, слід обчислювати її розміри і деталізувати згідно з **5.4.3.4.2** або **5.5.3.4.5**, залежно від класу пластичності.

(3) Необхідно виключати опір деградації вузлів з'єднання унаслідок реакції на навантаження, що діють.

(4) З цією метою всі вертикальні стики мають бути шорсткими або виконані з шпонками, що працюють на зріз, і перевірятися на перерізуючу силу.

(5) Горизонтальні стики при стискуванні по всій довжині можна утворювати без застосування шпонок, що працюють на зсув. Якщо вони знаходяться в частково стислому і частково розтягнутому стані, то слід обов'язково застосовувати шпонки, що працюють на зсув, по всій довжині стикових з'єднань.

(6) Застосовуються наступні додаткові правила для перевірки горизонтальних з'єднань стін, що складаються із збірних крупних панелей:

- a) загальна сила розтягування, що викликається осьовими (по відношенню до стіни) навантаженнями, повинна враховуватися при призначенні вертикальної арматури, розташованої вздовж області розтягування панелі і повністю заанкерованої зверху і знизу в тіло панелі. Цілісність такої арматури має бути забезпечена при пластичній зварці усередині

(2) Connections of beam-ends to columns (see figure 5.14b) and c) should be specifically checked for their resistance and ductility, as specified in **5.11.2.2.1**.

5.11.3.4 Precast large-panel walls

(1) EN 1992-1-1, Section **10** applies with the following modifications:

- a) The total minimum vertical reinforcement ratio refers to the actual cross-sectional area of concrete and should include the vertical bars of the web and the boundary elements;
- b) Mesh reinforcement in a single curtain is not allowed;
- c) A minimum confinement should be provided to the concrete near the edge of all precast panels, as specified in **5.4.3.4.2** or **5.5.3.4.5** for columns, over a square section of side length b_w , where b_w denotes the thickness of the panel.

(2) The part of the wall panel between a vertical joint and an opening arranged closer than $2,5b_w$ to the joint, should be dimensioned and detailed in accordance with **5.4.3.4.2** or **5.5.3.4.5**, depending on the ductility class.

(3) Force-response degradation of the resistance of the connections should be avoided.

(4) To this end, all vertical joints should be rough or provided with shear keys and verified in shear.

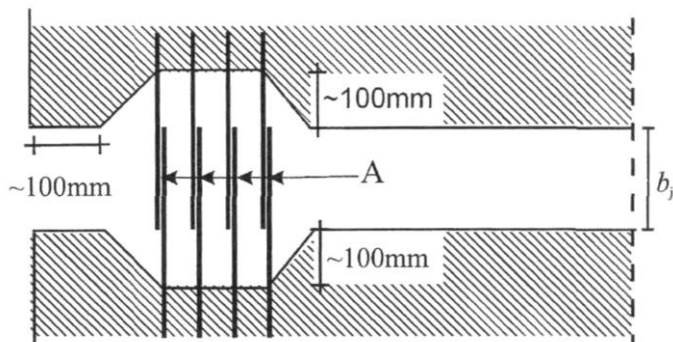
(5) Horizontal joints under compression over their entire length may be formed without shear keys. If they are partly in compression and partly in tension, they should be provided with shear keys along the full length.

(6) The following additional rules apply for the verification of horizontal connections of walls consisting of precast large panels:

- a) the total tensile force produced by axial (with respect to the wall) action-effects should be taken by vertical reinforcement arranged along the tensile area of the panel and fully anchored in the body of the upper and lower panels. The continuity of this reinforcement should be secured by ductile welding within the horizontal joint or, preferably, within

горизонтального стику або, що доцільніше, за допомогою спеціальних бетонних шпонок, утворених для цих цілей (Рисунок 5.15).

б) у горизонтальних стиках, які частково стиснуті і частково розтягнуті (у проектній сейсмічній ситуації), перевірку опору перерізуючим силам (див. 5.11.2.2) необхідно здійснювати тільки уздовж тієї частини, яка знаходиться в стиснутому стані. В цьому випадку величина осьової сили N_{Ed} має бути замінена величиною загальної сили стискування F_c , що діє в області стику.



Позначення

A Зварка стрижнів внапусток

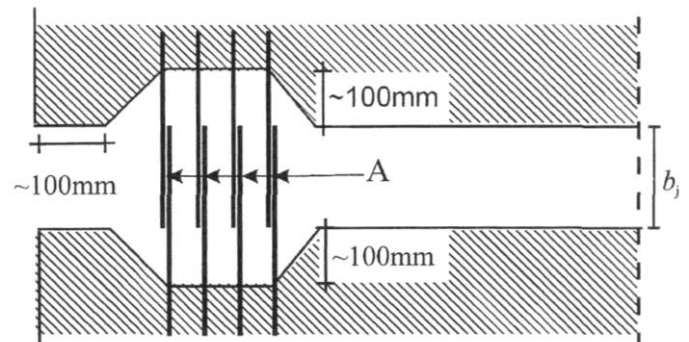
Рисунок 5.15: Розтягнута арматура, можливо потрібна на краях стін

(7) Слід дотримуватись наступних додаткових проектних правил для підвищення локальної пластичності уздовж вертикальних з'єднань великих панелей:

- необхідно забезпечити мінімальне армування упоперек з'єднань, яке рівне 0,10 % в повністю стиснутих з'єднаннях, і яке рівне 0,25 % в частково стиснутих і частково розтягнутих з'єднаннях;
- кількість арматури упоперек з'єднань повинна бути обмежена щоб уникнути ослаблення реакції при раптовому скиданні навантаження. За відсутності достовірніших даних відсоток армування не повинен перевищувати 2 %;
- таку арматуру слід розподіляти упоперек всієї довжини стику. При середньому класі пластичності цю арматуру можна сконцентрувати в трьох місцях (зверху, в середній частині і знизу);
- слід прийняти заходи для забезпечення цілісності арматури впоперек стику з'єднання панелей між собою. Для цього у вертикальних

special keys provided for this purpose (Figure 5.15).

b) in horizontal connections which are partly in compression and partly in tension (under the seismic design situation) the shear resistance verification (see 5.11.2.2) should be made only along the part under compression. In such a case, the value of the axial force N_{Ed} should be replaced by the value of the total compressive force F_c acting on the compression area.



Key

A lap-welding of bars

Figure 5.15: Tensile reinforcement possibly needed at the edge of walls

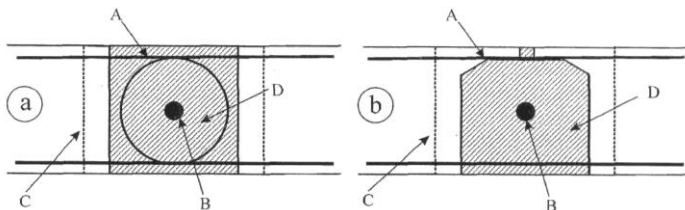
(7) The following additional design rules should be observed, to enhance local ductility along the vertical connections of large panels:

- minimum reinforcement should be provided across the connections equal to 0,10 % in connections which are fully compressed, and equal to 0,25 % in connections which are partly in compression and partly in tension;
- the amount of reinforcement across the connections should be limited, to avoid abrupt post-peak force response softening. In the absence of more specific evidence, the reinforcement ratio should not exceed 2 %;
- such reinforcement should be distributed across the entire length of the connection. In DCM this reinforcement may be concentrated in three bands (top, middle and bottom);
- provision should be made to ensure continuity of reinforcement across panel-to-panel connections. To

з'єднаннях необхідно повністю закріпити сталеві арматурні стрижні, або у формі петлі або (у разі стику, де є хоча б одна вільна поверхня) шляхом зварки впоперек перерізу (див. Рисунок 5.16);

е) для забезпечення цілісності вздовж з'єднання після появи тріщин слід забезпечити поздовжнє армування з мінімальним коефіцієнтом $\rho_{c,min}$ із заповненням простору рідким будівельним розчином (див. Рисунок 5.16).

ПРИМІТКА. Значення $\rho_{c,min}$ для застосування в певній країні можна знайти в Національному Додатку до цього документу. Рекомендоване значення: $\rho_{c,min} = 1\%$.



Позначення:

- A арматура, виступаюча (що висовується) за область з'єднання;
- B арматура вздовж вузла з'єднання;
- C бетонні шпонки, що працюють на зсув;
- D область для заливки розчином швів між панелями.

Рисунок 5.16: Поперечний переріз вертикальних стиків між збірними крупними панелями, а) стик з двома вільними поверхнями; б) стик з однією вільною поверхнею

(8) В результаті розсіювання енергії вздовж вертикальних (а також частково і горизонтальних) стиків з'єднань великих панелей, стіни зроблені з таких збірних панелей не підпадають під вимоги 5.4.3.4.2 і 5.5.3.4.5, що відносяться до защемлення граничних елементів.

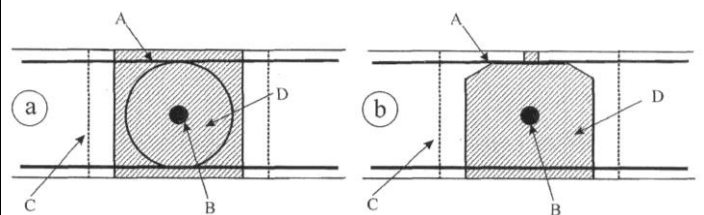
5.11.3.5 Діафрагми

(1) На додаток до вимог EN 1992-1-1:2004, Розділ 10, що відноситься до плит, і вимог 5.10, також застосовуються наступні правила проектування для діафрагм перекриттів, що виконуються із збірних елементів.

this end, in vertical connections steel bars should be anchored either in the form of loops or (in the case of joints with at least one face free) by welding across the connection (see Figure 5.16);

e) to secure continuity along the connection after cracking, longitudinal reinforcement at a minimum ratio of $\rho_{c,min}$ should be provided within the grout filling the space of the connection (see Figure 5.16).

NOTE The value ascribed to $\rho_{c,min}$ for use in a country may be found in its National Annex to this document. The recommended value is: $\rho_{c,min} = 1\%$.



Key

- A reinforcement protruding across connection;
- B reinforcement along connection;
- C shear keys;
- D grout filling space between panels.

Figure 5.16: Cross-section of vertical connections between precast large-panels, a) joint with two free faces; b) joint with one free face

(8) As a result of the energy dissipation capacity along the vertical (and in part along the horizontal) connections of large-panels, walls made of such precast panels are exempt from the requirements in 5.4.3.4.2 and 5.5.3.4.5 regarding the confinement of boundary elements.

5.11.3.5 Diaphragms

(1) In addition to the provisions of EN 1992-1-1:2004, Section 10 relevant to slabs and to the provisions of 5.10, the following design rules also apply in the case of floor diaphragms made of precast elements.

(2) Якщо не виконується умова жорсткої діафрагми згідно з **4.3.1(4)**, то в моделі слід враховувати згин перекриттів в своїй площині, а також їх з'єднання з вертикальними елементами.

(3) Поведінка жорстких діафрагм поліпшується, якщо стики з'єднання в діафрагмі розташовані тільки по всіх їх опорах. Відповідне покриття з монолітного армованого бетону може значно підвищити жорсткість діафрагми. Товщина цього покриття має бути не менше 40 мм, якщо відстань між опорами менше 8 м або не менше 50 мм для довших прольотів; арматурна сітка має бути приєднана до вертикальних елементів опору вниз і вверху перерізу.

(4) Силам розтягування повинні чинити опір сталеві в'язі, розміщені, принаймні, по периметру діафрагм, а також деяких стикових з'єднань із збірних панельних елементів. Якщо використовується монолітне покриття, то це додаткове армування повинне розташовуватися в цьому покритті.

(5) У всіх випадках, в'язі повинні утворювати цілісну систему армування вздовж і поперек всієї діафрагми, а також відповідно сполучені, щоб чинити опір поперечним силам.

(6) Поперечні сили зсуву, плити з плитою, що діють уздовж з'єднань, або плити з балкою, мають бути обчислені з показником запасу міцності, рівним 1,30. Проектний опір слід розраховувати, як показано в **5.11.2.2**.

(7) Основні сейсмічні елементи, як зверху, так і знизу діафрагми, необхідно належним чином бути до неї прикріплені. З цією метою всі горизонтальні стики мають бути ретельно армовані. Сили тертя при дії зовнішніх сил стиску не повинні передаватися.

(2) When the rigid diaphragm condition in accordance with **4.3.1(4)** is not satisfied, the in-plane flexibility of the floor as well as of the connections to the vertical elements should be taken into account in the model.

(3) The rigid diaphragm behaviour is enhanced if the joints in the diaphragm are located only over its supports. An appropriate topping of in-situ reinforced concrete can drastically improve the rigidity of the diaphragm. The thickness of this topping layer should be not less than 40 mm if the span between supports is less than 8 m, or not less than 50 mm for longer spans; its mesh reinforcement should be connected to the vertical resisting elements above and below.

(4) Tensile forces should be resisted by steel ties accommodated at least along the perimeter of the diaphragm, as well as along some joints of the precast slab elements. If a cast in-situ topping is used, this additional reinforcement should be located in this topping.

(5) In all cases, these ties should form a continuous system of reinforcement along and across the entire diaphragm and should be appropriately connected to each lateral force resisting element.

(6) In-plane acting shear forces along slab-to-slab or slab-to-beam connections should be computed with an overdesign factor equal to 1,30. The design resistance should be computed as in **5.11.2.2**.

(7) Primary seismic elements, both above and below the diaphragm, should be adequately connected to the diaphragm. To this end, any horizontal joints should always be properly reinforced. Friction forces due to external compressive forces should not be relied upon.

6 СПЕЦІАЛЬНІ ПРАВИЛА ДЛЯ СТАЛЕВИХ БУДІВЕЛЬ

6.1 Загальні відомості

6.1.1 Сфера застосування

(1)P Для проектування сталевих будівель застосовується EN 1993. Наступні правила є додатковими до даних, приведених в EN 1993.

(2)P Для будівель із сталебетонними конструкціями застосовується Розділ 7.

6.1.2 Проектні концепції

(1)P Сейсмостійкі сталеві будівлі повинні проектуватися відповідно до однієї з наступних концепцій (див. Таблицю 6.1):

- Концепція а) поведінка конструкцій з низьким затуhanням;
- Концепція б) поведінка дисипативних конструкцій.

Таблиця 6.1: Проектні концепції, класи структурної пластичності і верхні референтні значення показників поведінки

Проектна концепція	Клас структурної пластичності	Опорні референтні значення показника поведінки q
Концепція а) Поведінка конструкцій з низьким затуhanням	DCL (низький)	$\leq 1,5 - 2$
Концепція б) Поведінка дисипативних конструкцій	DCM (середній)	≤ 4 також обмежується значеннями з Таблиці 6.2
	DCH (високий)	обмежується тільки значеннями з Таблиці 6.2

ПРИМІТКА 1. Верхні граничні значення показника поведінки q для конструкцій з низьким затуhanням в границі значень Таблиці 6.1 для застосування в певній країні може бути знайдено в Національному додатку. Рекомендоване значення q для низько дисипативних систем 1,5.

ПРИМІТКА 2. У Національному додатку певної країни можуть міститися обмеження щодо вибору проектної концепції і класу пластичності, які допускаються в цій країні.

6 SPECIFIC RULES FOR STEEL BUILDINGS

6.1 General

6.1.1 Scope

(1)P For the design of steel buildings, EN 1993 applies. The following rules are additional to those given in EN 1993.

(2)P For buildings with composite steel-concrete structures, Section 7 applies.

6.1.2 Design concepts

(1)P Earthquake resistant steel buildings shall be designed in accordance with one of the following concepts (see Table 6.1):

- Concept a) Low-dissipative structural behaviour;
- Concept b) Dissipative structural behaviour.

Table 6.1: Design concepts, structural ductility classes and upper limit reference values of the behaviour factors

Design concept	Structural ductility class	Range of the reference values of the behaviour factor q
Concept a) Low dissipative structural Behavior	DCL (Low)	$\leq 1,5 - 2$
Concept b) Dissipative structural behaviour	DCM (Medium)	≤ 4 also limited by the values of Table 6.2
	DCH (High)	only limited by the values of Table 6.2

NOTE 1 The value ascribed to the upper limit of q for low dissipative behaviour, within the range of Table 6.1, for use in a country may be found in its National Annex. The recommended value of the upper limit of q for low-dissipative behaviour is 1,5.

NOTE 2 The National Annex of a particular country may give limitations on the choice of the design concept and of the ductility class which are permissible within that country.

(2) P У концепції а) результат дії сили можна обчислити на основі загального пружного аналізу, не зважаючи на значну нелінійну поведінку матеріалів. При використанні проектного спектру, визначеного в **3.2.2.5**, верхнє граничне очікуване значення показника поведінки q може складати від 1,5 до 2 (див. ПРИМІТКА 1 до (1) цього підрозділу). У разі нерегулярності конструкцій збільшення показника поведінки слід скорегувати, як показано в **4.2.3.1(7)**, але не нижче, ніж 1,5.

(3) У концепції а), якщо приймається верхнє очікуване значення q більше за 1,5, то основні сейсмічні елементи поперечного перерізу конструкції повинні мати класи 1, 2 або 3.

(4) У концепції а), опір елементів і з'єднань мають бути обчислені відповідно до EN 1993 без будь-яких додаткових вимог. Для будівель, які не мають сейсмоізоляції (див. Розділ **10**), проектування згідно концепції а) рекомендується тільки для випадків низької сейсмічності (див. **3.2.1(4)**).

(5) P У концепції б) слід враховувати здатність частини конструкції (дисипативних зон) чинити опір сейсмічним діям завдяки не пружній поведінці. При використанні проектного спектру, описаного в **3.2.2.5**, очікуване значення показника поведінки q може перевищувати верхнє граничне значення, встановлене в Таблиці 6.1 і Примітці 1 до (1) цього підрозділу для поведінки конструкцій з низьким затуханням. Верхня границя коефіцієнта q залежить від класу пластичності і типу конструкції (див. **6.3**). Якщо приймається концепція б), слід виконувати вимоги, приведені в **6.2 – 6.11**.

6)P Конструкції, запроектовані відповідно до концепції б), повинні належати до класів структурної пластичності типу DCM (середній пластичності) і DCH (високій пластичності). Ці класи відповідають підвищеній здатності конструкції розсіювати енергію в пластичних механізмах. Залежно від класу пластичності, повинні виконуватися вимоги, що відповідають одному або декільком наступним аспектам: клас сталевого профілю і обертальна здатність вузлових з'єднань.

(2)P In concept a) the action effects may be calculated on the basis of an elastic global analysis without taking into account a significant non-linear material behaviour. When using the design spectrum defined in **3.2.2.5**, the upper limit of the reference value of the behaviour factor q may be taken between 1,5 and 2 (see Note 1 to (1) of this subclause). In the case of irregularity in elevation the behaviour factor q should be corrected as indicated in **4.2.3.1(7)** but it need not be taken as being smaller than 1,5.

(3) In concept a), if the upper limit of the reference value of q is taken as being larger than 1,5, the primary seismic members of the structure should be of crosssectional classes 1, 2 or 3.

(4) In concept a), the resistance of the members and of the connections should be evaluated in accordance with EN 1993 without any additional requirements. For buildings which are not seismically isolated (see Section **10**), design in accordance with concept a) is recommended only for low seismicity cases (see **3.2.1(4)**).

(5)P In concept b) the capability of parts of the structure (dissipative zones) to resist earthquake actions through inelastic behaviour is taken into account. When using the design spectrum defined in **3.2.2.5**, the reference value of behaviour factor q may be taken as being greater than the upper limit value established in Table 6.1 and in Note 1 to (1) of this subclause for low dissipative structural behaviour. The upper limit value of q depends on the Ductility Class and the structural type (see **6.3**). When adopting this concept b), the requirements given in **6.2 to 6.11** shall be fulfilled.

(6)P Structures designed in accordance with concept b) shall belong to structural ductility classes DCM or DCH. These classes correspond to increased ability of the structure to dissipate energy in plastic mechanisms. Depending on the ductility class, specific requirements in one or more of the following aspects shall be met: class of steel sections and rotational capacity of connections.

6.1.3 Перевірка безпеки

(1)P Для державної верифікації граничного стану парціальний коефіцієнт для сталі $\gamma_s = \gamma_M$ повинен враховувати можливе зниження міцності унаслідок циклічних деформацій.

ПРИМІТКА 1. У Національному додатку можливий вибір γ_s .

ПРИМІТКА 2. У припущенні, що унаслідок вимог локальної пластичності, співвідношення між залишковою міцністю після зменшення властивостей несучих конструкцій і її початковою міцністю приблизно дорівнює співвідношенню між значеннями γ_M для аварійних і основних поєднань навантажень, то рекомендується використання парціального коефіцієнта γ_s , прийнятого для постійної і перехідної сейсмічних ситуацій.

(2) При перевірці проектної несучої здатності викладеній в **6.5 – 6.8**, слід враховувати можливість, що дійсна границя текучості сталі, є вища, ніж номінальна границя текучості матеріалу, що розраховується шляхом призначення коефіцієнта перевантаження матеріалу γ_{ov} (див. **6.2(3)**).

6.2 Матеріали

(1)P Конструкційна сталь повинна відповідати нормам, на які є посилання в EN 1993.

(2)P Розподіл властивості матеріалів, таких як границя текучості і ударна в'язкість в конструкції мають бути такими, щоб дисипативні зони утворювалися там, де вони закладені за проектом.

ПРИМІТКА. Дисипативні зони вважаються за очікувані для переходу в стан текучості до тих пір, поки інші зони залишаються в пружному діапазоні під час землетрусу.

(3) Вимога **(2)P** може бути виконана, якщо границя текучості сталі в дисипативних зонах і конструктивний проект споруди відповідають одній з наступних умов а), б), с):

а) дійсна максимальна границя текучості сталі $f_{y,max}$ у дисипативних зонах задовольняє наступному виразу $f_{y,max} \leq 1,1 \gamma_{ov} f_y$,

де γ_{ov} коефіцієнт запасу міцності, який використовується при проектуванні;

f_y номінальна границя текучості, визначена для марки сталі.

6.1.3 Safety verifications

(1)P For ultimate limit state verifications the partial factor for steel $\gamma_s = \gamma_M$ shall take into account the possible strength degradation due to cyclic deformations.

NOTE 1 The National Annex may give a choice of γ_s .

NOTE 2 Assuming that, due to the local ductility provisions, the ratio between the residual strength after degradation and the initial one is roughly equal to the ratio between the γ_M values for accidental and for fundamental load combinations, it is recommended that the partial factor γ_s adopted for the persistent and transient design situations be applied.

(2) In the capacity design checks specified in **6.5** to **6.8**, the possibility that the actual yield strength of steel is higher than the nominal yield strength should be taken into account by a material overstrength factor γ_{ov} (see **6.2(3)**).

6.2 Materials

(1)P Structural steel shall conform to standards referred to in EN 1993.

(2)P The distribution of material properties, such as yield strength and toughness, in the structure shall be such that dissipative zones form where they are intended to in the design.

NOTE Dissipative zones are expected to yield before other zones leave the elastic range during the earthquake.

(3) The requirement **(2)P** may be satisfied if the yield strength of the steel of dissipative zones and the design of the structure conform to one of the following conditions a), b) or c):

a) the actual maximum yield strength $f_{y,max}$ of the steel of dissipative zones satisfies the following expression $f_{y,max} \leq 1,1 \gamma_{ov} f_y$,

where

γ_{ov} is the overstrength factor used in design;

f_y is the nominal yield strength specified for the

ПРИМІТКА 1. Для сталі марки S235 із значенням $\gamma_{ov}=1,25$ цей метод дає максимальне значення $f_{y,max}=323$ Н/мм².

ПРИМІТКА 2. Значення γ_{ov} для застосування в певній країні при перевірці умови а) може бути знайдено в Національному додатку. Рекомендоване значення $\gamma_{ov} = 1,25$.

b) конструктивний проект споруди, що розробляється виконано на основі єдиної марки і номінальної границі текучості f_y для сталі як в дисипативних, так і в недисипативних зонах; верхнє значення $f_{y,max}$ визначається для сталі в дисипативній зоні; номінальне значення f_y сталі, визначене для недисипативних зон і вузлових з'єднань, перевищує верхнє значення границі текучості $f_{y,max}$ у дисипативних зонах.

ПРИМІТКА. Ця умова зазвичай призводить до використання сталі марки S355 для недисипативних елементів і з'єднань (запроектованих на основі f_y із сталей марки S235), а також до використання сталі марки S235 для дисипативних елементів або з'єднань, де верхня границя текучості сталі марки S235 обмежені до $f_{y,max} = 355$ Н/мм².

c) дійсна границя текучості $f_{y,act}$ сталі в кожній дисипативній зоні визначається шляхом вимірювань і оцінки коефіцієнта запасу міцності, обчислених для кожної дисипативної області з виразу $\gamma_{ov,act} = f_{y,act} / f_y$, де f_y є номінальною границею текучості сталі в дисипативній області.

ПРИМІТКА. Ця умова застосовується тоді, коли відомі сталі беруться з асортименту виробів на складі, або за оцінкою існуючих будівель, або в тих випадках, коли припущення про надійний підхід для визначення границі текучості, який використано в проекті, підкріплено вимірюваннями перед виготовленням конструкцій.

(4) Якщо умови (3b) цього підрозділу задовольняються, то коефіцієнт запасу міцності γ_{ov} можна прийняти рівним 1,00 в проектних перевірках елементів конструкції, як це визначено в 6.5 – 6.8. В ході верифікації виразу (6.1) для вузлових з'єднань, значення коефіцієнта запасу міцності γ_{ov} набуває такої ж величини, як в (3) а).

(5) Якщо умови (3c) цього підрозділу виконуються, то коефіцієнт запасу міцності γ_{ov} слід приймати як максимум значення коефіцієнту запасу серед значень $\gamma_{ov,act}$, обчислених в ході верифікації, описаної в 6.5 – 6.8.

(6) Р Для дисипативних зон значення границі

steel grade.

NOTE 1 For steels of grade S235 and with $\gamma_{ov}=1,25$ this method gives a maximum of $f_{y,max}=323$ N/mm².

NOTE 2 The value ascribed to γ_{ov} for use in a Country to check condition a) may be found in its National Annex. The recommended value is $\gamma_{ov} = 1,25$

b) the design of the structure is made on the basis of a single grade and nominal yield strength f_y for the steels both in dissipative and non dissipative zones; an upper value $f_{y,max}$ is specified for the steel of dissipative zones; the nominal value f_y of the steels specified for non dissipative zones and connections exceeds the upper value of the yield strength $f_{y,max}$ of dissipative zones.

NOTE This condition normally leads to the use of steels of grade S355 for non-dissipative members and non dissipative connections (designed on the basis of the f_y of S235 steels) and to the use of steels of grade S235 for dissipative members or connections where the upper yield strengths of steels of grade S235 is limited to $f_{y,max} = 355$ N/mm².

c) the actual yield strength $f_{y,act}$ of the steel of each dissipative zone is determined from measurements and the overstrength factor is computed for each dissipative zone as $\gamma_{ov,act} = f_{y,act} / f_y$, being the nominal yield strength of the steel of dissipative zones .

NOTE This condition is applicable when known steels are taken from stock or to the assessment of existing buildings or where safe side assumptions of yield strength made in design are confirmed by measurements before fabrication.

(4) If the conditions in (3b) of this subclause are satisfied, the overstrength factor, γ_{ov} , may be taken as being 1,00 in the design checks for structural elements defined in 6.5 to 6.8. In the verification of expression (6.1) for connections, the value to be used for the overstrength factor γ_{ov} is the same as in (3)a).

(5) If the conditions in (3c) of this subclause are satisfied, the overstrength factor γ_{ov} should be taken as the maximum among the $\gamma_{ov,act}$ values computed in the verifications specified in 6.5 to 6.8.

тежучості $f_{y,max}$, прийняте при дотриманні умов в (3) цього підрозділу, має бути визначене і позначене на кресленнях.

(7) Ударна в'язкість сталі і зварних швів повинні задовольняти вимогам під час сейсмічних дій при квазі-постійному значенні робочої температури (див. EN 1993-1-10:2004).

ПРИМІТКА. Національний додаток може давати інформацію як використовувати EN 1993-1-10:2004 в сейсмічній проектній ситуації.

(8) Необхідна ударна в'язкість сталі і зварних швів, а також найнижча робоча температура, що приймаються у поєднанні з сейсмічною дією, мають бути визначені в проектних специфікаціях.

(9) У болтових з'єднаннях основних сейсмічних елементів будівлі слід використовувати високоміцні болти марки 8.8 або 10.9.

(10)P Контроль властивостей матеріалів повинен здійснюватися згідно з 6.11.

6.3 Конструктивні типи і показники поведінки

6.3.1 Конструктивні типи

(1)P Сталеві будівлі повинні відноситися до одного з наступних конструктивних типів згідно з поведінкою їх основних конструкцій, що чинять опір, при сейсмічних діях (див. Рисунки 6.1 - 6.8).

a) Каркаси, що чинять опір згинаючим моментам-це каркаси, в яких опір горизонтальним силам по суті здійснюється головним чином за рахунок елементів, що згинаються.

b) Каркаси з концентричними в'язями (в'язеві рами) - це каркаси, в яких опір горизонтальним силам чинять головним чином елементи, схильні до осьових сил.

c) Каркаси з ексцентричними в'язями - це каркаси, в яких опір горизонтальним силам чинять елементи, які витримують осьові моменти, але де ексцентриситет в плані такий, що енергія дисипації може розсіюватись в сейсмічних в'язях (шарнірах) за допомогою циклічного згину або циклічного зсуву.

d) Конструкції у вигляді перевернутого маятника-це конструкції визначені в 5.1.2; це конструкції, в яких дисипативні зони розташовані в основах колон.

(6)P For dissipative zones, the value of the yield strength $f_{y,max}$ taken into account in observing the conditions in (3) of this subclause should be specified and noted on the drawings.

(7) The toughness of the steels and the welds should satisfy the requirements for the seismic action at the quasi-permanent value of the service temperature (see EN 1993-1-10:2004).

NOTE The National Annex may give information as to how EN 1993-1-10:2004 may be used in the seismic design situation.

(8) The required toughness of steel and welds and the lowest service temperature adopted in combination with the seismic action should be defined in the project specification.

(9) In bolted connections of primary seismic members of a building, high strength bolts of bolt grade 8.8 or 10.9 should be used.

(10)P The control of material properties shall be made in accordance with 6.11.

6.3 Structural types and behaviour factors

6.3.1 Structural types

(1)P Steel buildings shall be assigned to one of the following structural types according to the behaviour of their primary resisting structure under seismic actions (see Figures 6.1 to 6.8).

a) Moment resisting frames, are those in which the horizontal forces are mainly resisted by members acting in an essentially flexural manner.

b) Frames with concentric bracings, are those in which the horizontal forces are mainly resisted by members subjected to axial forces.

c) Frames with eccentric bracings, are those in which the horizontal forces are mainly resisted by axially loaded members, but where the eccentricity of the layout is such that energy can be dissipated in seismic links by means of either cyclic bending or cyclic shear.

d) Inverted pendulum structures, are defined in 5.1.2, and are structures in which dissipative zones are located at the bases of columns.

e) Конструкції з бетонними ядрами або бетонними стінами - це конструкції, в яких опір горизонтальним силам чинять ядра жорсткості або стіни.

f) Каркаси, що чинять опір згинаючим моментам, об'єднані з концентричними в'язями (в'язевими рамами).

g) Каркаси із заповненням, що чинять опір згинаючим моментам.

(2) У каркасах, що чинять опір згинаючим моментам, дисипативні зони повинні розташовуватися головним чином в пластичних шарнірах в балках або вузлах з'єднання балок з колонами так, щоб енергія розсіювалася за допомогою циклічного згину. Дисипативні області також повинні розташовуватися в колонах:

- у основі каркаса;
- зверху колон на верхніх поверхах багатопверхових будівель;
- зверху і знизу колон в одноповерхових будівлях, в яких значення N_{Ed} в колонах задовольняють нерівності: $N_{Ed}/N_{pl,Rd} < 0,3$.

(3) У каркасах з концентричними в'язями (в'язевими рамами) дисипативні зони повинні розташовуватися в розтягнутих діагоналях.

В'язі можуть належати до однієї з категорій:

- активні розтягнуті діагональні в'язі, в яких горизонтальні сили можуть сприйматися тільки розтягнутими діагоналями, нехтуючи стислими діагоналями;

- V-подібні в'язі, в яких горизонтальні сили можуть сприйматися, беручи до уваги, як розтягнуті, так і стислі діагоналі. Точка перерізу цих діагоналей розташовується на горизонтальному елементі, який має бути безперервним.

K-подібні в'язі, в яких переріз діагоналей знаходиться на колоні, (див. Рисунок 6.9) використовуватися не можуть.

(4) Для каркасів з ексцентричними в'язями слід використовувати такі конфігурації, які б забезпечили активність всіх з'єднань, як показано на Рисунку 6.4.

(5) Конструкції зворотного маятника можна розглядати як рами, що чинять опір моментам, за умови, що сейсмостійкі конструкції мають більше ніж одну колону в кожній площині, що сприймає горизонтальні дії, і що в кожній колоні дотримується наступна нерівність по обмеженню осьової сили: $N_{Ed} < 0,3 N_{pl,Rd}$.

e) Structures with concrete cores or concrete walls, are those in which horizontal forces are mainly resisted by these cores or walls.

f) Moment resisting frames combined with concentric bracings.

g) Moment resisting frames combined with infills.

(2) In moment resisting frames, the dissipative zones should be mainly located in plastic hinges in the beams or the beam-column joints so that energy is dissipated by means of cyclic bending. The dissipative zones may also be located in columns:

- at the base of the frame;
- at the top of the columns in the upper storey of multi-storey buildings;
- at the top and bottom of columns in single storey buildings in which N_{Ed} in columns conform to the inequality: $N_{Ed}/N_{pl,Rd} < 0,3$.

(3) In frames with concentric bracings, the dissipative zones should be mainly located in the tensile diagonals.

The bracings may belong to one of the following categories:

- active tension diagonal bracings, in which the horizontal forces can be resisted by the tension diagonals only, neglecting the compression diagonals;
- V bracings, in which the horizontal forces can be resisted by taking into account both tension and compression diagonals. The intersection point of these diagonals lies on a horizontal member which shall be continuous.

K bracings, in which the intersection of the diagonals lies on a column (see Figure 6.9) may not be used.

(4) For frames with eccentric bracings configurations should be used that ensure that all links will be active, as shown in Figure 6.4.

(5) Inverted pendulum structures may be considered as moment resisting frames provided that the earthquake resistant structures possess more than one column in each resisting plane and that the following inequality of the limitation of axial force: $N_{Ed} < 0,3 N_{pl,Rd}$ is satisfied in each column.

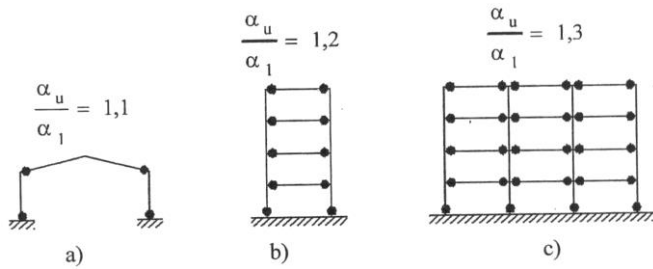


Рисунок 6.1: Каркаси, що чинять опір згинальним моментам (дисипативні зони в балках і внизу колон), значення α_u/α_1 , що приймається за умовчанням (див. 6.3.2(3) і Таблицю 6.2).

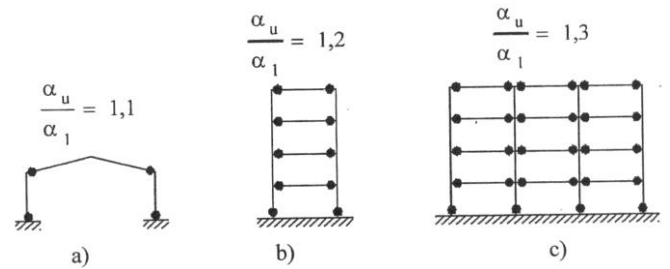


Figure 6.1: Moment resisting frames (dissipative zones in beams and at bottom of columns). Default values for α_u/α_1 (see 6.3.2(3) and Table 6.2).

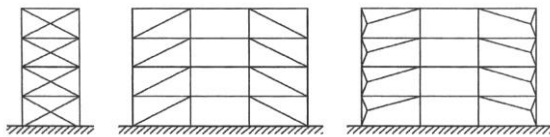


Рисунок 6.2: Каркаси з концентричними діагональними в'язями (дисипативні зони розташовуються тільки в розтягнутих діагоналях).

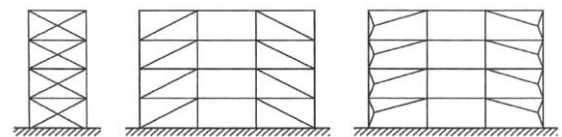


Figure 6.2: Frames with concentric diagonal bracings (dissipative zones in tension diagonals only).

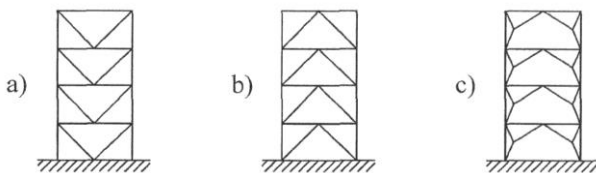


Рисунок 6.3: Каркаси з концентричними V-подібними в'язями (дисипативні зони в розтягнутих і стислих діагоналях).

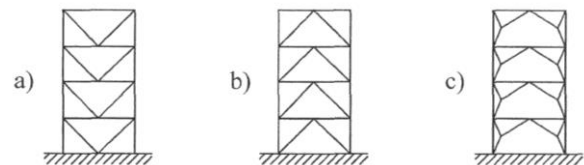


Figure 6.3: Frames with concentric V-bracings (dissipative zones in tension and compression diagonals).

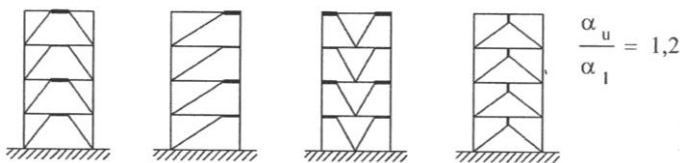


Рисунок 6.4: Каркаси з ексцентричними в'язями (дисипативні зони в ланках, що працюють на згин і зсув). Значення, що приймається за умовчанням α_u/α_1 (див. 6.3.2(3) і Таблицю 6.2).

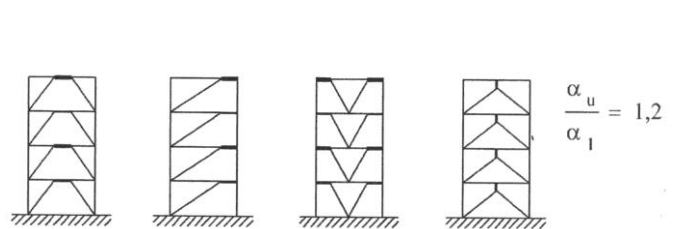


Figure 6.4: Frames with eccentric bracings (dissipative zones in bending or shear links). Default values for α_u/α_1 (see 6.3.2(3) and Table 6.2).

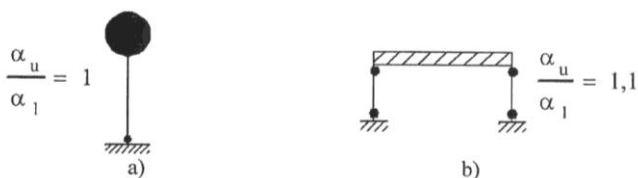


Рисунок 6.5: Зворотний маятник: а) дисипативні зони в основі колони; б) дисипативні зони в колонах ($N_{Ed}/N_{pl,Rd} < 0,3$); Значення, що приймаються за умовчанням, α_u/α_1 (див. 6.3.2(3) і Таблицю 6.2).

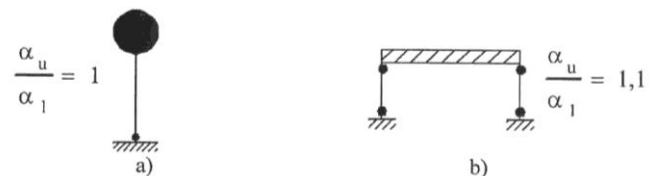


Figure 6.5: Inverted pendulum: a) dissipative zones at the column base; b) dissipative zones in columns ($N_{Ed}/N_{pl,Rd} < 0,3$); Default values for α_u/α_1 (see 6.3.2(3) and Table 6.2).

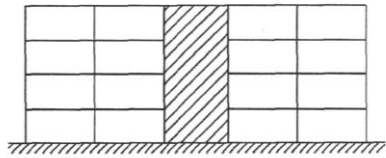


Рисунок 6.6: Конструкції з бетонними ядрами або бетонними стінами.

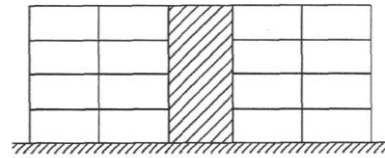


Figure 6.6: Structures with concrete cores or concrete walls.

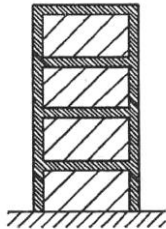


Рис. 6.7: Каркаси, які сприймають згинаючі моменти, з'єднані з в'язевими рамами, (дисипативні зони в моментній рамі та в розтягнутих діагоналях). Значення, що приймається за умовчанням α_u/α_1 (див. 6.3.2(3) і Таблицю 6.2).

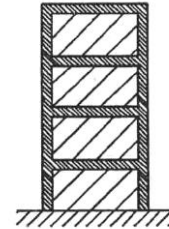


Figure 6.7: Moment resisting frame combined with concentric bracing (dissipative zones in moment frame and in tension diagonals). Default value for α_u/α_1 (see 6.3.2(3) and Table 6.2).

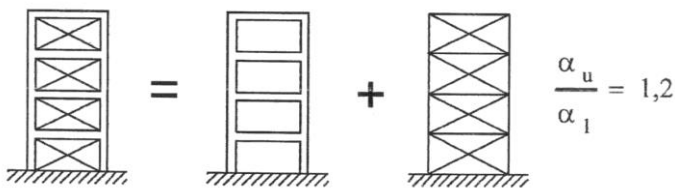


Рисунок 6.8: Моментна рама, об'єднана із заповненням каркаса

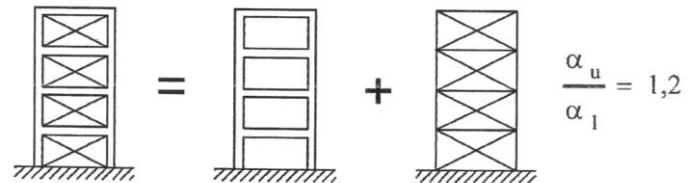


Figure 6.8: Moment resisting frame combined with infills.

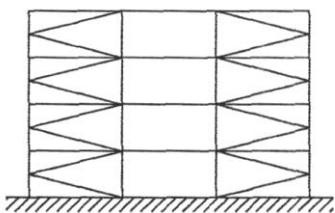


Рисунок 6.9: Рама з К-подібними в'язями (не допускається до застосування)

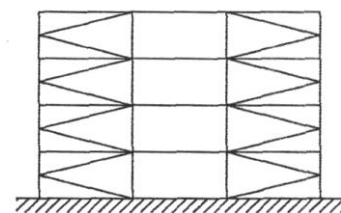


Figure 6.9: Frame with K bracings (not allowed).

6.3.2 Показники поведінки

(1) Показник поведінки q , розглянутий в 3.2.2.5, враховує здатність конструкції розсіювати енергію. Для регулярних структурних систем показник поведінки q необхідно приймати по

6.3.2 Behaviour factors

(1) The behaviour factor q , introduced in 3.2.2.5, accounts for the energy dissipation capacity of the structure. For regular structural systems, the behaviour factor q should be taken with upper limits

верхній межі до величин, що рекомендуються, приведених в Таблиці 6.2, при дотриманні правил в **6.5 – 6.11**.

Таблиця 6.2: Верхні граничні величини показників поведінки, що рекомендуються, для систем, постійних по висоті

ТИПИ КОНСТРУКТИВНИХ РІШЕНЬ	Клас пластичності	
	DCM (середній)	DCH (високий)
а) Каркаси, що сприймають моменти	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
б) Каркаси з концентричними в'язями		
Діагональні в'язі	4	4
V-подібні в'язі	2	2,5
в) Каркаси з ексцентричними в'язями	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
г) Зворотний маятник	2	$2\alpha_u/\alpha_1$
д) Конструкції з бетонними ядрами або з бетонними стінами	Див. розділ 5	
е) Каркаси, що сприймають моменти, з концентричними в'язями	4	$4\alpha_u/\alpha_1$
ж) Каркаси, що сприймають моменти, об'єднані із заповненням: незв'язаний бетон або кам'яна кладка що взаємо іє з каркасом	2	2
зв'язане армоване бетонне заповнення	Див. розділ 7	
Заповнення, ізольоване від моментної рами каркасу (див. моментні каркаси)	4	$5\alpha_u/\alpha_1$

(2) Якщо будівля змінна по висоті (див. **4.2.3.3**), верхні граничні значення q , дані в Таблиці 6.2, мають бути зменшені на 20 % (див. **4.2.3.1(7)** і Таблицю 4.1).

(3) Для будівель постійних в плані, якщо обчислення α_u/α_1 не здійснено, можна використовувати приблизні співвідношення α_u/α_1 , що приймаються за умовчанням за Рисунками 6.1-6.8. Параметри α_1 і α_u визначаються таким чином:

α_1 величина, на яку множиться проектне горизонтальне сейсмічне навантаження, щоб спочатку досягти пластичного опору в будь-якому елементі конструкції, тоді як решта всіх проектних дій залишаються незмінними.

α_u величина, на яку множиться проектне

to the reference values which are given in Table 6.2, provided that the rules in **6.5 to 6.11** are met.

Table 6.2: Upper limit of reference values of behaviour factors for systems regular in elevation

STRUCTURAL TYPE	Ductility Class	
	DCM (middle)	DCH (high)
a) Moment resisting frames	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
б) Frame with concentric bracings		
Diagonal bracings	4	4
V-bracings	2	2,5
в) Frame with eccentric bracings	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
г) Inverted pendulum	2	$2\alpha_u/\alpha_1$
д) Structures with concrete cores or concrete walls	See section 5	
е) Moment resisting frame with concentric bracing	4	$4\alpha_u/\alpha_1$
ж) Moment resisting frames with Unconnected concrete or masonry infills, in contact with the frame	2	2
Connected reinforced concrete infills	See section 7	
Infills isolated from moment frame (see moment frames)	4	$5\alpha_u/\alpha_1$

(2) If the building is non-regular in elevation (see **4.2.3.3**) the upper limit values of q listed in Table 6.2 should be reduced by 20 % (see **4.2.3.1(7)** and Table 4.1).

(3) For buildings that are regular in plan, if calculations to evaluate α_u/α_1 , are not performed, the approximate default values of the ratio α_u/α_1 presented in Figures 6.1 to 6.8 may be used. The parameters α_1 and α_u are defined as follows:

α_1 is the value by which the horizontal seismic design action is multiplied in order to first reach the plastic resistance in any member in the structure, while all other design actions remain constant;

α_u is the value by which the horizontal seismic

горизонтальне сейсмічне навантаження, для того, щоб сформувати пластичні шарніри в достатньому числі перерізів для створення загальної структурної нестійкості, тоді як всі інші проектні дії залишаються незмінними. Параметр α_u можна отримати із загального нелінійного статичного розрахунку (розрахунку послідовності руйнування елементів конструкції).

(4) Для будівель непростієних в плані (див. **4.2.3.2**), якщо розрахунки не виконуються, можна використовувати приблизне значення α_u/α_1 для їх оцінок рівних середнім значенням з (а) 1,0 і (б), приведених на Рисунках 6.1 – 6.8.

(5) Допускається приймати значення α_u/α_1 вище, ніж ті, які приведені в (3) і (4) цього підрозділу, за умови, що вони підтверджуються обчисленнями α_u/α_1 на основі загального нелінійного статичного аналізу (розрахунком послідовності руйнування елементів конструкції і оцінкою граничної міцності).

(6) Максимальне значення α_u/α_1 , яке може бути використане в проекті, рівне 1,6, навіть якщо розрахунок, згаданий в (5) цього підрозділу, вказує на вищі потенційні величини.

6.4 Розрахунок конструкцій

(1) Конструювання міжповерхових діафрагм повинне узгоджуватися з **4.4.2.5**.

(2) Виключаючи випадки, які встановлені в цьому розділі, (наприклад, каркаси з концентричними в'язями, див. **6.7.2(1)** і **(2)**), розрахунок конструкцій можна проводити з урахуванням того, що всі елементи сейсмостійкої конструкції є активними.

6.5 Проектні критерії і детальні правила для роботи дисипативних конструкцій, загальні для всіх типів конструктивних рішень

6.5.1 Загальні відомості

(1) Проектні критерії, описані в **6.5.2**, необхідно застосовувати для елементів сейсмостійких конструкцій, запроектованих відповідно до концепції роботи дисипативних конструкцій.

design action is multiplied, in order to form plastic hinges in a number of sections sufficient for the development of overall structural instability, while all other design actions remain constant. The factor α_u may be obtained from a nonlinear static (pushover) global analysis.

(4) For buildings which are not regular in plan (see **4.2.3.2**), the approximate value of α_u/α_1 that may be used when calculations are not performed for its evaluation are equal to the average of (a) 1,0 and of (b) the value given in Figures 6.1 to 6.8.

(5) Values of α_u/α_1 higher than those specified in **(3)** and **(4)** of this subclause are allowed, provided that they are confirmed by calculation of α_u/α_1 with a nonlinear static (pushover) global analysis.

(6) The maximum value of α_u/α_1 that may be used in a design is equal to 1,6, even if the analysis mentioned in **(5)** of this subclause indicates higher potential values.

6.4 Structural analysis

(1) The design of floor diaphragms should conform to **4.4.2.5**.

(2) Except where otherwise stated in this section (e.g. frames with concentric bracings, see **6.7.2(1)** and **(2)**), the analysis of the structure may be made assuming that all members of the seismic resisting structure are active.

6.5 Design criteria and detailing rules for dissipative structural behaviour common to all structural types

6.5.1 General

(1) The design criteria given in **6.5.2** should be applied to the earthquake-resistant parts of structures designed in accordance with the concept of dissipative structural behaviour.

(2) Проектні критерії, приведені в **6.5.2**, вважаються виконаними, якщо слідувати детальним правилам, описаним в **6.5.3 – 6.5.5**.

6.5.2 Критерії проектування для дисипативних конструкцій

(1)Р Конструкції з дисипативними зонами повинні проектуватися так, щоб пластична деформація або локальний згин, або інші прояви гістерезисної поведінки не впливали на загальну стабільність конструкції.

ПРИМІТКА. Показники q з Таблиці 6.2 повинні відповідати цій вимозі (див. **2.2.2(2)**).

(2)Р Дисипативні зони повинні мати відповідну пластичність і опірність. Опірність слід перевіряти згідно з EN 1993.

(3) Дисипативні зони можуть розташовуватися в елементах конструкції або у вузлових з'єднаннях.

(4)Р Якщо дисипативні зони розташовані в структурних елементах, то недисипативні елементи і вузли з'єднання дисипативних областей до частин конструкції, які залишилися, повинні мати достатні запаси для розвитку циклічної пластичної деформації в дисипативних елементах.

(5)Р Якщо дисипативні зони розташовані в з'єднаннях, то зв'язані елементи повинні мати достатні запаси опору для розвитку циклічної пластичної деформації в з'єднаннях.

6.5.3 Проектні правила для дисипативних елементів при стиску або згині

(1)Р Достатня локальна пластичність елементів, які розсіюють енергію при стиску або згині, повинна забезпечуватися шляхом обмеження співвідношення їх ширини до товщини b/t відповідно до класів поперечних перерізів, описаних в EN 1993-1-1:2004, **5.5**.

(2) Залежно від класу пластичності і показника поведінки q , які використовуються в проекті, вимоги, що відносяться до класів поперечних перерізів сталевих елементів, розсіюючих енергію, показані в Таблиці 6.3.

(2) The design criteria given in **6.5.2** are deemed to be satisfied if the detailing rules given in **6.5.3 to 6.5.5** are followed.

6.5.2 Design criteria for dissipative structures

(1)P Structures with dissipative zones shall be designed such that yielding or local buckling or other phenomena due to hysteretic behaviour do not affect the overall stability of the structure.

NOTE The q factors given in Table 6.2 are deemed to conform to this requirement (see **2.2.2(2)**).

(2)P Dissipative zones shall have adequate ductility and resistance. The resistance shall be verified in accordance with EN 1993.

(3) Dissipative zones may be located in the structural members or in the connections.

(4)P If dissipative zones are located in the structural members, the non-dissipative parts and the connections of the dissipative parts to the rest of the structure shall have sufficient overstrength to allow the development of cyclic yielding in the dissipative parts.

(5)P When dissipative zones are located in the connections, the connected members shall have sufficient overstrength to allow the development of cyclic yielding in the connections.

6.5.3 Design rules for dissipative elements in compression or bending

(1)P Sufficient local ductility of members which dissipate energy in compression or bending shall be ensured by restricting the width-thickness ratio b/t according to the cross-sectional classes specified in EN 1993-1-1:2004, **5.5**.

(2) Depending on the ductility class and the behaviour factor q used in the design, the requirements regarding the cross-sectional classes of the steel elements which dissipate energy are indicated in Table 6.3

Таблиця 6.3: Вимоги до класів поперечних перерізів дисипативних елементів залежно від класу пластичності і очікуваного показника поведінки

Класи пластичності	Референтні значення показника поведінки q	Необхідні класи поперечних перерізів
DCM (середній)	$1,5 < q \leq 2$	Клас 1,2 або 3
	$2 < q \leq 4$	Клас 1 або 2
DCH (високий)	$q > 4$	Клас 1

6.5.4 Проектні правила для частин або елементів при розтягу

(1) Для розтягнутих елементів або частин елементів при розтягу, необхідно дотримувати вимоги пластичності згідно з EN 1993-1-1:2004, **6.2.3(3)**.

6.5.5 Проектні правила для елементів з'єднання в зонах дисипації

(1)P Проектування з'єднань має бути таким, щоб обмежити локалізацію пластичних деформацій, високої залишкової напруги і перешкоджати дефектам виготовлення.

(2) Недисипативні з'єднання дисипативних елементів, виконані повним проплавленням стикового зварного шва, повинні задовольняти критерію їх перенапруження.

(3) Для зварних швів або болтових недисипативних з'єднань повинна дотримуватися наступна умова:

$$R_d \geq 1,1 \gamma_{ov} R_{fy} \quad (6.1)$$

де

R_d опір з'єднання відповідно до EN 1993;

R_{fy} пластичний опір сполучених дисипативних елементів, що базується на проектній напрузі при границі текучості матеріалу, як вказано в EN 1993;

γ_{ov} коефіцієнт запасу (див. **6.1.3(2)** і **6.2**).

(4) Необхідно використовувати болтові з'єднання категорій B і C при зсуві згідно з EN 1993-1-8:2004, **3.4.1** і болтові з'єднання категорії E при розтягу згідно з EN 1993-1-8:2004, **3.4.2**. Також допускається вузлові з'єднання, що працюють на зріз, з підігнаними болтами.

Table 6.3: Requirements on cross-sectional class of dissipative elements depending on Ductility Class and reference behaviour factor

Ductility class	Reference value of behaviour factor q	Required crosssectional class
DCM (middle)	$1,5 < q \leq 2$	class 1,2 або 3
	$2 < q \leq 4$	class 1 або 2
DCH (high)	$q > 4$	class 1

6.5.4 Design rules for parts or elements in tension

(1) For tension members or parts of members in tension, the ductility requirement of EN 1993-1-1:2004, **6.2.3(3)** should be met.

6.5.5 Design rules for connections in dissipative zones

(1)P The design of connections shall be such as to limit localization of plastic strains, high residual stresses and prevent fabrication defects.

(2) Non dissipative connections of dissipative members made by means of full penetration butt welds may be deemed to satisfy the overstrength criterion.

(3) For fillet weld or bolted non dissipative connections, the following expression should be satisfied:

$$R_d \geq 1,1 \gamma_{ov} R_{fy} \quad (6.1)$$

Where

R_d is the resistance of the connection in accordance with EN 1993;

R_{fy} is the plastic resistance of the connected dissipative member based on the design yield stress of the material as defined in EN 1993.

γ_{ov} is the overstrength factor (see **6.1.3(2)** and **6.2**).

(4) Categories B and C of bolted joints in shear in accordance with EN 1993-1-8:2004, **3.4.1** and category E of bolted joints in tension in accordance with EN 1993-1-8:2004, **3.4.2** should be used. Shear joints with fitted bolts are also allowed. Friction surfaces should belong to class A or B as defined in

Поверхні тертя повинні належати класам А або В, як вказано в ENV 1090-1.

(5) Для болтових з'єднань, що працюють на зсув, проектний опір зсув болтів має бути в 1,2 рази перевищувати проектний опір зминанню.

(6) Правильність проекту повинна спиратися на експериментальні дані, за допомогою чого, що міцність і пластичність елементів і їх з'єднань при циклічних навантаженнях повинні підтверджуватися експериментальними результатами для того, щоб відповідати спеціальним вимогам, вказаним в 6.6 і до 6.9 для кожного конструктивного типу і класу пластичності конструкцій. Те ж саме застосовується і для підтвердження часткової або повної несучої здатності в дисипативних областях або прилеглих до них областях.

(7) Експериментальні дані можуть ґрунтуватися на існуючих відомостях. Інакше необхідно проводити випробування.

ПРИМІТКА. Національний додаток може містити посилання на прийнятні правила щодо проектуванню з'єднань.

6.6 Проектування і детальні правила для каркасів, що чинять опір згинаючим моментам

6.6.1 Проектні критерії

(1)Р Каркаси, що сприймають згинальні моменти, мають бути запроектовані так, щоб пластичні шарніри утворювалися в балках або в з'єднаннях балок з колонами, але не в самих колонах, відповідно до 4.4.2.3. Ця вимога не відноситься до основи каркаса, верхніх поверхів багатоповерхових будівель і одноповерхових будівель.

(2)Р Залежно від місця розташування дисипативних зон використовується також 6.5.2(4) або 6.5.2(5)Р.

(3) Необхідну структуру шарнірів слід формувати, дотримуючись вимог 4.4.2.3, 6.6.2, 6.6.3, 6.6.4.

ENV 1090-1.

(5) For bolted shear connections, the design shear resistance of the bolts should be higher than 1,2 times the design bearing resistance.

(6) The adequacy of design should be supported by experimental evidence whereby strength and ductility of members and their connections under cyclic loading should be supported by experimental evidence, in order to conform to the specific requirements defined in 6.6 to 6.9 for each structural type and structural ductility class. This applies to partial and full strength connections in or adjacent to dissipative zones.

(7) Experimental evidence may be based on existing data. Otherwise, tests should be performed.

NOTE The National Annex may provide reference to complementary rules on acceptable connection design.

6.6 Design and detailing rules for moment resisting frames

6.6.1 Design criteria

(1)P Moment resisting frames shall be designed so that plastic hinges form in the beams or in the connections of the beams to the columns, but not in the columns, in accordance with 4.4.2.3. This requirement is waived at the base of the frame, at the top level of multi-storey buildings and for single storey buildings.

(2)P Depending on the location of the dissipative zones, either 6.5.2(4)P or 6.5.2(5)P applies.

(3) The required hinge formation pattern should be achieved by conforming to 4.4.2.3, 6.6.2, 6.6.3 and 6.6.4.

6.6.2 Балки

(1) Балки мають бути перевірені на достатній опір стійкості при поздовжньому згині і крученні згідно з EN 1993, припускаючи утворення пластичного шарніра на одному з кінців балки. Цей кінець балки слід розглядати як найбільш напружений кінець в проектній сейсмічній ситуації.

(2) Пластичні шарніри в балках мають бути перевірені, щоб повний пластичний момент опору і несуча здатність балок при обертанні не знижувалися при стиску і дії поперечних сил. Для цієї мети для поперечних перерізів, що належать класам, 1 і 2, слід перевірити правильність наступних нерівностей в місцях формування шарнірів:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.2)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,15 \quad (6.3)$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5, \quad (6.4)$$

де

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M}; \quad (6.5)$$

де

N_{Ed} проектна осьова сила;

M_{Ed} проектний згинаючий момент;

V_{Ed} проектна перерізуюча сила;

$N_{pl,Rd}$, $M_{pl,Rd}$, $V_{pl,Rd}$ позначають проектні опори згідно з EN 1993;

$V_{Ed,G}$ проектна величина перерізуючої сили від несейсмічних дій;

$V_{Ed,M}$ проектна величина перерізуючої сили унаслідок прикладання пластичних моментів $M_{pl,Rd,A}$ і $M_{pl,Rd,B}$ з протилежними знаками в кінцевих перерізах А і В балки.

ПРИМІТКА. $V_{Ed,M} = (M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B})/L$ є найбільш несприятливою умовою, відповідають балці з прольотом L і з дисипативними зонами на обох кінцях балки.

(3) Для перерізів, що належать класу поперечного перерізу С, вирази від (6.2) до (6.5) мають бути перевірені із заміною $N_{pl,Rd}$, $M_{pl,Rd}$, $V_{pl,Rd}$ на $N_{el,Rd}$, $M_{el,Rd}$, $V_{el,Rd}$.

6.6.2 Beams

(1) Beams should be verified as having sufficient resistance against lateral and lateral torsional buckling in accordance with EN 1993, assuming the formation of a plastic hinge at one end of the beam. The beam end that should be considered is the most stressed end in the seismic design situation.

(2) For plastic hinges in the beams it should be verified that the full plastic moment of resistance and rotation capacity are not decreased by compression and shear forces. To this end, for sections belonging to cross-sectional classes 1 and 2, the following inequalities should be verified at the location where the formation of hinges is expected:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.2)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,15 \quad (6.3)$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5, \quad (6.4)$$

де

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M}; \quad (6.5)$$

where

N_{Ed} is the design axial force;

M_{Ed} is the design bending moment;

V_{Ed} is the design shear;

$N_{pl,Rd}$, $M_{pl,Rd}$, $V_{pl,Rd}$ are design resistances in accordance with EN 1993;

$V_{Ed,G}$ is the design value of the shear force due to the non seismic actions;

$V_{Ed,M}$ is the design value of the shear force due to the application of the plastic moments $M_{pl,Rd,A}$ and $M_{pl,Rd,B}$ with opposite signs at the end sections A and B of the beam.

NOTE $V_{Ed,M} = (M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B})/L$ is the most unfavourable condition, corresponding to a beam with span L and dissipative zones at both ends.

(3) For sections belonging to cross-sectional class 3, expressions (6.2) to (6.5) should be checked replacing $N_{pl,Rd}$, $M_{pl,Rd}$, $V_{pl,Rd}$ with $N_{el,Rd}$, $M_{el,Rd}$, $V_{el,Rd}$.

(4) Якщо умова у виразі (6.3) не перевіряється, вимога (2) цього підрозділу вважаються дотриманою, якщо задовольняються вимоги 6.2.9.1 документа EN 1993-1-1:2004.

6.6.3 Колони

(1)Р Колони слід перевіряти при стиску, враховуючи найбільш несприятливу комбінацію осьової сили і згинаючих моментів. В ході перевірки N_{Ed} , M_{Ed} , V_{Ed} мають бути обчислені:

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega N_{Ed,E} \\ M_{Ed} &= M_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega M_{Ed,E} \\ V_{Ed} &= V_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega V_{Ed,E}, \end{aligned} \quad (6.6)$$

де $N_{Ed,G}$ ($M_{Ed,G}$, $V_{Ed,G}$) позначають силу стиску (відповідно, згинаючий момент і перерізуючу силу) в колоні унаслідок дії несейсмічних навантажень, включених в комбінацію дій для сейсмічної проектної ситуації;

$N_{Ed,E}$ ($M_{Ed,E}$, $V_{Ed,E}$) позначають силу стиску (відповідно, згинаючий момент і перерізуючу силу) в колоні при дії проектних сейсмічних навантажень;

γ_{ov} коефіцієнт запасу (перевантажень) (див. 6.1.3(2) і 6.2(3));

Ω мінімальна величина $\Omega_i = M_{pl,Rd,i}/M_{Ed,i}$ зі всіх балок, в яких розташовані дисипативні зони; $M_{Ed,i}$ - проектне значення згинаючого моменту в балці i у сейсмічній проектній ситуації, а $M_{pl,Rd,i}$ - відповідний пластичний момент;

(2) У колонах, де формуються пластичні шарніри, як встановлено в 6.6.1(1)Р, в ході перевірки слід враховувати, що в цих пластичних шарнірах діючий момент рівний $M_{pl,Rd}$.

(3) Перевірка міцності колон має бути виконана відповідно до вимог Розділу 6 EN 1993-1-1:2004.

(4) Перерізуюча сила в колоні V_{Ed} , отримана з розрахунку конструкції, повинна задовольняти нерівність:

(4) If the condition in expression (6.3) is not verified, the requirement specified in (2) of this subclause is deemed to be satisfied if the provisions of EN 1993-1-1:2004, 6.2.9.1 are satisfied.

6.6.3 Columns

(1)P The columns shall be verified in compression considering the most unfavourable combination of the axial force and bending moments. In the checks, N_{Ed} , M_{Ed} , V_{Ed} should be computed as:

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega N_{Ed,E} \\ M_{Ed} &= M_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega M_{Ed,E} \\ V_{Ed} &= V_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega V_{Ed,E}, \end{aligned} \quad (6.6)$$

where

$N_{Ed,G}$ ($M_{Ed,G}$, $V_{Ed,G}$) are the compression force (respectively the bending moment and shear force) in the column due to the non-seismic actions included in the combination of actions for the seismic design situation;

$N_{Ed,E}$ ($M_{Ed,E}$, $V_{Ed,E}$) are the compression force (respectively the bending moment and shear force) in the column due to the design seismic action;

γ_{ov} is the overstrength factor (see 6.1.3(2) and 6.2(3))

Ω is the minimum value of $\Omega_i = M_{pl,Rd,i}/M_{Ed,i}$ of all beams in which dissipative zones are located; $M_{Ed,i}$ is the design value of the bending moment in beam i in the seismic design situation and $M_{pl,Rd,i}$ is the corresponding plastic moment.

(2) In columns where plastic hinges form as stated in 6.6.1(1)P, the verification should take into account that in these plastic hinges the acting moment is equal to $M_{pl,Rd}$.

(3) The resistance verification of the columns should be made in accordance with EN 1993-1-1:2004, Section 6.

(4) The column shear force V_{Ed} resulting from the structural analysis should satisfy the following expression :

$$\frac{V_{Ed}}{V_{p1,Rd}} \leq 0,5. \quad (6.7)$$

(5) Передача сил від балок до колон повинна відповідати правилам проектування, що наведені в EN1993-1-1:2004, Розділ 6.

(6) Опори рамних стінок з'єднань балка/колона при зсуві (див. Рис. 6.10) повинні задовольняти наступному виразу:

$$\frac{V_{wp,Ed}}{V_{wp,Rd}} \leq 1,0, \quad (6.8)$$

де

$V_{wp,Ed}$ проектна перерізуюча сила в стіні панелі в результаті дії сил з урахуванням пластичної опірності суміжних дисипативних зон в балках або з'єднаннях;

$V_{wp,Rd}$ опір стінки панелі при зсуві згідно з EN 1993-1-8:2004, 6.2.4.1. В цьому випадку не потрібно враховувати вплив напруги від осьової сили і згинаючого моменту на пластичний опір при зсуві.

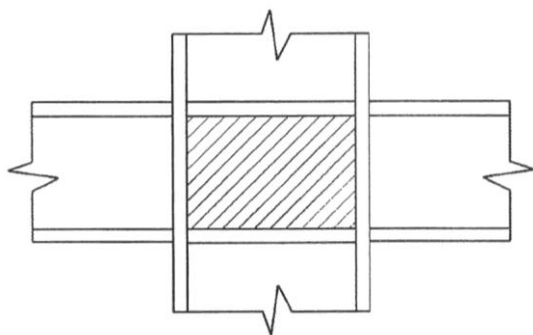


Рисунок 6.10: Рамна стінка панелі, утворена полицями і ребрами жорсткості

(7) Опір стінки панелі поздовжньому згину при зсуві має бути також перевірений на відповідність положенням EN1993-1-5:2004, Розділ 5:

$$V_{wp,Ed} < V_{wb,Rd}, \quad (6.9)$$

де

$V_{wb,Rd}$ опір стінки панелі поздовжньому згину при зсуві.

6.6.4 Вузли з'єднання балки з колоною

(1) Якщо конструкція спроектована так, щоб

$$\frac{V_{Ed}}{V_{p1,Rd}} \leq 0,5. \quad (6.7)$$

(5) The transfer of the forces from the beams to the columns should conform to the design rules given in EN 1993-1-1:2004, Section 6.

(6) The shear resistance of framed web panels of beam/column connections (see Fig. 6.10) should satisfy the following expression:

$$\frac{V_{wp,Ed}}{V_{wp,Rd}} \leq 1,0, \quad (6.8)$$

where

$V_{wp,Ed}$ is the design shear force in the web panel due to the action effects, taking into account the plastic resistance of the adjacent dissipative zones in beams or connections;

$V_{wp,Rd}$ is the shear resistance of the web panel in accordance with EN 1993-1-8:2004, 6.2.4.1. It is not required to take into account the effect of the stresses of the axial force and bending moment on the plastic resistance in shear.

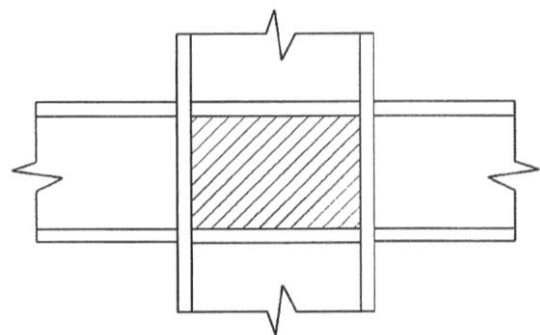


Figure 6.10: Web panel framed by flanges and stiffener

(7) The shear buckling resistance of the web panels should also be checked to ensure that it conforms to EN 1993-1-5:2004, Section 5:

$$V_{wp,Ed} < V_{wb,Rd}, \quad (6.9)$$

where

$V_{wb,Rd}$ is the shear buckling resistance of the web panel.

6.6.4 Beam to column connections

(1) If the structure is designed to dissipate energy

енергія розсіювалася в балках, вузли з'єднання балок з колонами слід проектувати з необхідним рівнем запасу міцності (див. 6.5.5) з урахуванням моменту опору $M_{pl,Rd}$ і перерізуючої сили ($V_{Ed,G} + V_{Ed,M}$), яку визначають згідно з 6.6.2.

(2) Дисипативні напівжорсткі і/або парціальні міцні з'єднання допускаються за умови, що перевіряються всі наступні вимоги:

- a) з'єднання мають здібність до повороту, сумісну із загальними деформаціями;
- b) елементи, що утворюють рамні з'єднання, демонструють стабільність в кінцевому граничному стані (ULS);
- c) дія деформації з'єднання на загальний зсув враховується за допомогою загального нелінійного статичного аналізу (на граничну міцність) або в нелінійному аналізі з урахуванням історії завантаження.

(3) Вузлове з'єднання має бути таким, щоб обертальна здатність зони пластичного шарніра θ_p була не менша 35 мрад для конструкцій високого класу пластичності (DCH) і 25 мрад для середнього класу пластичності (DCM) при $q > 2$. Кут обертання θ_p визначається з виразу:

$$\theta_p = \delta / 0,5L, \quad (6.10)$$

де (див. Рисунок 6.11):

- δ прогин балки в середині прольоту;
- L прогін балки.

Обертальна здатність зони пластичного шарніру θ_p при циклічному завантаженні має бути досягнута без погіршення міцності і жорсткості не більш, ніж на 20 %. Ця вимога залишається в силі незалежно від планованого розташування дисипативних зон.

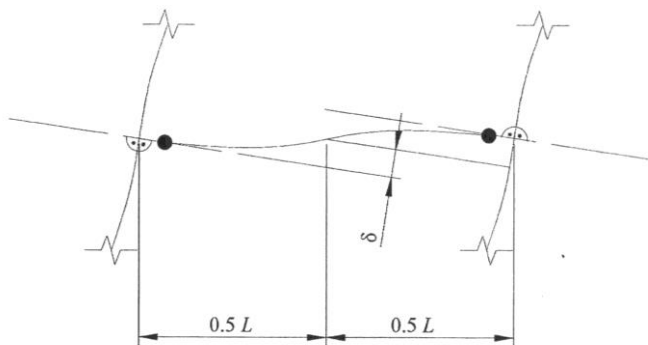


Рисунок 6.11: Переміщення балки для обчислення θ_p

in the beams, the connections of the beams to the columns should be designed for the required degree of overstrength (see 6.5.5) taking into account the moment of resistance $M_{pl,Rd}$ and the shear force ($V_{Ed,G} + V_{Ed,M}$) evaluated in 6.6.2.

(2) Dissipative semi-rigid and/or partial strength connections are permitted, provided that all of the following requirements are verified:

- a) the connections have a rotation capacity consistent with the global deformations;
- b) members framing into the connections are demonstrated to be stable at the ultimate limit state (ULS);
- c) the effect of connection deformation on global drift is taken into account using nonlinear static (pushover) global analysis or non-linear time history analysis.

(3) The connection design should be such that the rotation capacity of the plastic hinge region θ_p is not less than 35 mrad for structures of ductility class DCH and 25 mrad for structures of ductility class DCM with $q > 2$. The rotation θ_p is defined as

$$\theta_p = \delta / 0,5L, \quad (6.10)$$

where (see Figure 6.11):

- δ is the beam deflection at midspan ;
- L is the beam span

The rotation capacity of the plastic hinge region θ_p should be ensured under cyclic loading without degradation of strength and stiffness greater than 20%. This requirement is valid independently of the intended location of the dissipative zones.

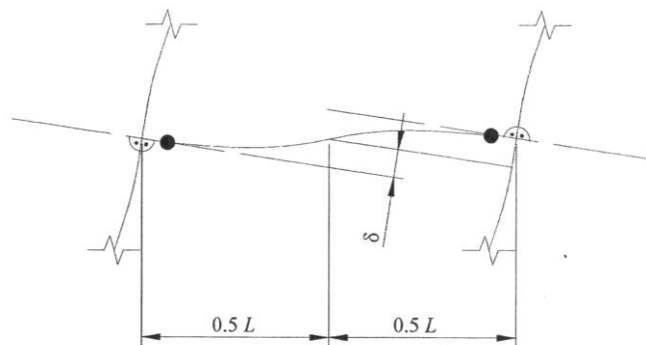


Figure 6.11: Beam deflection for the calculation of θ_p .

(4) В ході експериментальної оцінки, опір стінки панелі в колоні при зсуві θ_p , повинен відповідати виразу (6.8), а деформація при зсуві стінки панелі в колоні не повинна давати внесок більше 30 % від можливості сприйняття пластичного повороту θ_p .

(5) Пружна деформація колони не повинна включатися в оцінку значення θ_p

(6) Якщо використовуються парціальна міцність з'єднання, проектна несуча здатність колон має бути отримана виходячи з пластичних характеристик з'єднань.

6.7 Проектування і детальні правила для каркасів з концентричними (співвісними) в'язями

6.7.1 Проектні критерії

(1)P Каркаси з концентричними в'язями слід проектувати так, щоб пластичні деформації діагоналей мали місце раніше, ніж відбувалося б руйнування з'єднань і раніше досягнення границі текучості і втрати стійкості балок і колон.

(2)P Діагональні елементи в'язей мають бути розташовані так, щоб конструкція проявляла аналогічні характеристики прогинів при навантаженні на кожному поверсі в протилежному напрямі для тих же самих напрямків в'язів при зміні знаку навантаження.

(3) З цією метою, на кожному поверсі будівлі слід дотримувати наступне правило:

$$\frac{|A^+ - A^-|}{A^+ + A^-} \leq 0,05, \quad (6.11)$$

де A^+ і A^- позначають області горизонтальних проєкцій поперечних перерізів розтягнутих діагоналей, коли горизонтальні сейсмічні дії мають позитивний або негативний напрям, відповідно (див. Рисунок 6.12).

(4) In experiments made to assess θ_p the column web panel shear resistance should conform to expression (6.8) and the column web panel shear deformation should not contribute for more than 30% of the plastic rotation capability θ_p .

(5) The column elastic deformation should not be included in the evaluation of θ_p .

(6) When partial strength connections are used, the column capacity design should be derived from the plastic capacity of the connections.

6.7 Design and detailing rules for frames with concentric bracings

6.7.1 Design criteria

(1)P Concentric braced frames shall be designed so that yielding of the diagonals in tension will take place before failure of the connections and before yielding or buckling of the beams or columns.

(2)P The diagonal elements of bracings shall be placed in such a way that the structure exhibits similar load deflection characteristics at each storey in opposite senses of the same braced direction under load reversals.

(3) To this end, the following rule should be met at every storey:

$$\frac{|A^+ - A^-|}{A^+ + A^-} \leq 0,05, \quad (6.11)$$

where A^+ and A^- are the areas of the horizontal projections of the cross-sections of the tension diagonals, when the horizontal seismic actions have a positive or negative direction respectively (see Figure 6.12).

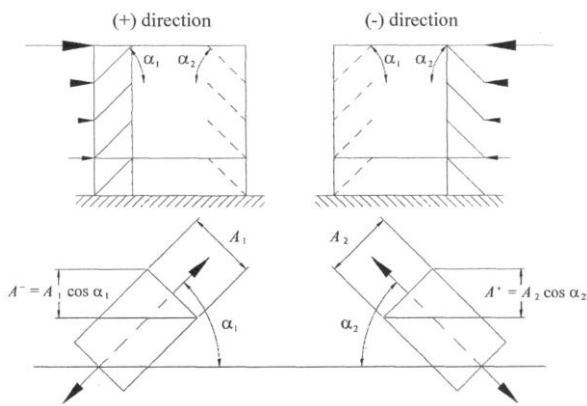


Рисунок 6.12: Приклад застосування підрозділу 6.7.1(3)

6.7.2 Розрахунок

(1)P В умовах гравітаційного навантаження тільки балки і колони мають бути враховані при оцінці здатності чинити опір такому навантаженню, без урахування моментів у в'язях.

(2)P Діагоналі необхідно враховувати при виконанні пружного розрахунку конструкції при сейсмічних впливах:

- у каркасах з діагональними в'язями, необхідно враховувати тільки розтягнуті діагоналі;
- у каркасах з V-подібними в'язями необхідно враховувати як розтягнуті, так і стислі діагоналі.

(3) При розрахунку будь-якого типу концентричних в'язей допускається враховувати як стислі, так і розтягнуті діагоналі, якщо дотримуються наступні умови:

- a) використовується загальний нелінійний статистичний розрахунок (аналіз граничної міцності) або нелінійний аналіз конструкцій з урахуванням історії завантаження;
- b) при моделюванні поведінки діагоналей враховується ситуація як до втрати стійкості, так і після втрати стійкості при поздовжньому згині;
- c) є початкова інформація, підтверджуюча вибрану модель поведінки діагоналей.

6.7.3 Діагональні елементи

(1) У каркасах з X-подібними діагоналями безрозмірна гнучкість $\bar{\lambda}$ має бути обмежена величинами $1,3 < \bar{\lambda} \leq 2,0$, як визначено в EN 1993-1-1:2004.

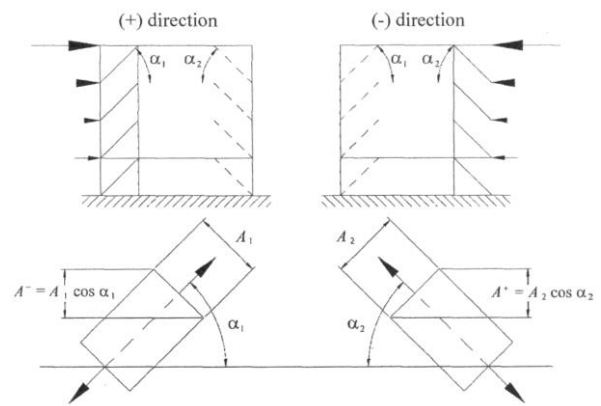


Figure 6.12: Example of application of 6.7.1(3)

6.7.2 Analysis

(1)P Under gravity load conditions, only beams and columns shall be considered to resist such loads, without taking into account the bracing members.

(2)P The diagonals shall be taken into account as follows in an elastic analysis of the structure for the seismic action:

- in frames with diagonal bracings, only the tension diagonals shall be taken into account;
- in frames with V bracings, both the tension and compression diagonals shall be taken into account.

(3) Taking into account of both tension and compression diagonals in the analysis of any type of concentric bracing is allowed provided that all of the following conditions are satisfied:

- a) a non-linear static (pushover) global analysis or non-linear time history analysis is used;
- b) both pre-buckling and post-buckling situations are taken into account in the modelling of the behaviour of diagonals and;
- c) background information justifying the model used to represent the behaviour of diagonals is provided.

6.7.3 Diagonal members

(1) In frames with X diagonal bracings, the non-dimensional slenderness $\bar{\lambda}$ as defined in EN 1993-1-1:2004 should be limited to: $1,3 < \bar{\lambda} \leq 2,0$.

ПРИМІТКА. Границя 1,3 визначена для того, щоб уникнути перевантаження колони до втрати стійкості при поздовжньому згині (коли стислі і розтягнуті діагоналі активні) за границями впливів дій, отриманих з розрахунків в граничному стані, коли активною є тільки розтягнута діагональ.

(2) У каркасах з діагональними в'язями, в яких діагоналі не розташовуються як Х-подібні в'язі (див. для прикладу Рисунок 6.12), безрозмірна гнучкість $\bar{\lambda}$ має бути менше або рівна 2,0.

(3) У каркасах з V-подібними в'язями безрозмірна гнучкість $\bar{\lambda}$ має бути менше або рівна 2,0.

(4) У конструкціях до двох поверхів величина $\bar{\lambda}$ не лімітується.

(5) Опірність границі текучості $N_{pl,Rd}$ загального поперечного перерізу діагоналей повинна бути такою, щоб виконувалася нерівність $N_{pl,Rd} \geq N_{Ed}$.

(6) У каркасах з V-подібними в'язями стислі діагоналі слід проектувати з урахуванням опору стискуванню згідно з EN 1993.

(7) Приєднання діагоналей до будь-якого елемента повинно задовольняти проектні правила **6.5.5**.

(8) Для того, щоб забезпечити однорідності дисипативних властивостей діагоналей, необхідно перевірити, щоб максимальне значення перенапруження Ω_i , визначене в **6.7.4(1)** не відрізнялося від мінімальної величини Ω більш, ніж на 25 %.

(9) Дисипативні напівжорсткі і/або парціальні міцні з'єднання допускаються при дотриманні наступних умов:

- a) з'єднання мають відносно подовження при розриві, сумісну із загальними деформаціями;
- b) вплив деформації з'єднання на загальні зсуви враховується загалом в нелінійному статичному розрахунку (аналізі граничної несучої здатності) або в нелінійному розрахунку з урахуванням хронології завантаження.

6.7.4 Балки і колони

(1) Балки і колони з осьовими силами повинні задовольняти наступній мінімальній вимозі опірності:

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega N_{Ed,E}, \quad (6.12)$$

де $N_{pl,Rd}(M_{Ed})$ проектна стійкість при поздовжньому згині балки або колони,

NOTE The 1,3 limit is defined to avoid overloading columns in the prebuckling stage (when both compression and tension diagonals are active) beyond the action effects obtained from an analysis at the ultimate stage where only the tension diagonal is taken as active.

(2) In frames with diagonal bracings in which the diagonals are not positioned as X diagonal bracings (see for instance Figure 6.12), the non-dimensional slenderness $\bar{\lambda}$ should be less than or equal to 2,0.

(3) In frames with V bracings, the non-dimensional slenderness $\bar{\lambda}$ should be less than or equal to 2,0.

(4) In structures up to two storeys, no limitation applies to $\bar{\lambda}$.

(5) The yield resistance $N_{pl,Rd}$ of the gross cross-section of the diagonals should be such that $N_{pl,Rd} \geq N_{Ed}$.

(6) In frames with V bracings, the compression diagonals should be designed for the compression resistance in accordance with EN 1993.

(7) The connections of the diagonals to any member should satisfy the design rules of **6.5.5**.

(8) In order to satisfy a homogeneous dissipative behaviour of the diagonals, it should be checked that the maximum overstrength Ω_i defined in **6.7.4(1)** does not differ from the minimum value Ω by more than 25%.

(9) Dissipative semi-rigid and/or partial strength connections are permitted, provided that all of the following conditions are satisfied:

- a) the connections have an elongation capacity consistent with global deformations;
- b) the effect of connections deformation on global drift is taken into account using nonlinear static (pushover) global analysis or non-linear time history analysis.

6.7.4 Beams and columns

(1) Beams and columns with axial forces should meet the following minimum resistance requirement:

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega N_{Ed,E}, \quad (6.12)$$

where

$N_{pl,Rd}(M_{Ed})$ is the design buckling resistance of the beam or the column in accordance with EN

<p>згідно з EN 1993 з урахуванням взаємодії стійкого опору з згинаючим моментом M_{Ed}, що визначається як проектна величина в сейсмічній проектній ситуації;</p> <p>$N_{Ed,G}$ осьова сила в балці або колоні унаслідок несейсмічних навантажень, включених в поєднання дій в сейсмічній проектній ситуації;</p> <p>$N_{Ed,E}$ осьова сила в колоні або балці унаслідок проектного сейсмічного впливу;</p> <p>γ_{ov} коефіцієнт перевантаження (див. 6.1.3(2) і 6.2(3));</p> <p>Ω мінімальне значення $\Omega_i = N_{pl,Rd,i}/N_{Ed,i}$ в порівнянні зі всіма діагоналями рамно-в'язевої системи; де</p> <p>$N_{pl,Rd,i}$ проектний опір діагоналі i;</p> <p>$N_{Ed,i}$ проектне значення осьової сили в діагоналі i у сейсмічній проектній ситуації.</p> <p>(2) У каркасах з V-подібними в'язями, балки слід проектувати, здатними чинити опір:</p> <ul style="list-style-type: none"> - всім несейсмічним впливам без урахування допоміжного вкладу діагоналей; - впливу нерівномірних вертикальних сейсмічних впливів, прикладених до балки в'язями, після втрати стійкості стислих діагоналей. Цей вплив дії обчислюється із застосуванням значень $N_{pl,Rd}$ для розтягнутої в'язі і $\gamma_{pb}N_{pl,Rd}$ для стислої в'язі. <p>ПРИМІТКА 1. Коефіцієнт γ_{pb} використовується для оцінки опору діагоналей після втрати стійкості при стискуванні.</p> <p>ПРИМІТКА 2. Величина γ_{pb}, використовувана для застосування в країні, знаходиться в Національному додатку до цього документу. Рекомендоване значення складає 0,3.</p> <p>(3)P У каркасах з діагональними в'язями, в яких розтягнуті і стислі діагоналі не перерізаються (наприклад, діагоналі на Рисунок 6.12), при проектуванні слід враховувати сили розтягу і стиску, які розвиваються в колонах, що примикають до стислих діагоналей, і відповідають силам стискування в цих діагоналях, рівні їх опору при втраті стійкості при поздовжньому згині.</p> <p>6.8 Проектування і детальні правила для каркасів з ексцентричними в'язями</p> <p>6.8.1 Проектні критерії</p> <p>(1)P Каркаси з ексцентричними в'язями слід проектувати так, щоб певні елементи або частини елементів, що називаються сейсмічними ланками, могли розсіювати енергію шляхом формування</p>	<p>1993, taking into account the interaction of the buckling resistance with the bending moment M_{Ed}, defined as its design value in the seismic design situation;</p> <p>$N_{Ed,G}$ is the axial force in the beam or in the column due to the non-seismic actions included in the combination of actions for the seismic design situation;</p> <p>$N_{Ed,E}$ is the axial force in the beam or in the column due to the design seismic action;</p> <p>γ_{ov} is the overstrength factor (see 6.1.3(2) and 6.2(3))</p> <p>Ω is the minimum value of $\Omega_i = N_{pl,Rd,i}/N_{Ed,i}$ over all the diagonals of the braced frame system; where</p> <p>$N_{pl,Rd,i}$ is the design resistance of diagonal i;</p> <p>$N_{Ed,i}$ is the design value of the axial force in the same diagonal i in the seismic design situation.</p> <p>(2) In frames with V bracings, the beams should be designed to resist:</p> <ul style="list-style-type: none"> – all non-seismic actions without considering the intermediate support given by the diagonals; – the unbalanced vertical seismic action effect applied to the beam by the braces after buckling of the compression diagonal. This action effect is calculated using $N_{pl,Rd}$ for the brace in tension and $\gamma_{pb}N_{pl,Rd}$ for the brace in compression. <p>NOTE 1 The factor γ_{pb} is used for the estimation of the post buckling resistance of diagonals in compression.</p> <p>NOTE 2 The value ascribed to γ_{pb} for use in a country may be found in its National Annex to this document. The recommended value is 0,3.</p> <p>(3)P In frames with diagonal bracings in which the tension and compression diagonals are not intersecting (e.g. diagonals of Figure 6.12), the design should take into account the tensile and compression forces which develop in the columns adjacent to the diagonals in compression and correspond to compression forces in these diagonals equal to their design buckling resistance.</p> <p>6.8 Design and detailing rules for frames with eccentric bracings</p> <p>6.8.1 Design criteria</p> <p>(1)P Frames with eccentric bracings shall be designed so that specific elements or parts of elements called seismic links are able to dissipate energy by the formation of plastic bending and/or</p>
---	--

механізмів пластичного згину і/або пластичного зсуву.

(2)Р Структурна будівельна система має бути запроєктована так, щоб реалізовувалася однорідна дисипативна поведінка всього ряду сейсмічних ланок.

ПРИМІТКА. Виконання правил, які приведені нижче, призначені для забезпечення появи пластичних деформацій, включаючи ефекти деформаційного зміцнення в пластичних шарнірах або зсувних панелях, які матимуть місце в ланках в'язів раніше, ніж з'являться пластичні деформації або руйнування в якому-небудь іншому місці.

(3) Сейсмічні ланки можуть бути горизонтальними або вертикальними компонентами в'язів (див. Рисунок 6.4).

6.8.2 Сейсмічні ланки

(1) Стінка ланок повинна мати одну товщину, без подвійних накладок для посилення, без прорізів.

(2) Сейсмічні ланки класифікуються за 3-ма категоріями відповідно до типу розвитку пластичного механізму:

- короткі ланки, які розсіюють енергію при утворенні пластичних деформацій, переважно, при зсуві;
- довгі ланки, які розсіюють енергію при утворенні пластичних деформацій, переважно, при згині;
- проміжні ланки, в яких пластичний механізм включає згин і зсув.

(3) Для двотаврового профілю використовуються наступні параметри для визначення проектного опіру і меж категорій:

$$M_{p,link} = f_y b t_f (d - t_f) \quad (6.13)$$

$$V_{p,link} = (f_y / \sqrt{3}) t_w (d - t_f) \quad (6.14)$$

plastic shear mechanisms.

(2)P The structural system shall be designed so that a homogeneous dissipative behaviour of the whole set of seismic links is realised.

NOTE The rules given hereafter are intended to ensure that yielding, including strain hardening effects in the plastic hinges or shear panels, will take place in the links prior to any yielding or failure elsewhere.

(3) Seismic links may be horizontal or vertical components (see Figure 6.4).

6.8.2 Seismic links

(1) The web of a link should be of single thickness without doubler plate reinforcement and without a hole or penetration.

(2) Seismic links are classified into 3 categories according to the type of plastic mechanism developed:

- short links, which dissipate energy by yielding essentially in shear;
- long links, which dissipate energy by yielding essentially in bending;
- intermediate links, in which the plastic mechanism involves bending and shear.

(3) For I sections, the following parameters are used to define the design resistances and limits of categories:

$$M_{p,link} = f_y b t_f (d - t_f) \quad (6.13)$$

$$V_{p,link} = (f_y / \sqrt{3}) t_w (d - t_f) \quad (6.14)$$

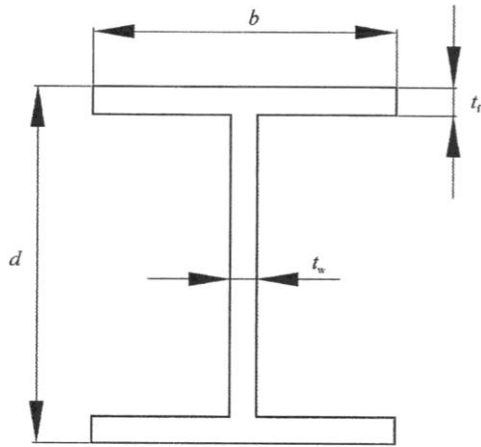


Рисунок 6.13: Визначення символів для ланки двотаврового профілю

(4) Якщо $N_{Ed}/N_{pl,Rd} \leq 0,15$, то проектний опір ланки повинен задовольняти наступним співвідношенням в обох кінцях ланки:

$$V_{Ed} \leq V_{p,link} \quad (6.15)$$

$$M_{Ed} \leq M_{p,link}, \quad (6.16)$$

де

N_{Ed} , M_{Ed} , V_{Ed} представляють собою результат дії проектних сил, відповідно, проектного осьового навантаження, проектного згинального моменту і проектних перерізуючих сил на обох кінцях ланки.

(5) Якщо $N_{Ed}/N_{Rd} > 0,15$, то вирази (6.15), (6.16) мають бути дотримані при наступних зменшених величинах $V_{p,link,r}$ і $M_{p,link,r}$, що використовуються замість $V_{p,link}$ и $M_{p,link}$.

$$V_{p,link,r} = V_{p,link} \left[1 - (N_{Ed} / N_{p1,Rd})^2 \right]^{0,5} \quad (6.17)$$

$$M_{p,link,r} = M_{p,link} \left[1 - (N_{Ed} / N_{p1,Rd}) \right] \quad (6.18)$$

(6) Якщо $N_{Ed}/N_{Rd} \geq 0,15$, довжина ланки e не може перевищувати:

$$e \leq 1,6M_{p,link} / V_{p,link}, \text{ якщо } R < 0,3 \quad (6.19)$$

або

$$e \leq (1,15 - 0,5R)1,6M_{p,link} / V_{p,link} \text{ якщо } R \geq 0,3 \quad (6.20)$$

де $R = N_{Ed} \cdot t_w \cdot (d - 2t_f) / (V_{Ed} \cdot A)$, у якому A позначає загальну площу ланки.

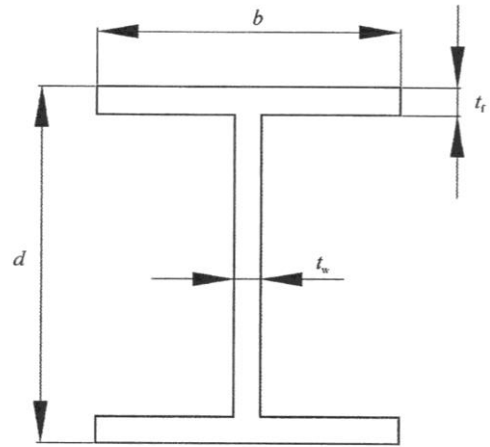


Figure 6.13: Definition of symbols for I link sections

(4) If $N_{Ed}/N_{pl,Rd} \leq 0,15$, the design resistance of the link should satisfy both of the following relationships at both ends of the link:

$$V_{Ed} \leq V_{p,link} \quad (6.15)$$

$$M_{Ed} \leq M_{p,link}, \quad (6.16)$$

where

N_{Ed} , M_{Ed} , V_{Ed} are the design action effects, respectively the design axial force, design bending moment and design shear, at both ends of the link.

(5) If $N_{Ed}/N_{Rd} > 0,15$, expressions (6.15), (6.16) should be satisfied with the following reduced values $V_{p,link,r}$ and $M_{p,link,r}$ used instead of $V_{p,link}$ and $M_{p,link}$

$$V_{p,link,r} = V_{p,link} \left[1 - (N_{Ed} / N_{p1,Rd})^2 \right]^{0,5} \quad (6.17)$$

$$M_{p,link,r} = M_{p,link} \left[1 - (N_{Ed} / N_{p1,Rd}) \right] \quad (6.18)$$

(6) If $N_{Ed}/N_{Rd} \geq 0,15$, the link length e should not exceed:

$$e \leq 1,6M_{p,link} / V_{p,link}, \text{ if } R < 0,3 \quad (6.19)$$

or

$$e \leq (1,15 - 0,5R)1,6M_{p,link} / V_{p,link} \text{ if } R \geq 0,3 \quad (6.20)$$

where $R = N_{Ed} \cdot t_w \cdot (d - 2t_f) / (V_{Ed} \cdot A)$, in which A is the gross area of the link.

(7) Щоб досягти загальної дисипативної поведінки конструкції, необхідно перевірити, щоб у кожному окремому випадку величини співвідношення Ω_i , визначених в 6.8.3(1), не перевищували мінімальної величини Ω , отриманої в 6.8.3(1), більш ніж на 25 % цього мінімального значення.

(8) У проектах, в яких рівні моменти утворюватимуться одночасно на обох кінцях ланки (див. Рисунок 6.14а), ланки можна класифікувати відповідно до їх довжини e . Для двотаврових профілів існують наступні категорії:

- короткі ланки

$$e < e_s = 1,6M_{p,link} / V_{p,link} \quad (6.21)$$

- довгі ланки

$$e > e_L = 3,0M_{p,link} / V_{p,link} \quad (6.22)$$

- проміжні ланки $e_s < e < e_L$. (6.23)

(9) У проектах, де формується тільки один пластичний шарнір на одному кінці ланки (див. Рисунок 6.14б), категорію ланок визначає значення довжини e . Для двотаврових перерізів існують наступні категорії:

- короткі ланки

$$e < e_s = 0,8(1 + \alpha)M_{p,link} / V_{p,link} \quad (6.24)$$

- довгі ланки

$$e > e_L = 1,5(1 + \alpha)M_{p,link} / V_{p,link} \quad (6.25)$$

- середні ланки $e_s < e < e_L$, (6.26)

де α є відношенням менших згинаючих моментів $M_{Ed,A}$ на одному кінці ланки в проектній сейсмічній ситуації до великих згинаючих моментів $M_{Ed,B}$ на тому кінці, де формуватиметься пластичний шарнір. Величини обох моментів приймаються за абсолютними значеннями.

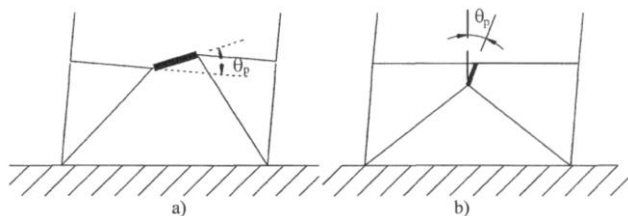


Рисунок 6.14: а) рівні моменти на кінцях ланки; б) нерівні моменти на кінцях ланки

(10) Кут повороту ланки θ_p між ланкою і елементом із зовнішнього боку ланки має бути

(7) To achieve a global dissipative behaviour of the structure, it should be checked that the individual values of the ratios Ω_i defined in 6.8.3(1) do not exceed the minimum value Ω resulting from 6.8.3(1) by more than 25% of this minimum value.

(8) In designs where equal moments would form simultaneously at both ends of the link (see Figure 6.14.a), links may be classified according to the length e . For I sections, the categories are:

- short links

$$e < e_s = 1,6M_{p,link} / V_{p,link} \quad (6.21)$$

- long links

$$e > e_L = 3,0M_{p,link} / V_{p,link} \quad (6.22)$$

- intermediate links $e_s < e < e_L$. (6.23)

(9) In designs where only one plastic hinge would form at one end of the link (see Figure 6.14.b), the value of the length e defines the categories of the links. For I sections the categories are:

- short links

$$e < e_s = 0,8(1 + \alpha)M_{p,link} / V_{p,link} \quad (6.24)$$

- long links

$$e > e_L = 1,5(1 + \alpha)M_{p,link} / V_{p,link} \quad (6.25)$$

- intermediate links $e_s < e < e_L$, (6.26)

where α is the ratio of the smaller bending moments $M_{Ed,A}$ at one end of the link in the seismic design situation, to the greater bending moments $M_{Ed,B}$ at the end where the plastic hinge would form, both moments being taken as absolute values.

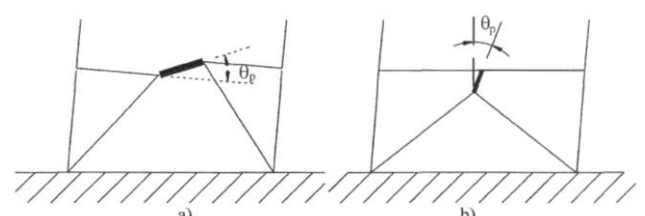


Figure 6.14: а) equal moments at link ends; б) unequal moments at link ends

(10) The link rotation angle θ_p between the link and the element outside of the link as defined in

сумісний із загальними деформаціями, як визначено в **6.6.4(3)**. Кут не може перевищувати наступні величини:

- короткі ланки $\theta_p \leq \theta_{pR} = 0,08 \text{ радіан}$ (6.27)

- довгі ланки $\theta_p \leq \theta_{pR} = 0,02 \text{ радіан}$ (6.28)

- проміжні ланки $\theta_p \leq \theta_{pR} =$ величині, яка визначається лінійною інтерполяцією між вищезгаданими величинами (6.29)

(11) Необхідно виконати ребра жорсткості з кутиків по всій висоті стінки балки з обох сторін ланки на кінцях діагональних в'язей ланки. Ці ребра жорсткості повинні мати складену ширину не менше $(b_f - 2t_w)$ і товщину не менше $0,75t_w$ або не менше 10 мм, незалежно від того, яке з даних значень більше.

(12) Ланки мають бути забезпечені проміжними ребрами жорсткості стінок таким чином:

а) короткі ланки мають бути забезпечені проміжними кутиками жорсткості, розташованими з кроком, що не перевищує $(30t_w - d/5)$ при куті повороту ланки θ_p рівним 0,08 радіан або $(52t_w - d/5)$ при куті повороту ланки θ_p рівному 0,02 радіан і менше. Лінійну інтерполяцію слід використовувати для кутів повороту, що знаходяться між 0,08 і 0,02 радіану;

б) довгі ланки мають бути забезпечені одним проміжним ребром жорсткості, розташованим на відстані $1,5b$ від кожного кінця ланки, де формуватиметься пластичний шарнір;

с) середні ланки слід забезпечити середніми ребрами жорсткості, які відповідають вимогам а) або б);

д) проміжні ребра жорсткості стінки не потрібні в ланках при їх довжині e , що перевищує $5M_p/V_p$;

е) проміжні ребра жорсткості стінки мають бути на всю висоту. Для ланок, висота перерізу яких d складає менш 600 мм, ребра жорсткості потрібні тільки з одного боку стінки ланки. Товщина односторонніх ребер жорсткості повинна складати не менше t_w або не менше 10 мм, виходячи з того, яке з цих значень більше; ширина повинна складати не менше $(b/2) - t_w$. Для ланок заввишки 600 мм необхідно виконувати аналогічні проміжні ребра жорсткості з обох сторін стінки.

(13) Кутові зварні шви, що сполучають ребро жорсткості ланки із стінкою ланки, повинні мати

6.6.4(3) should be consistent with global deformations. It should not exceed the following values:

– short links $\theta_p \leq \theta_{pR} = 0,08 \text{ radians}$ (6.27)

– long links $\theta_p \leq \theta_{pR} = 0,02 \text{ radians}$ (6.28)

– intermediate links $\theta_p \leq \theta_{pR} =$ the value determined by linear interpolation between the above values. (6.29)

(11) Full-depth web stiffeners should be provided on both sides of the link web at the diagonal brace ends of the link. These stiffeners should have a combined width of not less than $(b_f - 2t_w)$ and a thickness not less than $0,75t_w$ nor 10 mm, whichever is larger.

(12) Links should be provided with intermediate web stiffeners as follows:

а) short links should be provided with intermediate web stiffeners spaced at intervals not exceeding $(30t_w - d/5)$ for a link rotation angle θ_p of 0,08 radians or $(52t_w - d/5)$ for link rotation angles θ_p of 0,02 radians or less. Linear interpolation should be used for values of θ_p between 0,08 and 0,02 radians;

б) long links should be provided with one intermediate web stiffener placed at a distance of 1,5 times b from each end of the link where a plastic hinge would form;

с) intermediate links should be provided with intermediate web stiffeners meeting the requirements of a) and b) above;

д) intermediate web stiffeners are not required in links of length e greater than $5 M_p/V_p$;

е) intermediate web stiffeners should be full depth. For links that are less than 600 mm in depth d , stiffeners are required on only one side of the link web. The thickness of one-sided stiffeners should be not less than t_w or 10 mm, whichever is larger, and the width should be not less than $(b/2) - t_w$. For links that are 600 mm in depth or greater, similar intermediate stiffeners should be provided on both sides of the web.

(13) Fillet welds connecting a link stiffener to the link web should have a design strength adequate to

відповідну проектну міцність, щоб чинити опір дії сили $\gamma_{ov} f_y A_{st}$, де A_{st} представляє площу ребра жорсткості. Проектна несуча здатність кутових зварних швів, що скріплюють ребра жорсткості з полицями, повинна витримувати дію сили $\gamma_{ov} A_{st} f_y / 4$.

(14) Бічні опори мають бути виконані як на верхній, так і на нижній полицях на кінцях ланки. Кінцеві бічні опори ланок повинні мати проектний осьовий опір достатнім для сприйняття 6 % від номінальної осьової міцності полиці ланки, обчисленої з виразу як $f_y b t_f$.

(15) У балках, де є сейсмічні ланки, стійкість на поздовжній згин при зсуві зовнішніх панелей стінки ланки необхідно перевірити на відповідність розділу 5 EN1993-1-5:2004.

6.8.3 Елементи, що не містять сейсмічних ланок

(1) Елементи, що не містять сейсмічних ланок, подібно як колони і діагональні елементи, якщо застосовуються горизонтальні ланки в балках, а також елементи балок, якщо використовуються вертикальні ланки, мають бути перевірені при стиску з урахуванням найбільш несприятливого поєднання осьової сили і згинаючого моменту:

$$N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E}, \quad (6.30)$$

де $N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed})$ представляє осьовий проектний опір колони або діагонального елемента згідно з EN 1993 з урахуванням взаємодії з згинаючим моментом M_{Ed} і перерізуючою силою V_{Ed} , узятими з проектних значень, отриманих в сейсмічній ситуації;

$N_{Ed,G}$ сила стискування в колоні або діагональному елементі, викликана несейсмічними навантаженнями, включеними в поєднання навантажень для сейсмічної проектної ситуації;

$N_{Ed,E}$ сила стискування в колоні або діагональному елементі, викликана проектними сейсмічними діями;

γ_{ov} коефіцієнт перевантаження (запасу) (див. 6.1.3(2) і 6.2(3));

Ω мультиплікативний коефіцієнт, мінімальне значення якого визначається так: мінімальне значення $\Omega_i = 1,5 V_{p,link,i} / V_{Ed,i}$ серед всіх коротких ланок;

resist a force of $\gamma_{ov} f_y A_{st}$, where A_{st} is the area of the stiffener. The design strength of fillet welds fastening the stiffener to the flanges should be adequate to resist a force of $\gamma_{ov} A_{st} f_y / 4$.

(14) Lateral supports should be provided at both the top and bottom link flanges at the ends of the link. End lateral supports of links should have a design axial resistance sufficient to provide lateral support for forces of 6% of the expected nominal axial strength of the link flange computed as $f_y b t_f$.

(15) In beams where a seismic link is present, the shear buckling resistance of the web panels outside of the link should be checked to conform to EN 1993-1-5:2004, Section 5.

6.8.3 Members not containing seismic links

(1) The members not containing seismic links, like the columns and diagonal members, if horizontal links in beams are used, and also the beam members, if vertical links are used, should be verified in compression considering the most unfavourable combination of the axial force and bending moments:

$$N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E}, \quad (6.30)$$

where

$N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed})$ is the axial design resistance of the column or diagonal member in accordance with EN 1993, taking into account the interaction with the bending moment M_{Ed} and the shear V_{Ed} taken at their design value in the seismic situation;

$N_{Ed,G}$ is the compression force in the column or diagonal member due to the nonseismic actions included in the combination of actions for the seismic design situation;

$N_{Ed,E}$ is the compression force in the column or diagonal member due to the design seismic action;

γ_{ov} is the overstrength factor (see 6.1.3(2) and 6.2(3))

Ω is a multiplicative factor which is the minimum of the following values: the minimum value of $\Omega_i = 1,5 V_{p,link,i} / V_{Ed,i}$ among all short links;

мінімальне значення $\Omega_i = 1,5 M_{p,link,i}/M_{Ed,i}$ серед всіх проміжних і довгих ланок;

де

$V_{Ed,i}$, $M_{Ed,i}$ проектні значення перерізуючої сили і згинаючого моменту в ланці i у проектній сейсмічній ситуації;

$V_{p,link,i}$, $M_{p,link,i}$ проектні пластичні опори ланки i зсуву і згину відповідно до **6.8.2(3)**.

6.8.4 З'єднання сейсмічних ланок

(1) Якщо конструкція запроєктована так, що енергія розсіюється в сейсмічних ланках, то з'єднання ланок або елементи, що містять ці ланки, повинні сприймати дію сили E_d , обчисленої таким чином:

$$E_d \geq E_{d,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega_i E_{d,E},$$
$$\theta_p \leq \theta_{pR} = 0,08 \delta \ddot{a}^3 \ddot{a}^i \quad (6.31)$$

де

$E_{d,G}$ дія сили в з'єднаннях, викликаної несейсмічними впливами, включених в комбінацію навантажень для сейсмічної проектної ситуації;

$E_{d,E}$ результат дії сили в з'єднанні, викликаної сейсмічними впливами;

γ_{ov} показник запасу міцності (коефіцієнт перевантаження) (див. **6.1.3(2)** і **6.2(3)**);

Ω_i показник запасу міцності ланки, обчислений відповідно до **6.8.3(1)**.

(2) Якщо є напівжорсткі і/або парціальні міцнісні з'єднання, можна припустити, що енергія дисипації виникає тільки в з'єднаннях. Це допускається при виконанні всіх наступних умов:

а) з'єднання мають здатність до обертання, достатню для відповідних необхідних деформацій;

б) елементи рами в з'єднаннях є стійкими в кінцевому граничному стані (ULS);

с) враховується вплив деформацій з'єднань на загальний зсув конструкції.

(3) Якщо для сейсмічних ланок використовуються з'єднання парціальної міцності, то проектну несучу здатність інших елементів в конструкції слід забезпечувати, виходячи несучої здатності ланкових з'єднань в пластичному стані.

the minimum value of $\Omega_i = 1,5 M_{p,link,i}/M_{Ed,i}$ among all intermediate and long links;

where

$V_{Ed,i}$, $M_{Ed,i}$ are the design values of the shear force and of the bending moment in link i in the seismic design situation;

$V_{p,link,i}$, $M_{p,link,i}$ are the shear and bending plastic design resistances of link i as in **6.8.2(3)**.

6.8.4 Connections of the seismic links

(1) If the structure is designed to dissipate energy in the seismic links, the connections of the links or of the element containing the links should be designed for action effects E_d computed as follows:

$$E_d \geq E_{d,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega_i E_{d,E},$$
$$\theta_p \leq \theta_{pR} = 0,08 \text{radians} \quad (6.31)$$

where

$E_{d,G}$ is the action effect in the connection due to the non-seismic actions included in the combination of actions for the seismic design situation;

$E_{d,E}$ is the action effect in the connection due to the design seismic action;

γ_{ov} is the overstrength factor (see **6.1.3(2)** and **6.2(3)**);

Ω_i is the overstrength factor computed in accordance with **6.8.3(1)** for the link

(2) In the case of semi-rigid and/or partial strength connections, the energy dissipation may be assumed to originate from the connections only. This is allowable, provided that all of the following conditions are satisfied:

а) the connections have rotation capacity sufficient for the corresponding deformation demands;

б) members framing into the connections are demonstrated to be stable at the ULS;

с) the effect of connection deformations on global drift is taken into account.

(3) When partial strength connections are used for the seismic links, the capacity design of the other elements in the structure should be derived from the plastic capacity of the links connections.

6.9 Правила проектування конструкцій типу перевернутого маятника

(1) У конструкціях типу перевернутого маятника (описаних в **6.3.1(d)**) колони необхідно перевіряти при стиску, враховуючи найбільш несприятливу комбінацію осьової сили і згинаючого моменту.

(2) В ході перевірки значення N_{Ed} , M_{Ed} , V_{Ed} слід обчислювати, як показано в **6.6.3**.

(3) Безрозмірна гнучкість колон має бути обмежена до $\bar{\lambda} \leq 1,5$.

(4) Коефіцієнт чутливості міжповерхового зсуву θ , вказаний в **4.4.2.2**, слід обмежити до $\theta \leq 0,20$.

6.10 Правила проектування сталевих конструкцій з бетонними ядрами або бетонними стінами, а також каркасів, що чинять опір дії моментів, об'єднаних концентричними (співісними) в'язями або заповненням

6.10.1 Конструкції з бетонними ядрами або бетонними стінами

(1)P Сталеві елементи мають бути перевірені відповідно до цього Розділу і EN 1993, причому бетонні елементи мають бути запроектовані згідно з Розділом 5.

(2)P Елементи, в яких існує взаємодія між сталевими і бетонними конструкціями, необхідно перевіряти згідно з Розділом 7.

6.10.2 Каркаси, що чинять опір дії моментів, об'єднані концентричними (співісними) в'язями

(1) Здвоєні конструктивні системи, як каркаси, що чинять опір дії моментів, так і рамно-в'язеві каркаси, що діють в однаковому напрямі, слід проектувати з використанням єдиного показника q . Горизонтальні сили мають бути розподілені між різними каркасами згідно їх пружним жорсткостям.

(2) Каркаси, що чинять опір дії моментів, і рамно-в'язеві каркаси повинні відповідати вимогам **6.6**, **6.7**, **6.8**.

6.9 Design rules for inverted pendulum structures

(1) In inverted pendulum structures (defined in **6.3.1(d)**), the columns should be verified in compression considering the most unfavourable combination of the axial force and bending moments.

(2) In the checks, N_{Ed} , M_{Ed} , V_{Ed} should be computed as in **6.6.3**.

(3) The non-dimensional slenderness of the columns should be limited to $\bar{\lambda} \leq 1,5$.

(4) The interstorey drift sensitivity coefficient θ as defined in **4.4.2.2** should be limited to $\theta \leq 0,20$.

6.10 Design rules for steel structures with concrete cores or concrete walls and for moment resisting frames combined with concentric bracings or infills

6.10.1 Structures with concrete cores or concrete walls

(1)P The steel elements shall be verified in accordance with this Section and EN 1993, while the concrete elements shall be designed in accordance with Section 5.

(2)P The elements in which an interaction between steel and concrete exists shall be verified in accordance with Section 7.

6.10.2 Moment resisting frames combined with concentric bracings

(1) Dual structures with both moment resisting frames and braced frames acting in the same direction should be designed using a single q factor. The horizontal forces should be distributed between the different frames according to their elastic stiffness.

(2) The moment resisting frames and the braced frames should conform to **6.6**, **6.7** and **6.8**.

6.10.3 Каркаси, що чинять опір моментам, об'єднані із заповненням

(1)Р Каркаси, що чинять опір моментам, в яких армоване бетонне заповнення надійно об'єднане з сталевією конструкцією, слід проектувати згідно з Розділом 7.

(2)Р Каркаси, що чинять опір моментам, в яких заповнення структурно не об'єднане із сталевією рамою на бічних і верхніх сторонах, мають бути запроєктовані як сталеві конструкції.

(3) Каркаси, що чинять опір дії моментів, в яких заповнення знаходиться у контактї із сталевією рамою, але безпосередньо не з'єднується з нею, повинні задовольняти наступним правилам:

а) заповнення має бути рівномірно розподілене по висоті для того, щоб не потрібно було збільшувати локальну пластичність в елементах каркаса. Якщо ці умови не виконуються, будівля має бути розглянута як змінна по висоті;

б) слід також враховувати взаємодію заповнення з каркасом. Внутрішні сили в балках і колонах унаслідок діагонального стискування в заповненні каркаса необхідно також брати до уваги. З цією метою можуть бути використані правила, що містить п.5.9;

с) сталеві каркаси мають бути запроєктовані відповідно до правил цього параграфу, а армоване бетонне або цегляне заповнення слід проектувати згідно з EN1992-1-1:2004, а також згідно з Розділами 5 або 9.

6.11 Контроль проектування і будівництва

(1)Р Контроль проектування і будівництва повинен гарантувати, що реальна конструкція відповідає запроєктованій конструкції.

(2) З цією метою, на додаток до вимог EN 1993, мають бути дотримані наступні вимоги:

а) креслення для виготовлення і зведення конструкцій повинні указувати деталі з'єднань, розміри і якість болтів і швів, а також класи сталі елементів, з вказівкою максимально допустимої границі текучості сталі $f_{y,max}$, що використовується виробником в дисипативних зонах;

6.10.3 Moment resisting frames combined with infills

(1)P Moment resisting frames in which reinforced concrete infills are positively connected to the steel structure shall be designed in accordance with Section 7.

(2)P The moment resisting frames in which the infills are structurally disconnected from the steel frame on the lateral and top sides shall be designed as steel structures.

(3) The moment resisting frames in which the infills are in contact with the steel frame, but are not positively connected to that frame, should satisfy the following rules:

а) the infills should be uniformly distributed in elevation in order not to increase locally the ductility demand on the frame elements. If this is not verified, the building should be considered as non-regular in elevation;

б) the frame-infill interaction should be taken into account. The internal forces in the beams and columns due to the diagonal strut action in the infills should be taken into account. The rules in 5.9 may be used to this end;

с) the steel frames should be verified in accordance with the rules in this clause, while the reinforced concrete or masonry infills should be designed in accordance with EN 1992-1-1:2004 and in accordance with Sections 5 or 9.

6.11 Control of design and construction

(1)P The control of design and construction shall ensure that the real structure corresponds to the designed structure.

(2) To this end, in addition to the provisions of EN 1993, the following requirements should be met:

а) the drawings made for fabrication and erection should indicate the details of connections, sizes and qualities of bolts and welds as well as the steel grades of the members, noting the maximum permissible yield stress $f_{y,max}$ of the steel to be used by the fabricator in the dissipative zones;

b) мають бути дотримані технічні вимоги до податливості матеріалів згідно **6.2**;

c) контроль натягнення болтів і якості зварки повинні відповідати правилам в EN 1090;

d) під час будівництва необхідно гарантувати, що границя текучості сталі, що використовується, в дисипативних зонах не перевищує значення $f_{y,max}$, вказаний на кресленні, більш, ніж на 10 %.

(2)P Якщо не виконується хоча б одна з вищезгаданих умов, мають бути виконані корегування або обґрунтування для того, щоб виконати вимоги EN 1998-1 і забезпечити безпеку конструкції.

b) the compliance of the materials with **6.2** should be checked;

c) the control of the tightening of the bolts and of the quality of the welds should follow the rules in EN 1090;

d) during construction it should be ensured that the yield stress of the actual steel used does not exceed $f_{y,max}$ noted on the drawings for dissipative zones by more than 10%.

(2)P Whenever one of the above conditions is not satisfied, corrections or justifications shall be provided in order to meet the requirements of EN 1998-1 and assure the safety of the structure.

7 СПЕЦІАЛЬНІ ПРАВИЛА ДЛЯ ЗБІРНИХ СТАЛЕБЕТОННИХ БУДІВЕЛЬ

7.1 Загальні відомості

7.1.1 Сфера застосування

(1)P Для проектування збірних сталобетонних будівель застосовується документ EN 1994-1-1:2004. Подальші правила є додатковими для тих, які приведені в EN 1994-1-1:2004.

(2) За виключенням вимог, які були змінені в цьому розділі, застосовуються вимоги розділів 5 і 6.

7.1.2 Проектні концепції

(1)P Сейсмостійкі збірні будівлі мають бути запроектовані відповідно до однієї з наступних проектних концепцій (див. Таблицю 7.1):

- Концепція а) Низько-дисипативна поведінка конструкції.
- Концепція б) Дисипативна поведінка конструкції зі складеними дисипативними зонами;
- Концепція с) Дисипативна поведінка конструкції зі сталевими дисипативними зонами.

Таблиця 7.1: Проектні концепції, класи конструктивної пластичності і верхні границі референтних значень показників поведінки

Проектна концепція	Клас конструктивної пластичності	Діапазон референтних значень показників поведінки q
Концепція а) Низько-дисипативна поведінка конструкції	DCL (низький)	$\leq 1,5 - 2$
Концепція б) або с) Дисипативна поведінка конструкції	DCM (середній)	≤ 4 обмежений значеннями Таблиці 7.2
	DCH (високий)	обмежений значеннями Таблиці 7.2

ПРИМІТКА 1 Значення, передбачене для верхньої межі q для низько-дисипативної поведінки, з діапазоном зміни за таблицею 7.1 для користування в країні можна знайти в Національному додатку до даного документа. Рекомендоване значення верхньої границі q для низько-дисипативної поведінки складає 1,5.

ПРИМІТКА 2 Національний додаток певної країни може давати обмеження вибору проектної концепції і класу пластичності, які дозволені в країні.

7 SPECIFIC RULES FOR COMPOSITE STEEL – CONCRETE BUILDINGS

7.1 General

7.1.1 Scope

(1)P For the design of composite steel - concrete buildings, EN 1994-1-1:2004 applies. The following rules are additional to those given in EN 1994-1-1:2004

(2) Except where modified by the provisions of this Section, the provisions of Sections 5 and 6 apply.

7.1.2 Design concepts

(1)P Earthquake resistant composite buildings shall be designed in accordance with one of the following design concepts (see Table 7.1):

- Concept a) Low-dissipative structural behaviour.
- Concept b) Dissipative structural behaviour with composite dissipative zones;
- Concept c) Dissipative structural behaviour with steel dissipative zones.

Table 7.1: Design concepts, structural ductility classes and upper limit of reference values of the behaviour factors

Design concept	Structural ductility class	Range of the reference values of the behaviour factor q
Concept a) Low-dissipative structural Behaviour	DCL (Low)	$\leq 1,5 - 2$
Concepts b) or c) Dissipative structural	DCM (Medium)	≤ 4 also limited by the values of Table 7.2
	DCH (High)	only limited by the values of Table 7.2

NOTE 1 The value ascribed to the upper limit of q for low dissipative behaviour, within the range of Table 7.1, for use in a country may be found in its National Annex to this document. The recommended value of the upper limit of q for low-dissipative behaviour is 1,5.

NOTE 2 The National Annex of a particular country may give limitations on the choice of the design concept and of the ductility class which are permissible within that country.

(2)P У концепції а) сили, що діють, можуть обчислюватися на основі пружного аналізу без урахування нелінійності матеріалів, але з урахуванням зменшення моменту інерції із-за розтріскування бетону в частині прогону балки згідно з загальними правилами, приведеним в 7.4, і спеціальними правилами 7.7 - 7.11, що відносяться до кожного структурного типу. Якщо використовується проектний спектр, визначений в 3.2.2.5, верхня границя очікуваного значення показника поведінки q береться між 1,5 і 2 (див. Примітку 1 до (1) даного підрозділу). У разі змінності по висоті, верхнє граничне значення q необхідно скорегувати, як вказано в пункті 4.2.3.1(7), але воно не може бути менше 1,5.

(3) У концепції а) опір елементів і з'єднань необхідно оцінювати відповідно до EN 1993 і EN 1994 без будь-яких додаткових вимог. Для споруд, які не ізольовані в основі (див. Розділ 10), проектування відповідно до концепції а) рекомендується тільки для випадків з низькою сейсмічністю (див. 3.2.1.(4)).

(4) У концепціях б) і с) береться до уваги можливість частин конструкції (дисипативних зон) протистояти дії землетрусу з урахуванням їх непружної поведінки. При застосуванні проектного спектру реакції, визначеного в 3.2.2.5, верхня границя очікуваного значення показника поведінки q береться за більше значення, чим верхнє значення, встановлене в таблиці 7.1 і примітці 1 до (1) цього підрозділу для поведінки конструкції з низьким згасанням. Верхнє граничне значення q залежить від класу пластичності і типу конструкції (див. 7.3). При адаптації концепцій б) або с) вимоги, приведені в пунктах з 7.2 по 7.12, повинні повністю виконуватися.

(5)P У концепції с) не передбачається отримання переваги від комбінованої поведінки в дисипативних зонах; застосування концепції с) обумовлюється строгою відповідністю заходів, які запобігають залученню бетону до опору дисипативних зон. У концепції с) складена конструкція проектується відповідно до EN 1994-1-1:2004 під несейсмічні навантаження і відповідно до Розділу 6, щоб протистояти дії землетрусу. Заходи, що упереджують залучення бетону приведені в 7.7.5.

(2)P In concept a), the action effects may be calculated on the basis of an elastic analysis without taking into account non-linear material behaviour but considering the reduction in the moment of inertia due to the cracking of concrete in part of the beam spans, in accordance with the general structural analysis rules defined in 7.4 and to the specific rules defined in 7.7 to 7.11 related to each structural type. When using the design spectrum defined in 3.2.2.5, the upper limit to the reference value of the behaviour factor q is taken between 1,5 and 2 (see Note 1 to (1) of this subclause). In case of irregularity in elevation the upper limit value of the behaviour factor q should be corrected as indicated in 4.2.3.1(7) but it need not be taken as being smaller than 1,5.

(3) In concept a) the resistance of the members and of the connections should be evaluated in accordance with EN 1993 and EN 1994 without any additional requirements. For buildings which are not base-isolated (see Section 10), design to concept a) is recommended only for low seismicity cases (see 3.2.1(4)).

(4) In concepts b) and c), the capability of parts of the structure (dissipative zones) to resist earthquake actions through inelastic behaviour is taken into account. When using the design response spectrum defined in 3.2.2.5, the upper limit to the reference value of the behaviour factor q is taken as being greater than the upper value established in Table 7.1 and in Note 1 to (1) of this subclause for low dissipative structural behaviour. The upper limit value of q depends on the ductility class and the structural type (see 7.3). When adopting concepts b) or c) the requirements given in 7.2 to 7.12 should be fulfilled.

(5)P In concept c), structures are not meant to take advantage of composite behavior in dissipative zones; the application of concept c) is conditioned by a strict compliance to measures that prevent involvement of the concrete in the resistance of dissipative zones. In concept c) the composite structure is designed in accordance with EN 1994-1-1:2004 under non seismic loads and in accordance with Section 6 to resist earthquake action. The measures preventing involvement of the concrete are given in 7.7.5.

(6)P Правила проектування складних дисипативних конструкцій (концепція b) направлені на розвиток надійних локальних пластичних механізмів (дисипативних зон) в конструкції і надійного загального пластичного механізму дисипації енергії настільки багато, на скільки це можливо при дії проектного землетрусу. Для кожного конструктивного елементу або кожного конструктивного типу, що розглядається в цьому розділі, правила, що дозволяють досягнення загальної проектної мети, дані в розділах від 7.5 до 7.11 з посиланням, що вони називаються спеціальними критеріям. Ці критерії направлені на розвиток загальної механічної поведінки, для якої можуть бути дані проектні вимоги.

(7)P Конструкції, запроектовані відповідно до концепції b), повинні належати класам структурної пластичності DCM (середньому) або DCH (високому). Дані класи відносяться до збільшеної здатності конструкції розсіювати енергію в пластичних механізмах. Конструкція, що належить до даного класу пластичності, повинна відповідати спеціальним вимогам за одним або більше аспектами: клас сталевого профілю, обертальна здатність з'єднань і конструювання (деталізація проекту).

7.1.3 Перевірка безпеки

(1)P Застосовуються 5.2.4(1)P і 6.1.3(1)P і примітки до них .

(2) Застосовується 5.2.4(2).

(3) Застосовується 5.2.4(3).

(4) При перевірці несучої здатності відповідної частинам металоконструкцій, застосовується 6.2.(3) і примітки до нього.

7.2 Матеріали

7.2.1 Бетон

(1) У дисипативних зонах рекомендований клас бетону має бути не нижче C20/25. Якщо клас бетону вищий, ніж C40/50, проектування виходить за межі вимог EN 1998-1.

(6)P The design rules for dissipative composite structures (concept b), aim at the development of reliable local plastic mechanisms (dissipative zones) in the structure and of a reliable global plastic mechanism dissipating as much energy as possible under the design earthquake action. For each structural element or each structural type considered in this Section, rules allowing this general design objective to be achieved are given in 7.5 to 7.11 with reference to what are called the specific criteria. These criteria aim at the development of a global mechanical behaviour for which design provisions can be given.

(7)P Structures designed in accordance with concept b) shall belong to structural ductility classes DCM or DCH. These classes correspond to increased ability of the structure to dissipate energy in plastic mechanisms. A structure belonging to a given ductility class shall meet specific requirements in one or more of the following aspects: class of steel sections, rotational capacity of connections and detailing.

7.1.3 Safety verifications

(1)P 5.2.4(1)P and 6.1.3(1)P and its Notes apply.

(2) 5.2.4(2) applies.

(3) 5.2.4(3) applies.

(4) In the capacity design checks relevant for structural steel parts, 6.2(3) and its Notes apply.

7.2 Materials

7.2.1 Concrete

(1) In dissipative zones, the prescribed concrete class should not be lower than C20/25. If the concrete class is higher than C40/50, the design is not within the scope of EN 1998-1.

7.2.2 Сталева арматура

(1)P Для класу пластичності DCM (середній) сталева арматура, яка береться до уваги в пластичному опорі дисипативних зон, має бути класу В або С відповідно до таблиці С.1 EN 1992-1-1:2004. Для класу пластичності DCH (високий) сталева арматура, яка враховується в пластичній опірності дисипативних зон, має бути класу С відповідно до тієї ж таблиці.

(2)P Арматура класу В або С (EN 1992-1-1:2004, Таблиця С.1) повинна застосовуватися в областях високої напруги недисипативних конструкцій. Дані вимоги відносяться як до стрижнів арматури, так і до зварних сіток.

(3)P За винятком закритих хомутів арматури або поперечних в'язей, тільки арматура періодичного профілю слід використовувати як сталеву арматуру в зонах областей з високим рівнем напруження.

(4) Зварні сітки, що не відповідають вимогам пластичності з (1)P цього підрозділу, не повинні застосовуватися в дисипативних зонах. Якщо такі сітки використовуються, повинна встановлюватися запасна арматурна сітка, що пластично деформується, а її спроможність сприймати пластичні деформації враховується в аналізі несучої здатності конструкції.

7.2.3 Будівельна сталь

(1)P Вимоги є такими ж як ті, які визначені в 6.2.

7.3 Типи конструкцій і показники поведінки

7.3.1 Типи конструкцій

(1)P Збірні сталобетонні конструкції повинні співвідноситися з одним з наступних типів конструкцій відповідно до поведінки їх основних протидіючих конструкцій, що чинять опір сейсмічним діям:

а) Збірні каркаси, що чинять опір згинаючим моментам - це такі каркаси, до яких відносяться ті ж визначення і обмеження, що і в 6.3.1(1) а, але в яких балки і колони можуть бути як з металоконструкцій, так і збірні сталобетонні (див. Рис. 6.1);

7.2.2 Reinforcing steel

(1)P For ductility class DCM the reinforcing steel taken into account in the plastic resistance of dissipative zones shall be of class B or C in accordance with EN 1992-1-1:2004 Table C.1. For ductility class DCH the reinforcing steel taken into account in the plastic resistance of dissipative zones shall be of class C according to the same Table.

(2)P Steel of class B or C (EN 1992-1-1:2004, Table C.1) shall be used in highly stressed regions of non dissipative structures. This requirement applies to both bars and welded meshes.

(3)P Except for closed stirrups or cross ties, only ribbed bars are allowed as reinforcing steel in regions with high stresses.

(4) Welded meshes not conforming to the ductility requirements of (1)P of this subclause should not be used in dissipative zones. If such meshes are used, ductile reinforcement duplicating the mesh should be placed and their resistance capacity accounted for in the capacity analysis.

7.2.3 Structural steel

(1)P The requirements are those specified in 6.2.

7.3 Structural types and behaviour factors

7.3.1 Structural types

(1)P Composite steel-concrete structures shall be assigned to one of the following structural types according to the behaviour of their primary resisting structure under seismic actions:

а) Composite moment resisting frames are those with the same definition and limitations as in 6.3.1(1)a, but in which beams and columns may be either structural steel or composite steel-concrete (see Figure 6.1);

b) Збірні каркаси з концентричними в'язями це такі каркаси, до яких відносяться ті ж визначення і обмеження, що і в **6.3.1(1) b** і на Рисунках 6.2 і 6.3. Колони і балки можуть бути як з металокопструкцій, так і збірні сталобетонні. В'язі мають бути з металокопструкцій;

c) Збірні каркаси з ексцентричними в'язями це такі каркаси, до яких відноситься ті ж визначення і обмеження, що і в **6.3.1(1) c** і на Рисунку 6.4. Елементи, які не містять сейсмічних ланок, можуть бути виконані як з металокопструкцій, так і із сталобетону. Окрім плит перекриттів, сейсмічні ланки мають бути з будівельної сталі. Розсіювання енергії повинне відбуватися тільки за допомогою пластичних деформацій при згині або зсуві даних ланок;

d) Копструкції у вигляді перевернутого маятника мають ті ж визначення і обмеження, що і в **6.3.1(1) d** (див. Рисунок 6.5);

e) Збірні будівельні системи є такими, які працюють, в основному, як залізобетонні стіни. Збірні системи можуть належати до одного з наступних типів:

- Тип 1 відповідає сталевій або збірній рамі, що працює спільно з бетонними панелями заповнення, приєднаними до металокопструкції (див. Рис. 7.1a);

- Тип 2 є залізобетонною стіною, яка обрамлена сталевим профілем, сполученим з бетонною копструкцією, і яка є вертикальною межею армування (див. Рис. 7.1b);

- Тип 3, сталеві або збірні балки, вживані для об'єднання двох або більше залізобетонних або збірних стін (див. Рис. 7.2);

f) Збірні сталеві плити стін, що працюють на зсув, складаються з вертикальних сталевих плит, що розповсюджуються по всій висоті будівлі із залізобетонною оболонкою (обшивкою) з однією або з обох боків плити і з елементами з металокопструкцій або складових граничних елементів.

b) Composite concentrically braced frames are those with the same definition and limitations as in **6.3.1(1)b** and Figures 6.2 and 6.3. Columns and beams may be either structural steel or composite steel-concrete. Braces shall be structural steel;

c) Composite eccentrically braced frames are those with the same definition and configurations as in **6.3.1(1)c** and Figure 6.4. The members which do not contain the links may be either structural steel or composite steel-concrete. Other than for the slab, the links shall be structural steel. Energy dissipation shall occur only through yielding in bending or shear of these links;

d) Inverted pendulum structures, have the same definition and limitations as in **6.3.1(1)d** (see Figure 6.5);

e) Composite structural systems are those which behave essentially as reinforced concrete walls. The composite systems may belong to one of the following types:

– Type 1 corresponds to a steel or composite frame working together with concrete infill panels connected to the steel structure (see Figure 7.1a);

– Type 2 is a reinforced concrete wall in which encased steel sections connected to the concrete structure are used as vertical edge reinforcement (see Figure 7.1b);

– Type 3, steel or composite beams are used to couple two or more reinforced concrete or composite walls (see Figure 7.2);

f) Composite steel plate shear walls are those consisting of a vertical steel plate continuous over the height of the building with reinforced concrete encasement on one or both faces of the plate and of the structural steel or composite boundary members.

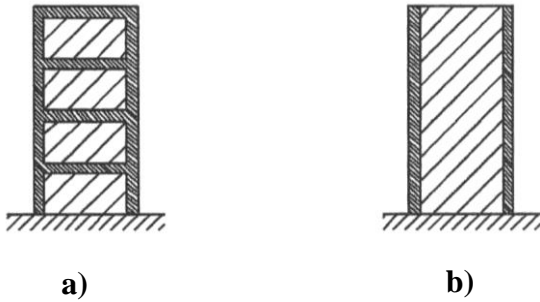


Рисунок 7.1: Збірні будівельні системи. Збірні стіни: а) Тип 1 – сталева або складена рама, що сприймає моменти, із заповненням з бетонних панелей; б) Тип 2 – Збірні стіни, армовані сполученими обрамленнями з вертикальних сталевих профілів.

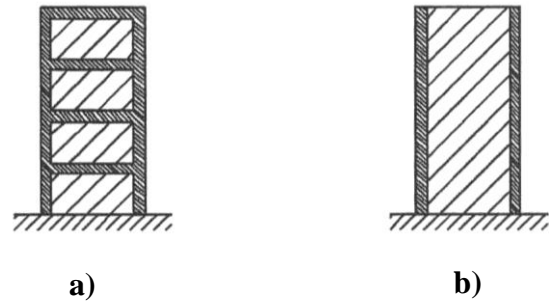


Figure 7.1: Composite structural systems. Composite walls: a) Type 1 – steel or composite moment frame with connected concrete infill panels; b) Type 2 – composite walls reinforced by connected encased vertical steel sections.

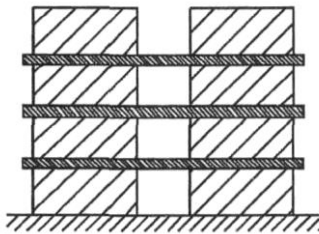


Рисунок 7.2: Збірні будівельні системи. Тип 3 - Збірні або бетонні стіни, об'єднані сталевими або складеними балками.

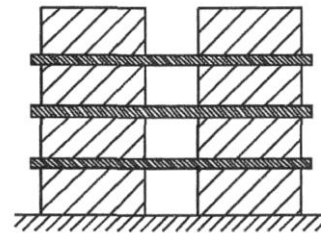


Figure 7.2: Composite structural systems. Type 3 - composite or concrete walls coupled by steel or composite beams.

(2) У всіх типах збірних будівельних систем розсіювання енергії має місце у вертикальних сталевих профілях і у вертикальних армованих стінах. У збірних будівельних системах типу 3, розсіювання енергії може також мати місце в зв'язаних балках.

(3) Якщо в збірних будівельних системах елементи стін не приєднані до сталевій конструкції, для проектування застосовуються Розділи 5 і 6.

7.3.2 Показники поведінки

(1) Показник поведінки q , представлений в 3.2.2.5, відповідає за здатність конструкції до розсіювання енергії. Для регулярних будівельних систем показник поведінки q повинен застосовуватися у верхніх границях щодо референтних значень, які приведені в таблиці 6.2 або в таблиці 7.2, за умови, що дотримуються правила з 7.5 по 7.11.

(2) In all types of composite structural systems the energy dissipation takes place in the vertical steel sections and in the vertical reinforcements of the walls. In type 3 composite structural systems, energy dissipation may also take place in the coupling beams;

(3) If, in composite structural systems the wall elements are not connected to the steel structure, Sections 5 and 6 apply.

7.3.2 Behaviour factors

(1) The behaviour factor q , introduced in 3.2.2.5, accounts for the energy dissipation capacity of the structure. For regular structural systems, the behaviour factor q should be taken with upper limits to the reference value which are given in Table 6.2 or in Table 7.2, provided that the rules in 7.5 to 7.11 are met.

Таблиця 7.2: Верхні границі референтних значень показників поведінки для систем незмінних по висоті

ТИП КОНСТРУКЦІЇ	Клас пластичності	
	DCM (середній)	DCH (високий)
a), b), c) і d)	Див. Таблицю 6.	
e) Комбіновані системи конструкцій Збірні стіни (Тип 1 і тип 2)	3 α_u / α_l	4 α_u / α_l
Збірні або бетонні стіни, об'єднані сталевими або складеними балками (Тип 3)	3 α_u / α_l	4,5 α_u / α_l
f) Збірні сталеві плити стін, що працюють на зсув	3 α_u / α_l	4 α_u / α_l

Table 7.2: Upper limits to reference values of behaviour factors for systems regular elevation

STRUCTURAL TYPE	Ductility Class	
	DCM (Medium)	DCH (high)
a), b), c) and d)	See Table 6.2	
e) Composite structural systems Composite walls (Type 1 and Type 2)	3 α_u / α_l	4 α_u / α_l
Composite or concrete walls coupled by steel or composite beams (Type 3)	3 α_u / α_l	4,5 α_u / α_l
f) Composite steel plate shear walls	3 α_u / α_l	4 α_u / α_l

(2) Якщо будівля змінна по висоті (див. **4.2.3.3**), значення q , записані в таблиці 6.2 і таблиці 7.2, необхідно зменшити на 20 % (див. **4.2.3.1 (7)** і таблицю 4.1).

(3) Для будівель незмінних в плані, якщо обчислення для оцінки α_u / α_l (см **6.3.2(3)**) не проводилися, можна приблизно прийняти стандартну величину відношення α_u / α_l , вказану на рисунках 6.1 - 6.8. Для складених конструктивних систем величина даного відношення приймається за умовчанням, рівною $\alpha_u / \alpha_l = 1,1$. Для збірних сталевих плит стін, що працюють на зсув, дане значення можна прийняти рівним $\alpha_u / \alpha_l = 1,2$.

(4) Для будівель змінних в плані, (див. **4.2.3.2**), наближене значення α_u / α_l , яке можна застосовувати, якщо розрахунки для його визначення не проводилися, дорівнює середньому з (a) 1,0 і (b) значень, даних в пункті (3) цього підрозділу.

(5) Значення α_u / α_l , що перевищують величини, які приведені в (3) і (4) даного підрозділу, дозволяються до застосування за умови, що вони підтверджені розрахунком співвідношення α_u / α_l на основі загального нелінійного статичного аналізу (на граничну міцність).

(6) Максимальне значення α_u / α_l , яке можна застосовувати при проектуванні, рівне 1,6, навіть якщо згаданий аналіз в (5) даного підрозділу показує потенційно великі значення.

(2) If the building is non-regular in elevation (see **4.2.3.3**) the values of q listed in Table 6.2 and Table 7.2 should be reduced by 20 % (see **4.2.3.1(7)** and Table 4.1).

(3) For buildings that are regular in plan, if calculations to evaluate α_u / α_l (see **6.3.2(3)**), are not performed, the approximate default values of the ratio α_u / α_l presented in Figures 6.1 to 6.8 may be used. For composite structural systems the default value may be taken as being $\alpha_u / \alpha_l = 1,1$. For composite steel plate shear walls the default value may be taken as being $\alpha_u / \alpha_l = 1,2$.

(4) For buildings which are not regular in plan (see **4.2.3.2**), the approximate value of α_u / α_l that may be used when calculations are not performed for its evaluation are equal to the average of (a) 1,0 and of (b) the value given in (3) of this subclause.

(5) Values of α_u / α_l higher than those given in (3) and (4) of this subclause are allowed, provided that they are confirmed by calculating α_u / α_l , with a nonlinear static (pushover) global analysis.

(6) The maximum value of α_u / α_l that may be used in the design is equal to 1,6, even if the analysis mentioned in (5) of this subclause indicates higher potential values.

7.4 Розрахунок конструкцій

7.4.1 Сфера застосування

(1) Подальші правила застосовуються при розрахунках конструкцій на дію землетрусів із застосуванням методу аналізу поперечних сил і модального спектру пружної реакції споруди.

7.4.2 Жорсткість поперечного перерізу

(1) Жорсткість складених перерізів, в яких бетон знаходиться в стиснутому стані, повинна обчислюватися з використанням модульного коефіцієнта n .

$$n = E_a / E_{cm} = 7 \quad (7.1)$$

(2) Для складених балок з плитою в стислому стані, момент інерції площі перерізу, що позначається як I_1 , повинен обчислюватися з ефективною шириною плити, визначеної в 7.6.3.

(3) Жорсткість збірних перерізів, в яких бетон знаходиться в розтягнутому напруженому стані, повинна обчислюватися в припущенні, що бетон вже зруйнований тріщинами і що тільки сталеві частини перерізу здатні сприймати діючі навантаження.

(4) Для збірних балок з плитою, що працює на розтяг, момент інерції площі перерізу, що позначається як I_2 , повинен обчислюватися з урахуванням ефективною шириною плити, визначеної в 7.6.3.

(5) Конструкція має бути розрахована з урахуванням наявності бетону в деяких стислих зонах і розтягнутого бетону в інших зонах; розподіл зон для різних типів конструкцій зазначено в підрозділах з 7.7 по 7.11.

7.5 Проектні критерії і детальні правила для оцінки дисипативної поведінки конструкцій, загальні для всіх типів конструкцій

7.5.1 Загальні відомості

(1) Проектні критерії, приведені в 7.5.2, повинні застосовуватися для сейсмостійких елементів конструкцій, запроектованих відповідно до концепції дисипативної поведінки конструкцій.

(2) Проектні критерії, приведені в 7.5.2,

7.4 Structural analysis

7.4.1 Scope

(1) The following rules apply to the analysis of the structure under earthquake action with the lateral force analysis method and with the modal response spectrum analysis method.

7.4.2 Stiffness of sections

(1) The stiffness of composite sections in which the concrete is in compression should be computed using a modular ratio n

$$n = E_a / E_{cm} = 7 \quad (7.1)$$

(2) For composite beams with slab in compression, the second moment of area of the section, referred to as I_1 , should be computed taking into account the effective width of slab defined in 7.6.3.

(3) The stiffness of composite sections in which the concrete is in tension should be computed assuming that the concrete is cracked and that only the steel parts of the section are active.

(4) For composite beams with slab in tension, the second moment of area of the section, referred to as I_2 , should be computed taking into account the effective width of slab defined in 7.6.3.

(5) The structure should be analysed taking into account the presence of concrete in compression in some zones and concrete in tension in other zones; the distribution of the zones is given in 7.7 to 7.11 for the various structural types.

7.5 Design criteria and detailing rules for dissipative structural behaviour common to all structural types

7.5.1 General

(1) The design criteria given in 7.5.2 should be applied to the earthquake-resistant parts of structures designed in accordance with the concept of dissipative structural behaviour.

(2) The design criteria given in 7.5.2 are deemed

вважаються виконаними, якщо дотримані правила, які дані в 7.5.3 і 7.5.4, а також 7.6 - 7.11.

7.5.2 Проектні критерії для дисипативних конструкцій

(1)P Конструкції з дисипативними зонами необхідно проектувати так, щоб пластичні деформації або місцева втрата стійкості при згині або інші явища, які викликані гістерезисною поведінкою у вказаних зонах, не вплинули на загальну стійкість конструкції.

ПРИМІТКА: Передбачається, що показники q , приведені в таблиці 7.2, відповідають цим вимогам (див. 2.2.2(2)).

(2)P Дисипативні зони повинні мати відповідну пластичність і опірність. Опірність повинна визначатися відповідно до EN 1993 і розділу 6 для концепції з) (див. 7.1.2) і EN 1994-1-1:2004 і розділу 7 для концепції б) (див. 7.1.2). Пластичність досягається відповідністю детальним правилам.

(3) Дисипативні зони можуть розташовуватися в структурних елементах або в з'єднаннях.

(4)P Якщо дисипативні зони знаходяться в структурних елементах, то недисипативні частини і з'єднання дисипативних частин з рештою конструкцій, повинні мати достатній запас міцності, який дозволить при циклічних деформаціях утворення і розвиток пластичних деформацій в дисипативних частинах.

(5)P Якщо дисипативні зони розташовані в з'єднаннях, приєднані елементи повинні мати достатній запас міцності для утворення циклічних пластичних деформацій в з'єднаннях.

7.5.3 Пластична опірність дисипативних зон

(1)P Два рівні пластичного опору дисипативних зон використовуються при проектуванні складених сталобетонних конструкцій: нижня межа пластичного опору (індекс: pl, Rd) і верхня межа пластичного опору (індекс: U, Rd).

(2)P Нижня межа пластичної опірності дисипативних зон є такою, яка враховується в

to be satisfied, if the rules given in 7.5.3 and 7.5.4 and in 7.6 to 7.11 are observed.

7.5.2 Design criteria for dissipative structures

(1)P Structures with dissipative zones shall be designed such that yielding or local buckling or other phenomena due to hysteretic behaviour in those zones do not affect the overall stability of the structure.

NOTE The q factors given in Table 7.2 are deemed to conform to this requirement (see 2.2.2(2)).

(2)P Dissipative zones shall have adequate ductility and resistance. The resistance shall be determined in accordance with EN 1993 and Section 6 for concept c) (see 7.1.2) and to EN 1994-1-1:2004 and Section 7 for concept b) (see 7.1.2). Ductility is achieved by compliance to detailing rules.

(3) Dissipative zones may be located in the structural members or in the connections.

(4)P If dissipative zones are located in the structural members, the non-dissipative parts and the connections of the dissipative parts to the rest of the structure shall have sufficient overstrength to allow the development of cyclic yielding in the dissipative parts.

(5)P When dissipative zones are located in the connections, the connected members shall have sufficient overstrength to allow the development of cyclic yielding in the connections.

7.5.3 Plastic resistance of dissipative zones

(1)P Two plastic resistances of dissipative zones are used in the design of composite steel - concrete structures: a lower bound plastic resistance (index: pl, Rd) and an upper bound plastic resistance (index: U, Rd).

(2)P The lower bound plastic resistance of dissipative zones is the one taken into account in

проектній перевірці, що відноситься до поперечних перерізів дисипативних елементів; наприклад, $M_{Ed} < M_{pl,Rd}$. Нижня межа пластичної опірності дисипативних зон розраховується з урахуванням бетонного компонента поперечного перерізу, але тільки сталеві компоненти поперечного перерізу розглядаються як пластичні.

(3)P Верхньою межею пластичного опору дисипативних зон є така, яка використовується в розрахунку елементів суміжних до дисипативної зони: наприклад, при перевірці розрахунку несучої здатності, з **4.4.2.3(4)**, розрахункові значення моментів опору балок є верхньою межею пластичного опору $M_{U,Rd,b}$, тоді як такі ж характеристики в колонах є нижньою межею опору, $M_{pl,Rd,c}$.

(4)P Верхня межа пластичного опору обчислюється з урахуванням бетонного компонента поперечного перерізу і всіх сталевих компонентів, представлених в поперечному перерізі, включаючи ті, які не класифікуються як пластичні.

(5)P Ефекти навантажень, які безпосередньо відносяться до опору дисипативних зон, повинні визначатися на основі верхньої межі опору складених дисипативних поперечних перерізів; наприклад, проектна перерізувача сила на кінці дисипативної складеної балки повинна визначатися на основі верхньої межі пластичного моменту складеного поперечного перерізу.

7.5.4 Детальні правила для збірних з'єднань в дисипативних зонах

(1)P Проект повинен обмежити локалізацію пластичних деформацій і високу залишкову напругу, а також і запобігти впливу дефектів виготовлення.

(2)P Цілісність бетону при стиску повинна підтримуватися впродовж сейсмічної події і пластична деформація повинна обмежуватися роботою поперечного перерізу сталевого профілю.

(3) Пластична деформація арматурних стрижнів в плиті дозволяється тільки, якщо балки запроектовані відповідно до **7.6.2(8)**.

(4) Для розрахунку зварних швів і болтів застосовується підрозділ **6.5**.

design checks concerning sections of dissipative elements; e.g. $M_{Ed} < M_{pl,Rd}$. The lower bound plastic resistance of dissipative zones is computed taking into account the concrete component of the section and only the steel components of the section which are classified as ductile.

(3)P The upper bound plastic resistance of dissipative zones is the one used in the capacity design of elements adjacent to the dissipative zone: for instance in the capacity design verification of **4.4.2.3(4)**, the design values of the moments of resistance of beams are the upper bound plastic resistances, $M_{U,Rd,b}$, whereas those of the columns are the lower bound ones, $M_{pl,Rd,c}$.

(4)P The upper bound plastic resistance is computed taking into account the concrete component of the section and all the steel components present in the section, including those that are not classified as ductile.

(5)P Action effects, which are directly related to the resistance of dissipative zones, shall be determined on the basis of the upper bound resistance of composite dissipative sections; e.g. the design shear force at the end of a dissipative composite beam shall be determined on the basis of the upper bound plastic moment of the composite section.

7.5.4 Detailing rules for composite connections in dissipative zones

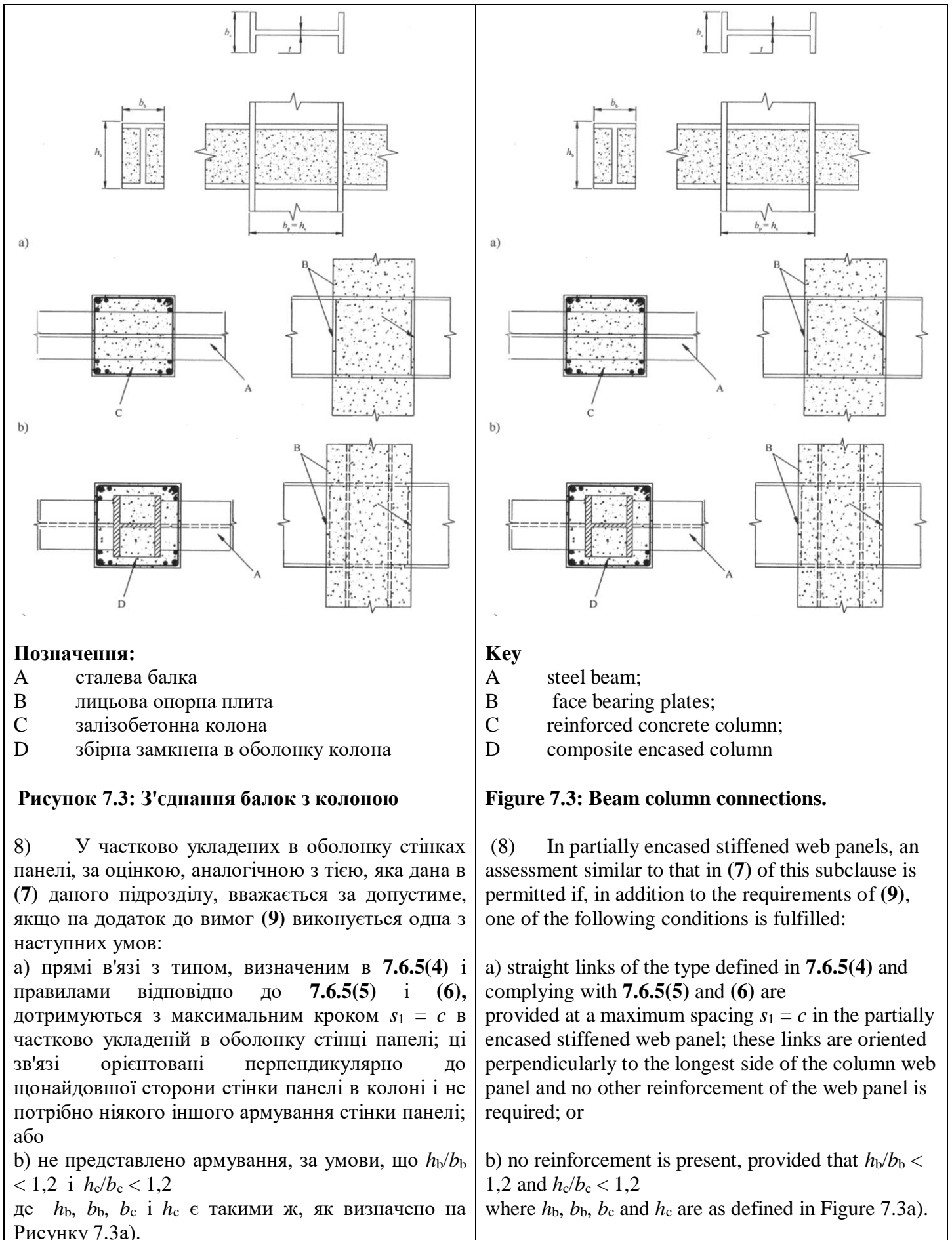
(1)P The design shall limit localization of plastic strains and high residual stresses and prevent fabrication defects.

(2)P The integrity of the concrete in compression shall be maintained during the seismic event and yielding shall be limited to the steel sections.

(3) Yielding of the reinforcing bars in a slab should be allowed only if beams are designed to conform to **7.6.2(8)**.

(4) For the design of welds and bolts, **6.5** applies.

<p>(5) Локальний розрахунок арматурних стрижнів, необхідний в бетоні у вузлах з'єднання, повинен підтверджуватися моделями, які задовольняють умові рівноваги (наприклад, додаток С для плит).</p> <p>(6) Застосовуються вимоги 6.5.5(6), 6.5.5(7) і примітка 1 в 6.5.5.</p> <p>(7) У повністю укладених в оболонку стінках панелей з'єднань балок/колон, зону опору панелі можна розраховувати як суму внесків бетону і сталевій панелі, що працює на зсув, якщо задовольняються наступні умови:</p> <p>a) співвідношення h_b/h_c зони панелі складає:</p> $0,6 < h_b/h_c < 1,4 \quad (7.2)$ <p>b) $V_{wp,Ed} < 0,8 V_{wp,Rd}$ (7.3)</p> <p>де $V_{wp,Ed}$ проектна перерізуюча сила в стінці панелі унаслідок ефекту навантаження з урахуванням пластичного опору суміжних складених дисипативних зон в балках або з'єднаннях; $V_{wp,Rd}$ опір зсуву збірної сталобетонної стінки панелі відповідно до EN 1994-1-1:2004; h_b/h_c як визначено на Рисунку 7.3а).</p>	<p>(5) The local design of the reinforcing bars needed in the concrete of the joint region should be justified by models that satisfy equilibrium (e.g. Annex C for slabs).</p> <p>(6) 6.5.5(6), 6.5.5(7) and Note 1 to 6.5.5 apply.</p> <p>(7) In fully encased framed web panels of beam/column connections, the panel zone resistance may be computed as the sum of contributions from the concrete and steel shear panel, if all the following conditions are satisfied:</p> <p>a) the aspect ratio h_b/h_c of the panel zone is:</p> $0,6 < h_b/h_c < 1,4 \quad (7.2)$ <p>b) $V_{wp,Ed} < 0,8 V_{wp,Rd}$ (7.3)</p> <p>where $V_{wp,Ed}$ is the design shear force in the web panel due to the action effects, taking into account the plastic resistance of the adjacent composite dissipative zones in beams or connections; $V_{wp,Rd}$ is the shear resistance of the composite steel - concrete web panel in accordance with EN 1994-1-1:2004; h_b, h_c are as defined in Figure 7.3a).</p>
---	--



(9) Якщо дисипативна сталева або збірна балка є елементом залізобетонної рами, як показано на рисунку 7.3b), вертикальна арматура колони з проектною осьювою міцністю, принаймні, рівній міцності при зсуві сполучаючої балки, повинна розташовуватися близько до ребра жорсткості або лицьової опорної плити, прилеглої до дисипативної зони. В цьому випадку допускається застосування вертикальної арматури, що розташовується для інших цілей, як частина необхідного вертикального армування. Потрібна наявність лицьових опорних пластин; вони мають бути на повну висоту ребер жорсткості, об'єднані з шириною не менше $(b_b - 2t)$; їх товщина має бути не менше $0,75 t$ або 8 мм; b_b і t є, відповідно, шириною полиці балки і товщиною стінки панелі (див. рисунок 7.3).

(10) Якщо дисипативна сталева або збірна балка є елементом рами повністю замкнена в оболонку складеної колони, як показано на рисунку 7.3c), з'єднання балки з колоною може бути запроектоване або як з'єднання балки із сталеву колоною, або як з'єднання балки і збірної колони. У останньому випадку, вертикальне армування колони може бути розраховане або згідно (9) даного підрозділу, або шляхом розподілу міцності при зсуві балки між перерізом сталеву колоною і арматурою колони. У обох випадках потрібна наявність лицьових опорних пластин, як описано в (9).

(11) Вертикальне армування колони, визначене в (9) і (10) даного підрозділу, має бути обмежене поперечною арматурою, яка відповідає вимогам для елементів, визначеним в 7.6.

7.6 Правила для елементів

7.6.1 Загальні відомості

(1)P Складові елементи, які є основними сейсмічними елементами, повинні відповідати EN 1994-1-1:2004 і додатковим правилам, визначеним в даному розділі.

(2)P Сейсмостійка конструкція, запроектована відповідно до загального пластичного механізму, включає локальні дисипативні зони; цей загальний механізм визначає елементи, в яких розташовані дисипативні зони і непрямі елементи без дисипативних зон.

(9) When a dissipative steel or composite beam is framing into a reinforced concrete column as shown in Figure 7.3b), vertical column reinforcement with design axial strength at least equal to the shear strength of the coupling beam should be placed close to the stiffener or face bearing plate adjacent to the dissipative zone. It is permitted to use vertical reinforcement placed for other purposes as part of the required vertical reinforcement. The presence of face bearing plates is required; they should be full depth stiffeners of a combined width not less than $(b_b - 2t)$; their thickness should be not less than $0,75 t$ or 8 mm; b_b and t are respectively the beam flange width and the panel web thickness (see Figure 7.3).

(10) When a dissipative steel or composite beam is framing into a fully encased composite column as shown at Figure 7.3c), the beam column connection may be designed either as a beam/steel column connection or a beam/composite column connection. In the latter case, vertical column reinforcements may be calculated either as in (9) of this subclause or by distributing the shear strength of the beam between the column steel section and the column reinforcement. In both instances, the presence of face bearing plates as described in (9) is required.

(11) The vertical column reinforcement specified in (9) and (10) of this subclause should be confined by transverse reinforcement that meets the requirements for members defined in 7.6.

7.6 Rules for members

7.6.1 General

(1)P Composite members, which are primary seismic members, shall conform to EN 1994-1-1:2004 and to additional rules defined in this Section.

(2)P The earthquake resistant structure is designed with reference to a global plastic mechanism involving local dissipative zones; this global mechanism identifies the members in which dissipative zones are located and indirectly the members without dissipative zones.

(3) Для розтягнутих елементів або частин елементів, що знаходяться в розтягнутому стані, мають бути дотримані вимоги пластичності згідно з **6.2.3(3)** з EN 1993-1-1:2004.

(4) Достатня локальна пластичність елементів, які розсіюють енергію при стиску і/або згині, повинна забезпечуватися обмеженням відношення ширини до товщини їх стін. Сталеві дисипативні зони і не замкнуті в оболонку сталеві частини складових елементів, повинні відповідати вимогам **6.5.3(1)** і таблиці 6.3. Дисипативні зони замкнуті в оболонку сталевих елементів повинні відповідати вимогам таблиці 7.3. Обмеження, дані для полиці, виступаючої з частково або повністю укладених в оболонку елементів, можуть бути ослаблені, якщо даються спеціальні особливості, як описано в **7.6.4(9)** і з **7.6.5(4)** по (6).

Таблиця 7.3: Залежність між параметром поведінки і границею гнучкості стіни.

Клас пластичності к нструкції	DCM (середній)		DCH (висок ий)
	$q \leq 1,5 - 2$	$1,5 - 2 < q < 4$	
Очікуване значення параметра поведінки (q)	$q \leq 1,5 - 2$	$1,5 - 2 < q < 4$	$q < 4$
Часткове замикання в обойму Н-подібний або І-подібний (двотаврове) переріз Повністю замкнуті в оболонку Н- або І-подібний (дугавровий) переріз Границя виступу полиці, c/t_f :	20 ϵ	14 ϵ	9 ϵ
Монолітний прямокутний переріз h/t границі	52 ϵ	38 ϵ	24 ϵ
Монолітний круглий переріз d/t границі	90 ϵ^2	85 ϵ^2	80 ϵ^2

(3) For tension members or parts of members in tension, the ductility requirement of EN 1993-1-1:2004, **6.2.3(3)** should be met.

(4) Sufficient local ductility of members which dissipate energy under compression and/or bending should be ensured by restricting the width-to-thickness ratios of their walls. Steel dissipative zones and the not encased steel parts of composite members should meet the requirements of **6.5.3(1)** and Table 6.3. Dissipative zones of encased composite members should meet the requirements of Table 7.3. The limits given for flange outstands of partially or fully encased members may be relaxed if special details are provided as described in **7.6.4(9)** and **7.6.5(4)** to (6).

Table 7.3: Relation between behaviour factor and limits of wall slenderness.

Ductility Class of Structure	DCM		DCH
	$q \leq 1,5 - 2$	$1,5 - 2 < q < 4$	
Reference value of behaviour Factor	$q \leq 1,5 - 2$	$1,5 - 2 < q < 4$	$q < 4$
Partially Encased H or I Section Fully Encased H or I Section flange outstand limits, c/t_f :	20 ϵ	14 ϵ	9 ϵ
Filled Rectangular Section h/t limits:	52 ϵ	38 ϵ	24 ϵ
Filled Circular Section d/t limits:	90 ϵ^2	85 ϵ^2	80 ϵ^2

де

$$\varepsilon = (f_y / 235)^{0.5};$$

c/t_f є співвідношенням, як показано на Рисунок 7.8;

d/t і h/t відношення між максимальним зовнішнім розміром і товщиною стіни

(5) Більш специфічні детальні правила для дисипативних складових елементів приведені в **7.6.2, 7.6.4, 7.6.5 і 7.6.6.**

(6) При проектуванні всіх типів складених колон, опір безпосередньо самого сталевго профілю або комбінований опір сталевго профілю і бетонного обрамлення або заповнення може братися до уваги.

(7) Проектування колон, в яких опір елементів забезпечується тільки сталевим перерізом, може виконуватися відповідно до положень розділу 6. У випадку з дисипативними колонами, правила розрахунку несучої здатності повинні виконуватися відповідно до вимог **7.5.2(4) і (5)**, а також **7.5.3(3)**.

(8) Для повністю укладених в обійму колон зі складною їх роботою, мінімальні розміри поперечних перерізів b , h або d мають бути не менше 250 мм.

(9) Опір, включаючи опір зсуву недисипативних складених колон, повинен визначатися відповідно до правил EN 1994-1-1:2004.

(10) У колонах, коли допускається розподіл осевого і/або згинального опору між елементами, застосовуються правила розрахунку з **7.6.4 по 7.6.6**. Дані правила забезпечують повну передачу зусиль зсуву між бетонними і сталевими елементами в перерізі і запобігають передчасному непружному руйнуванню дисипативної зони .

(11) При розрахунку на сейсмостійкість, проектна несуча здатність при зсуві, приведена в Таблиці 6.6 EN 1994-1-1:2004, повинна множитися на редуційний коефіцієнт рівний 0,5.

(12) Коли, з метою оцінки проектної несучої

where

$$\varepsilon = (f_y / 235)^{0.5};$$

c/t_f is as defined in Figure 7.8

d/t and h/t are the ratio between the maximum external dimension and the wall thickness

(5) More specific detailing rules for composite members are given in **7.6.2, 7.6.4, 7.6.5 and 7.6.6.**

(6) In the design of all types of composite columns, the resistance of the steel section alone or the combined resistances of the steel section and the concrete encasement or infill may be taken into account.

(7) The design of columns in which the member resistance is taken to be provided only by the steel section may be carried out in accordance with the provisions of Section 6. In the case of dissipative columns, the capacity design rules in **7.5.2(4) and (5) and 7.5.3(3)** should be satisfied.

(8) For fully encased columns with composite behaviour, the minimum crosssectional dimensions b , h or d should be not less than 250 mm.

(9) The resistance, including shear resistance, of non-dissipative composite columns should be determined in accordance with the rules of EN 1994-1-1:2004.

(10) In columns, when the concrete encasement or infill are assumed to contribute to the axial and/or flexural resistance of the member, the design rules in **7.6.4 to 7.6.6** apply. These rules ensure full shear transfer between the concrete and the steel parts in a section and protect the dissipative zones against premature inelastic failure.

(11) For earthquake-resistant design, the design shear strength given in EN 1994-1-1:2004, Table 6.6, should be multiplied by a reduction factor of 0,5.

(12) When, for capacity design purposes, the full

здатності, використовується повний змішаний опір колони, повинна забезпечуватися повна передача перерізуючих сил між сталеву і залізобетонною частинами конструкції. Якщо передача перерізуючих сил незадовільна, то зусилля зсуву повинні передаватися через в'язі і сили тертя, а також через сполучні елементи, що працюють на зсув, щоб досягти повної змішаної роботи конструкції.

(13) Скрізь, де збірна колона знаходиться під впливом переважно дії осьових сил, необхідно отримати достатню передачу зусиль зсуву, щоб переконатися, що сталеві і бетонні деталі розділяють навантаження, що діють на колони в з'єднаннях з балками і в'язевими елементами.

(14) За винятком їх основ, в деяких типах конструкцій колони зазвичай не проектуються, як дисипативні. Проте із-за невизначуваностей в роботі потрібне непряме армування в зонах, так званих «критичних зон», як це визначено в **7.6.4**.

(15) Підрозділи **5.6.2.1** і **5.6.3**, що мають відношення до анкерування і стиків, при проектуванні залізобетонних колон рекомендують також застосовувати армування збірних колон.

7.6.2 Сталеві балки, об'єднані з плитою

(1)P Проектне завдання даного підрозділу полягає в забезпеченні цілісності бетонної плити під час сейсмічної події, коли мають місце пластичні деформації в нижній частині сталевого профілю і/або в ребрах плити.

(2)P Якщо не переслідується мета отримання переваг від складеного характеру перерізу балки для розсіювання енергії, то повинен застосовуватися підрозділ **7.7.5**

(3) Балки, призначені працювати як складові елементи в дисипативних зонах сейсмостійкої конструкції, можна проектувати на повне або часткове, зсувне з'єднання з плитою, відповідно до EN 1994-1-1:2004. Мінімальна ступінь з'єднання η як визначено в підрозділі **6.6.1.2** EN 1994-1-1:2004, має бути не менше 0,8 і загальний опір елементів з'єднання, що працюють на зсув в границях будь-якого від'ємного згинаючого моменту, має бути не нижче, ніж пластичний опір арматури.

(4) Розрахунковий опір елементів з'єднання в

composite resistance of a column is employed, complete shear transfer between the steel and reinforced concrete parts should be ensured. If insufficient shear transfer is achieved through bond and friction, shear connectors should be provided to ensure full composite action.

(13) Wherever a composite column is subjected to predominately axial forces, sufficient shear transfer should be provided to ensure that the steel and concrete parts share the loads applied to the column at connections to beams and bracing members.

(14) Except at their base in some structural types, columns are generally not designed to be dissipative. However, because of uncertainties in the behaviour, confining reinforcement is required in regions called “critical regions” as specified in **7.6.4**.

(15) Subclauses **5.6.2.1** and **5.6.3** concerning anchorage and splices in the design of reinforced concrete columns apply also to the reinforcements of composite columns.

7.6.2 Steel beams composite with slab

(1)P The design objective of this subclause is to maintain the integrity of the concrete slab during the seismic event, while yielding takes place in the bottom part of the steel section and/or in the rebars of the slab.

(2) P If it is not intended to take advantage of the composite character of the beam section for energy dissipation, **7.7.5** shall be applied.

(3) Beams intended to behave as composite elements in dissipative zones of the earthquake resistant structure may be designed for full or partial shear connection in accordance with EN 1994-1-1:2004. The minimum degree of connection η as defined in EN 1994-1-1:2004 **6.6.1.2** should be not less than 0,8 and the total resistance of the shear connectors within any hogging moment region not less than the plastic resistance of the reinforcement.

(4) The design resistance of connectors in

дисипативних зонах отримують з розрахункового опору, визначеного в EN 1994-1-1:2004, помноженого на знижувальний коефіцієнт 0,75.

(5) Повне з'єднання, що працює на зсув, необхідне у разі, коли застосовується непластичні елементи з'єднання.

(6) Якщо застосовуються профільовані облицювальні листи з поперечними ребрами до опорних балок, знижувальний коефіцієнт k_t розрахункового опору з'єднань зсуву, приведений в EN 1994-1-1, в подальшому потрібно зменшити, помноживши його на коефіцієнт ефективності форми ребра k_r , приведеного на рисунку 7.4.

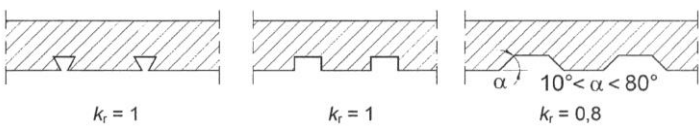


Рисунок 7.4: Значення коефіцієнта ефективності форми ребра.

(7) Щоб досягти пластичних деформацій в пластичних шарнірах, відношення x/d відстані x між вершиною стислого волокна бетону і пластичною нейтральною віссю до висоти d складеного перерізу, повинно відповідати наступному виразу:

$$x/d \leq \varepsilon_{cu2} / (\varepsilon_{cu2} + \varepsilon_a), \quad (7.4)$$

де ε_{cu2} граничні деформації стиснутого бетону (див. EN 1994-1-1:2004); ε_a загальні деформації в арматурі (сталі) в кінцевому граничному стані.

(8) Правила в (7) даного підрозділу вважаються задовільними, якщо x/d перерізу менше границі, згідно таблиці 7.4.

Таблиця 7.4: Граничні величини x/d для пластичних балок з плитою

Клас пластичності	q	f_y (Н/мм ²)	Верхня границя x/d
DCM (середній)	$1,5 < q \leq 4$	355	0,27
	$1,5 < q \leq 4$	235	0,36
DCH (високий)	$q > 4$	355	,20
	$q > 4$	235	0,27

dissipative zones is obtained from the design resistance provided in EN 1994-1-1:2004 multiplied by a reduction factor of 0,75.

(5) Full shear connection is required when non-ductile connectors are used.

(6) When a profiled steel sheeting with ribs transverse to the supporting beams is used, the reduction factor k_t of the design shear resistance of connectors given by EN 1994-1-1 should be further reduced by multiplying it by the rib shape efficiency factor k_r given in Figure 7.4.

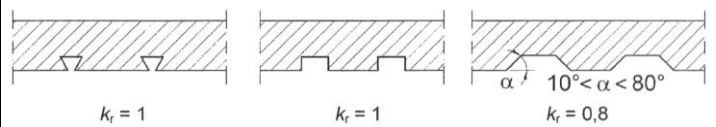


Figure 7.4: Values of the rib shape efficiency factor.

(7) To achieve ductility in plastic hinges, the ratio x/d of the distance x between the top concrete compression fibre and the plastic neutral axis, to the depth d of the composite section, should conform to the following expression:

$$x/d \leq \varepsilon_{cu2} / (\varepsilon_{cu2} + \varepsilon_a), \quad (7.4)$$

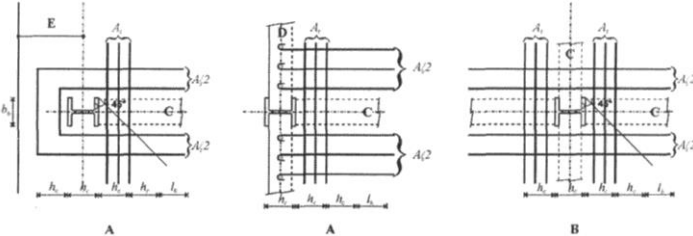
where ε_{cu2} is the ultimate compressive strain of concrete (see EN 1992-1-1:2004); ε_a is the total strain in steel at Ultimate Limit State.

(8) The rule in (7) of this subclause is deemed to be satisfied when x/d of a section is less than the limits given in Table 7.4.

Table 7.4: Limit values of x/d for ductility of beams with slab

Ductility class	q	f_y (N/mm ²)	upper limit x/d
DCM	$1,5 < q \leq 4$	355	0,27
	$1,5 < q \leq 4$	235	0,36
DCH	$q > 4$	355	0,20
	$q > 4$	235	0,27

(9) У дисипативних зонах балок в зонах з'єднання балок з колонами має бути розміщена арматура плити особливої пластичності, яка називається «сейсмічними арматурними стрижнями» (див. рисунок 7.5). Її розрахунок і позначення, наведені використане на рисунку 7.5, визначено в додатку С.



Позначення:

- A Зовнішній вузол
- B Внутрішній вузол
- C Сталева балка
- D Фасадна сталева балка
- E Залізобетонний кінець консольної плити

Рисунок 7.5: План розташування «сейсмічних арматурних стрижнів»

7.6.3 Ефективна ширина плити

(1) Загальна ефективна ширина b_{eff} бетонної полиці, об'єднаної з кожною сталевою стінкою, повинна прийматися як сума часткової ефективної ширини b_{e1} і b_{e2} ділянки полиці з кожного боку центральної лінії сталевої стінки (рисунок 7.6). Часткова розрахункова ширина з кожного боку повинна прийматися як b_e , приведена в таблиці 7.5, але не більше, ніж дійсна ширина b_1 і b_2 , визначена в (2) даного підрозділу.

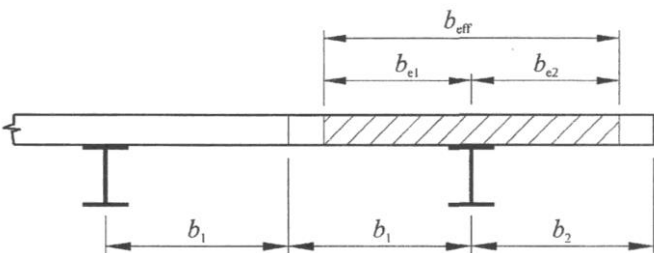
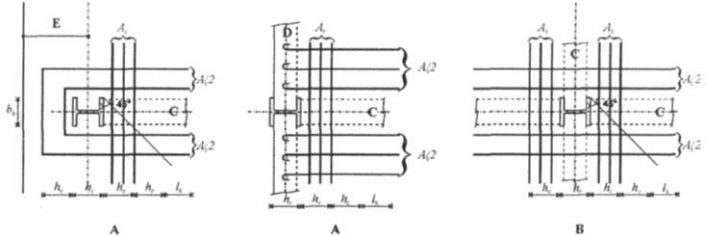


Рисунок 7.6: Визначення ефективної ширини b_e і b_{eff}

(2) Дійсна ширина b кожної ділянки повинна прийматися як половина відстані від балки, що розглядається до суміжної стінки, за винятком, якщо на вільному краю дійсна ширина є відстанню від стінки балки до вільного краю.

(9) In dissipative zones of beams, specific ductile steel reinforcement of the slab called “seismic rebars” (see Figure 7.5), should be present in the connection zone of the beam and the column. Its design and the symbols used in Figure 7.5 are specified in Annex C.



Key

- A Exterior Node
- B Interior Node
- C Steel beam
- D Facade steel beam
- E Reinforced concrete cantilever edge strip

Figure 7.5: Layout of “seismic rebars”

7.6.3 Effective width of slab

(1) The total effective width b_{eff} of concrete flange associated with each steel web should be taken as the sum of the partial effective widths b_{e1} and b_{e2} of the portion of the flange on each side of the centreline of the steel web (Figure 7.6). The partial effective width on each side should be taken as b_e given in Table 7.5, but not greater than the actual available widths b_1 and b_2 defined in (2) of this subclause.

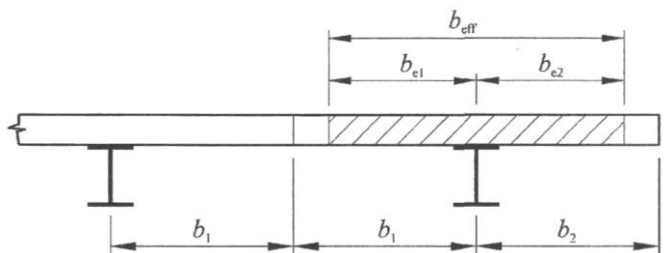
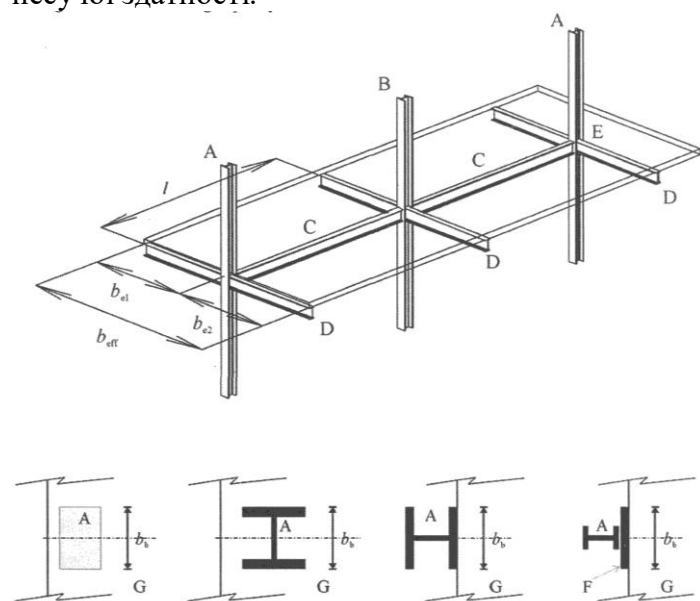


Figure 7.6: Definition of effective width b_e and b_{eff}

(2) The actual width b of each portion should be taken as half the distance from the web to the adjacent web, except that at a free edge the actual width is the distance from the web to the free edge.

(3) Парціальна ефективна ширина b_e плити, яка повинна використовуватися у визначенні пружних і пластичних властивостей складених T -подібних перерізів, виготовлених із сталевго профілю, приєднаних до плити, визначена в таблиці 7.5 і на рисунку 7.7. Дані значення дійсні для балок розташованих, як балки С на рисунку 7.5, а також, якщо розрахунок армування плити і приєднання плити до сталевих балок і колон відповідають додатку С. В таблиці 7.5 такі моментів, які викликають стиск в плиті, вважаються додатними, а такі, які викликають розтяг в плиті, розглядаються як від'ємні. Позначення b_b , h_c , b_e , b_{eff} і l , приведені в таблицях 7.5 I і 7.5 II і визначені на рисунках 7.5, 7.6 і 7.7 b_b , є опорною шириною бетонної плити на колоні в горизонтальному напрямі при їх розташуванні перпендикулярно балці, для якої обчислюється ефективна ширина; дана опорна ширина, можливо, включає додаткові пластини або пристрої, призначені для підвищення їх опорної несучої здатності.

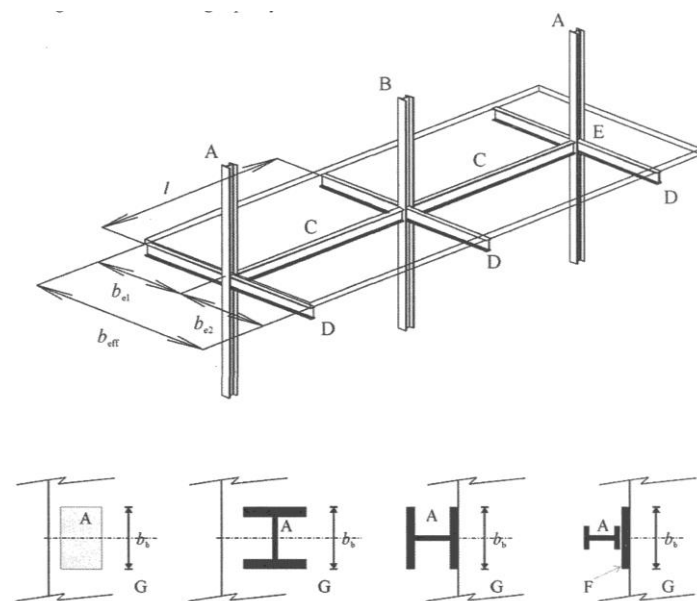
(3) The partial effective width b_e of the slab to be used in the determination of the elastic and plastic properties of the composite T sections made of a steel section connected to a slab are defined in Table 7.5 and Figure 7.7. These values are valid for beams positioned as beams C in Figure 7.5 and if the design of the slab reinforcement and of the connection of the slab to the steel beams and columns are in accordance with Annex C. In Table 7.5 those moments which induce compression in the slab are considered as positive and those which induce tension in the slab are considered as negative. Symbols b_b , h_c , b_e , b_{eff} and l used in Tables 7.5 I and 7.5 II are defined in Figures 7.5, 7.6 and 7.7. b_b is the bearing width of the concrete of the slab on the column in the horizontal direction perpendicular to the beam for which the effective width is computed; this bearing width possibly includes additional plates or devices aiming at increased bearing capacity.



Позначення:

- A Зовнішня колона;
- B Внутрішня колона;
- C Поздовжня балка;
- D Поперечна балка або сталева фасадна балка;
- E Консольний край бетонної смуги;
- F Розширена опора;
- G Бетонна плита

Рисунок 7.7: Визначення елементів в каркасних конструкціях, що сприймають згинаючі моменти



Key

- A Exterior column;
- B Interior column;
- C Longitudinal beam;
- D Transverse beam or steel facade beam;
- E Cantilever concrete edge strip;
- F Extended bearing;
- G Concrete slab

Figure 7.7: Definition of elements in moment frame structures.

Таблиця 7.5 I: Парціальна ефективна ширина b_e плити для пружного розрахунку конструкції

b_e	Поперечний елемент	b_e для I – перерізу (ПРУЖНИЙ РОЗРАХУНОК)
У внутрішній колоні	Є або не має	Для від'ємного M: 0,05l Для додатного M: 0,0375l
У зовнішній колоні	Є	
У зовнішній колоні	Не має або арматурні стрижні не заанкеровані	Для від'ємного M: 0 Для додатного M: 0,025l

Таблиця 7.5 II: Парціальна ефективна ширина b_e плити для оцінки пластичного моменту опору

Знак згинаючого моменту, M	Розташування	Поперечний елемент	b_e для M_{Rd} (Пластичний)
Від'ємний M	Внутрішня колона	Сейсмічні арматурні стрижні	0,1l
Від'ємний M	Зовнішня колона	Всі схеми з арматурними стрижнями, заанкерованими до фасадної балки або до бетонного консольного виступу смуги	0,1l
Від'ємний M	Зовнішня колона	Всі схеми з арматурними стрижнями, не заанкерованими до фасадної балки або до бетонного консольного виступу смуги	0,0
Додатний M	Внутрішня колона	Сейсмічні арматурні стрижні	0,075l
Додатний M	Зовнішня колона	Сталева поперечна балка із сполучними елементами. Бетонна плита аж до зовнішньої поверхні колони Н-подібного перерізу з посиленними осями, орієнтованими як показано на рис. 7.5 або за межами	0,075l

Table 7.5 I: Partial effective width b_e of slab for elastic analysis of the structure

b_e	Transverse element	b_e for I (ELASTIC)
At interior column	Present or not present	For negative M : 0,05 l For positive M : 0,0375 l
At exterior column	Present	
At exterior column	Not present, or re-bars not anchored	For negative M : 0 For positive M : 0,025 l

Table 7.5 II: Partial effective width b_e of slab for evaluation of plastic moment resistance

Sign of bending moment M	Location	Transverse element	b_e for M_{Rd} (PLASTIC)
Negative M	interior column	Seismic re-bars	0,1l
Negative M	Exterior column	All layouts with re-bars anchored to facade beam or to concrete cantilever edge strip	0,1l
Negative M	Exterior column	All layouts with re-bars not anchored to facade beam or to concrete cantilever edge strip	0,0
Positive M	interior column	Seismic re-bars	0,075l
Positive M	Exterior column	Steel transverse beam with connectors. Concrete slab up to exterior face of column of H section with strong axis oriented as in Fig. 7.5 or beyond (concrete edge strip). Seismic re-bars	0,075l

		(бетонного краю смуги). Сейсмичні арматурні стижні	
Додатний М	Зовнішня колона	Не сталева поперечна балка або сталева поперечна балка без сполучних елементів. Бетонна плита аж до зовнішньої поверхні колони Н – по-дібного перерізу з посиленими осями орієнтованими як показано на рис. 7.5 або за межами (край смуги). Сейсмичні арматурні стижні	$b_b/2 + 0,7 h_c/2$
Додатний	Зовнішня колона	Сейсмичні арматурні стижні	$b_b/2 \leq b_{e,max}$ $b_{e,max} = 0,05l$

7.6.4 Збірні колони, повністю замкнені в оболонку

(1) У дисипативних конструкціях критичні зони присутні в каркасах, що чинять опір згинаючим моментам, як на кінцях по всій довжині колони в світлі, так і на ділянках колон, що примикають до ланок в рамно-в'язевому каркасі. Довжина l_{cr} цих критичних зон (у метрах) визначається за формулою (5.14) для класу пластичності М (середній) або за виразом (5.30) для класу пластичності Н (високий) з h_c , що позначає висоту складеного перерізу (у метрах).

(2) Щоб виконати вимоги пластичного повороту і компенсувати втрати опору із-за розтріскування бетонного покриття, має бути дотриманим наступний вираз в границях критичних зон, визначених вище:

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_\phi \cdot v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0,035, \quad (7.5)$$

у якому змінні величини визначені в 5.4.3.2.2(8), а нормалізована розрахункова осьова сила v_d визначається за формулою:

$$v_d = N_{Ed} / N_{p1,Rd} = N_{Ed} / (A_a f_{yd} + A_c f_{cd} + A_s f_{sd}) \quad (7.6)$$

(3) Крок, s , (у міліметрах) обмежуючих хомутив в критичних зонах не повинен перевищувати

Positive М	Exterior column	No steel transverse beam or steel transverse beam without connectors. Concrete slab up to exterior face of column of H section with strong axis oriented as in Fig. 7.5, or beyond (edge strip). Seismic re-bars	$b_b/2 + 0,7 h_c/2$
Positive	Exterior column	Seismic re-bars	$b_b/2 \leq b_{e,max}$ $b_{e,max} = 0,05l$

7.6.4 Fully encased composite columns

(1) In dissipative structures, critical regions are present at both ends of all column clear lengths in moment frames and in the portion of columns adjacent to links in eccentrically braced frames. The lengths l_{cr} of these critical regions (in metres) are specified by expression (5.14) for ductility class M, or by expression (5.30) for ductility class H, with h_c in these expressions denoting the depth of the composite section (in metres).

(2) To satisfy plastic rotation demands and to compensate for loss of resistance due to spalling of cover concrete, the following expression should be satisfied within the critical regions defined above:

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_\phi \cdot v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0,035, \quad (7.5)$$

in which the variables are as defined in 5.4.3.2.2(8) and the normalised design axial force v_d is defined as:

$$v_d = N_{Ed} / N_{p1,Rd} = N_{Ed} / (A_a f_{yd} + A_c f_{cd} + A_s f_{sd}) \quad (7.6)$$

(3) The spacing, s , (in millimetres) of confining hoops in critical regions should not exceed

$s = \min(b_0/2, 260, 9d_{bl})$ в класі пластичності DCM (середній) (7.7)

$s = \min(b_0/2, 175, 8d_{bl})$ в класі пластичності DCH (високий) (7.8)

або в нижній частині нижнього поверху в класі пластичності DCH

$s = \min(b_o / 2, 150, 6d_{bl}),$ (7.9)

де

b_o мінімальний розмір бетонного ядра (до центральної лінії хомутів, в міліметрах);

d_{bl} мінімальний діаметр поздовжніх арматурних стрижнів (у міліметрах).

(4) Діаметр хомутів, d_{bw} , (у міліметрах) має бути, щонайменше

$d_{dw} = 6$ в класі пластичності DCM (7.10)

$d_{dw} = \max(0,35d_{b1, \max} [f_{yd l} / f_{yd w}]^{0,5}, 6)$ в класі пластичності DCH (7.11)

де

$d_{bL, \max}$ максимальний діаметр поздовжніх арматурних стрижнів (у міліметрах).

(5) У критичних зонах відстань між послідовними поздовжніми стрижнями, обмежена відгинами хомутів або поперечними в'язями, не повинна перевищувати 250 мм для класу пластичності DCM (середній) або 200 мм для класу пластичності DCH (високий).

(6) У нижніх двох поверхах будівлі, хомути, відповідно до (3), (4) і (5), повинні влаштовуватися за границями критичних зон на додаткову довжину рівну половині довжини критичних зон.

(7) У дисипативних складених колонах опір на зсув має бути визначений на базі тільки одного конструкційного сталевого профілю.

(8) Залежність між класом пластичності конструкції і допустимою гнучкістю (c/t_f) виступаючої полиці в дисипативних зонах, приведена в таблиці 7.3.

(9) Обмежені хомути можуть виключати локальну втрату стійкості при поздовжньому згині в дисипативних зонах. Обмеження, дані в

$s = \min(b_0/2, 260, 9d_{bl})$ in ductility class DCM; (7.7)

$s = \min(b_0/2, 175, 8 d_{bl})$ in ductility class DCH (7.8)

or at the lower part of the lower storey, in ductility class DCH

$s = \min(b_o / 2, 150, 6d_{bl}),$ (7.9)

where

b_o is the minimum dimension of the concrete core (to the centreline of the hoops, in millimetres);

d_{bl} is the minimum diameter of the longitudinal rebars (in millimetres).

(4) The diameter of the hoops, d_{bw} , (in millimetres) should be at least

$d_{dw} = 6$ in ductility class DCM (7.10)

$d_{dw} = \max(0,35d_{b1, \max} [f_{yd l} / f_{yd w}]^{0,5}, 6)$ in ductility class DCH (7.11)

where

$d_{bL, \max}$ max is the maximum diameter of the longitudinal rebars (in millimetres).

(5) In critical regions, the distance between consecutive longitudinal bars restrained by hoop bends or cross-ties should not exceed 250 mm in ductility class DCM or 200 mm in ductility class DCH.

(6) In the lower two storeys of a building, hoops in accordance with (3), (4) and (5) should be provided beyond the critical regions for an additional length equal to half the length of the critical regions.

(7) In dissipative composite columns, the shear resistance should be determined on the basis of the structural steel section alone.

(8) The relationship between the ductility class of the structure and the allowable slenderness (c/t_f) of the flange outstand in dissipative zones is given in Table 7.3.

(9) Confining hoops can delay local buckling in the dissipative zones. The limits given in Table 7.3 for flange slenderness may be increased if the hoops

таблиці 7.3 для гнучкостей полиць, можуть бути збільшені, якщо хомути влаштовуються з поздовжнім кроком, s , який менше, ніж виступ полиці: $s/c < 1,0$. Для $s/c < 0,5$ межі, приведені в таблиці 7.3, можуть бути збільшені на 50 %. Для значень в границі $0,5 < s/c < 1$, можна використовувати лінійну інтерполяцію.

(10) Діаметр d_{bw} обмежуючих хомутив, що використовується для запобігання втрати стійкості полиці, має бути не менше, ніж

$$d_{bw} = [(b \cdot t_f / 8)(f_{ydf} / f_{ydw})]^{0,5}, \quad (7.12)$$

де b і t_f є шириною і товщиною полиці, відповідно, а f_{ydf} і f_{ydw} представляють розрахункову несучу здатність полиці і арматури відповідно.

7.6.5 Частково укладені в оболонку елементи

(1) У дисипативних зонах, де енергія розсіюється шляхом пластичного згину складеного перерізу, поздовжній крок поперечної арматури для залізобетону, s , повинен задовольняти вимоги **7.6.4(3)** впродовж всієї довжини більшою або рівною l_{cr} для дисипативних зон на кінці елемента і $2l_{cr}$ для дисипативних зон в самому елементі.

(2) У дисипативних елементах опір поперечному зсуву повинен визначатися з урахуванням тільки сталевого профілю конструкції, якщо не застосовуються спеціальні пристрої для мобілізації опору бетонної оболонки на зсув.

(3) Залежність між класом пластичності конструкції і допустимою гнучкістю (c/t) виступаючої частини полиці в дисипативних зонах дана в таблиці 7.3.

are provided at a longitudinal spacing, s , which is less than the flange outstand: $s/c < 1,0$. For $s/c < 0,5$ the limits given in Table 7.3 may be increased by up to 50%. For values of $0,5 < s/c < 1$, linear interpolation may be used.

(10) The diameter d_{bw} of confining hoops used to prevent flange buckling should be not less than

$$d_{bw} = [(b \cdot t_f / 8)(f_{ydf} / f_{ydw})]^{0,5}, \quad (7.12)$$

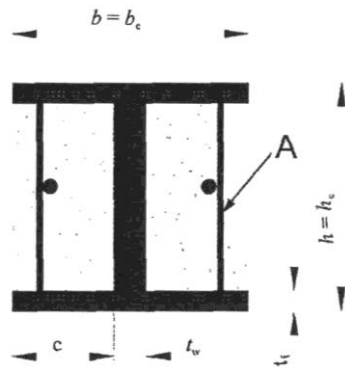
in which b and t_f are the width and thickness of the flange respectively and f_{ydf} and f_{ydw} are the design yield strengths of the flange and reinforcement respectively.

7.6.5 Partially-encased members

(1) In dissipative zones where energy is dissipated by plastic bending of a composite section, the longitudinal spacing of the transverse reinforcement, s , should satisfy the requirements of **7.6.4(3)** over a length greater or equal to l_{cr} for dissipative zones at the end of a member and $2l_{cr}$ for dissipative zones in the member.

(2) In dissipative members, the shear resistance should be determined on the basis of the structural steel section alone, unless special details are provided to mobilise the shear resistance of the concrete encasement.

(3) The relationship between the ductility class of the structure and the allowable slenderness (c/t) of the flange outstand in dissipative zones is given in Table 7.3.



Позначення:

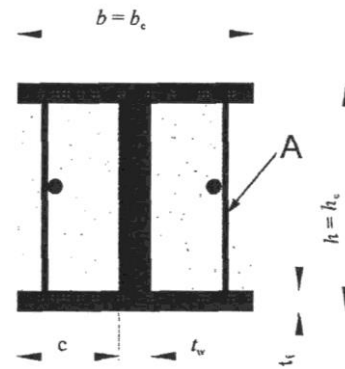
А Додаткові прямі стрижні (ланки)

Рисунок 7.8: Деталі поперечного армування, з додатковими прямими стрижнями (ланками), привареними до полиць.

(4) Прямі ланки (в'язі), приварені до внутрішньої сторони полиць, як показано на рисунок 7.8, додатково до необхідного армування згідно EN 1994-1-1, можуть запобігти локальній втраті стійкості при поздовжньому згині в дисипативних зонах. В цьому випадку, границі, приведені в таблиці 7.3 для гнучкостей полиць, можуть бути збільшені, якщо ці стрижні розташовані з поздовжнім кроком, s_1 , який менше, ніж виступаюча полиця: $s_1/c < 1,0$. Для відношення $s_1/c < 0,5$ граничних значень, приведених в Таблиці 7.3, можуть бути збільшені аж до 50 %. Для значень $0,5 < s_1/c < 1,0$ можна використовувати лінійну інтерполяцію. Додаткові прямі ланки (в'язі) повинні також відповідати правилам (5) і (6) даного підрозділу.

(5) Діаметр, d_{bw} , додаткових прямих ланок (в'язей), згаданих в (4) даного підрозділу, повинен прийматися, щонайменше, 6 мм. Якщо задіяні поперечні в'язі, щоб затримати локальну втрату стійкості при поздовжньому згині полиці, як описано в (4), то d_{bw} має бути не менше значення, що визначається за формулою (7.12).

(6) Додаткові прямі ланки (в'язі), на які є посилання в (4), повинні приварюватися до полиць на обох кінцях і несуча здатність зварки має бути не менше, ніж границя міцності прямих в'язей на розтяг. Цілісна бетонна оболонка завтовшки хоча б 20 мм, але не більш 40 мм, повинна застосовуватися для цих в'язей.



Key

А Additional straight bars (links)

Figure 7.8: Detail of transverse reinforcement, with the additional straight bars (links) welded to the flanges.

(4) Straight links welded to the inside of the flanges, as shown in Figure 7.8, additional to the reinforcements required by EN 1994-1-1, can delay local buckling in the dissipative zones. In this case, the limits given in Table 7.3 for flange slenderness may be increased if these bars are provided at a longitudinal spacing, s_1 , which is less than the flange outstand: $s_1/c < 1,0$. For $s_1/c < 0,5$ the limits given in Table 7.3 may be increased by up to 50%. For values of $0,5 < s_1/c < 1,0$ linear interpolation may be used. The additional straight links should also conform to the rules in (5) and (6) of this subclause.

(5) The diameter, d_{bw} , of the additional straight links referred to in (4) of this subclause should be at least 6 mm. When transverse links are employed to delay local flange buckling as described in (4), d_{bw} should be not less than the value given by expression (7.12).

(6) The additional straight links referred to in (4) should be welded to the flanges at both ends and the capacity of the welds should be not less than the tensile yield strength of the straight links. A clear concrete cover of at least 20 mm, but not exceeding 40 mm, should be provided to these links.

(7) Розрахунок частково укладених в оболонку елементів може враховувати опір тільки сталевому профілю або складний опір сталевому профілю і бетонної оболонки.

(8) Розрахунок частково укладених в оболонку елементів, в яких передбачається, що тільки сталева частина вносить свій внесок до опору елементу, може здійснюватися відповідно до положень розділу 6, але для розрахунку несучої здатності повинні застосовуватися положення 7.5.2(4) і (5) і 7.5.3(3).

7.6.6 Замонолічені збірні колони

(1) Залежність між класом пластичності і допустимою гнучкістю d/t або h/t дані в таблиці 7.3.

(2) Опір зсуву дисипативних колон повинен визначатися на базі конструкції сталевому профілю або на базі залізобетонного перерізу із сталевим порожнистим профілем, що приймається як арматура для сприйняття сил зсуву.

(3) У недисипативних елементах опір колон зсуву повинен визначатися відповідно до EN 1994-1-1.

7.7 Проектування і детальні правила для моментних рам

7.7.1 Спеціальні критерії

(1)P Застосовуються вимоги 6.6.1(1)P.

(2)P Збірні балки повинні розраховуватися з умов пластичності і так, щоб підтримувалася цілісність бетону.

(3) Залежно від розташування дисипативних зон, застосовуються положення як 7.5.1(4), так і 7.5.2(5).

(4) Необхідна схема утворення пластичного шарніра повинна досягатися при дотриманні правил, приведених в 4.4.2.3, 7.7.3, 7.7.4 і 7.7.5.

(7) The design of partially-encased composite members may take into account the resistance of the steel section alone, or the composite resistance of the steel section and of concrete encasement.

(8) The design of partially-encased members in which only the steel section is assumed to contribute to member resistance may be carried out in accordance with the provisions of Section 6, but the capacity design provisions of 7.5.2(4) and (5) and 7.5.3(3) should be applied.

7.6.6 Filled Composite Columns

(1) The relationship between the ductility class of the structure and the allowable slenderness d/t or h/t is given in Table 7.3.

(2) The shear resistance of dissipative columns should be determined on the basis of the structural steel section or on the basis of the reinforced concrete section with the steel hollow section taken only as shear reinforcement.

(3) In non-dissipative members, the shear resistance of the column should be determined in accordance with EN 1994-1-1.

7.7 Design and detailing rules for moment frames

7.7.1 Specific criteria

(1)P 6.6.1(1)P applies.

(2)P The composite beams shall be designed for ductility and so that the integrity of the concrete is maintained.

(3) Depending on the location of the dissipative zones, either 7.5.2(4) or 7.5.2(5) applies.

(4) The required hinge formation pattern should be achieved by observing the rules given in 4.4.2.3, 7.7.3, 7.7.4 and 7.7.5.

7.7.2 Розрахунок

(1) Р Розрахунок конструкції повинен проводитися на основі характеристик перерізу, визначених в 7.4.

(2) У балках необхідно враховувати дві згинаючі жорсткості: EI_1 для ділянки прогону, представленого додатними (прогинами) згинаючими моментами (ділянка без тріщин), і EI_2 для ділянки прольоту, з від'ємним згином (ділянка з тріщинами).

(3) Розрахунок може бути альтернативно виконаний з урахуванням всієї балки і еквівалентного моменту інерції площі перерізу I_{eq} постійного для всього прольоту:

$$I_{eq} = 0,6 I_1 + 0,4 I_2 \quad (7.13)$$

(4) Для складених колон згинаюча жорсткість визначається за формулою:

$$(EI)_c = 0,9 (EI_a + r E_{cm} I_c + EI_s) \quad (7.14)$$

де
 E і E_{cm} модулі пружності сталі і бетону, відповідно;
 r редуційний коефіцієнт, залежний від типу поперечного перерізу колони;
 I_a , I_c і I_s означають моменти інерції площі перерізу сталевого профілю, бетону і арматурних стрижнів, відповідно.

ПРИМІТКА. Значення, встановлені для r для застосування в країні, можна знайти в Національному додатку до даного документа. Рекомендоване значення рівне $r = 0,5$.

7.7.3 Правила для балок і колон

(1) Р Проектування збірних балок Т-подібного перерізу повинне відповідати вимогам 7.6.2. Частково укладені в оболонку балки повинні задовольняти 7.6.5.

(2) Р Балки повинні перевірятися на поперечний згин і поперечний згин з крученням відповідно до EN 1994-1-1, при допущенні утворення від'ємного пластичного моменту на одному кінці балки.

7.7.2 Analysis

(1) P The analysis of the structure shall be performed on the basis of the section properties defined in 7.4.

(2) In beams, two different flexural stiffnesses should be taken into account: EI_1 for the part of the spans submitted to positive (sagging) bending (uncracked section) and EI_2 for the part of the span submitted to negative (hogging) bending (cracked section).

(3) The analysis may alternatively be performed taking into account for the entire beam an equivalent second moment of area I_{eq} constant for the entire span:

$$I_{eq} = 0,6 I_1 + 0,4 I_2 \quad (7.13)$$

(4) For composite columns, the flexural stiffness is given by:

$$(EI)_c = 0,9 (EI_a + r E_{cm} I_c + EI_s) \quad (7.14)$$

where
 E і E_{cm} are the modulus of elasticity for steel and concrete respectively;
 r is the reduction factor depending on the type of column cross-section;
 I_a , I_c and I_s denote the second moment of area of the steel section, of the concrete and of the rebars respectively.

NOTE The value ascribed to r for use in a country may be found in its National Annex of this document. The recommended value is $r = 0,5$.

7.7.3 Rules for beams and columns

(1) P Composite T beam design shall conform to 7.6.2. Partially encased beams shall conform to 7.6.5.

(2) P Beams shall be verified for lateral and lateral torsional buckling in accordance with EN 1994-1-1, assuming the formation of a negative plastic moment at one end of the beam.

<p>(3) Застосовується 6.6.2(2).</p> <p>(4) Збірні розкоси не повинні використовуватися як дисипативні балки.</p> <p>(5) P Застосовується 6.6.3(1)P.</p> <p>(6) У колонах, де формуються пластичні шарніри, як встановлено в 7.7.1(1), перевірка припускає, що $M_{pl,Rd}$ реалізується в цих шарнірах пластичності.</p> <p>(7) Наступний вираз повинен застосовуватися для всіх складених колон:</p> $N_{Ed}/N_{pl,Rd} < 0,30 \quad (7.15)$ <p>(8) Перевірка опору колон повинна проводитися відповідно до підрозділу 4.8 EN 1994-1-1:2004.</p> <p>(9) Поперечна сила в колоні V_{Ed} (з розрахунку) повинна обмежуватися відповідно до виразу (6.4).</p>	<p>(3) 6.6.2(2) applies.</p> <p>(4) Composite trusses should not be used as dissipative beams.</p> <p>(5)P 6.6.3(1)P applies.</p> <p>(6) In columns where plastic hinges form as stated in 7.7.1(1), the verification should assume that $M_{pl,Rd}$ is realised in these plastic hinges.</p> <p>(7) The following expression should apply for all composite columns:</p> $N_{Ed}/N_{pl,Rd} < 0,30 \quad (7.15)$ <p>(8) The resistance verifications of the columns should be made in accordance with EN 1994-1-1:2004, 4.8.</p> <p>(9) The column shear force V_{Ed} (from the analysis) should be limited in accordance with expression (6.4).</p>
<p>7.7.4 З'єднання балок з колонами</p>	<p>7.7.4 Beam to column connections</p>
<p>(1) Застосовуються положення приведені в 6.6.4.</p>	<p>(1) The provisions given in 6.6.4 apply.</p>
<p>7.7.5 Умова для ігнорування складеного характеру балок з плитою</p>	<p>7.7.5 Condition for disregarding the composite character of beams with slab.</p>
<p>(1) P Пластичний опір перерізу балки, сполученої з плитою (нижня або верхня межа пластичного опору дисипативних зон) може обчислюватися з урахуванням тільки сталевого профілю (проекування відповідно до концепції c), як це визначено в 7.1.2), якщо плита повністю від'єднана від сталевго каркаса в круговій зоні навколо колони діаметром $2b_{eff}$, при існуючій ширині b_{eff} більшою ефективних значень ширини балок, приєднаних до цієї колони.</p>	<p>(1) P The plastic resistance of a beam section composite with slab (lower or upper bound plastic resistance of dissipative zones) may be computed taking into account only the steel section (design in accordance with concept c) as defined in 7.1.2) if the slab is totally disconnected from the steel frame in a circular zone around a column of diameter $2b_{eff}$, with b_{eff} being the larger of the effective widths of the beams connected to that column.</p>
<p>(2) Для умов (1)P, поняття «повністю від'єднана» означає, що не існує контакту між плитою і будь-якою вертикальною стороною якого-небудь сталевго елемента (наприклад, колони, зсувної в'язі, сполучної пластини, гофрованої полиці, сталевго настилу, прикріпленого до полиці сталевго профілю).</p>	<p>(2) For the purposes of (1)P, "totally disconnected" means that there is no contact between slab and any vertical side of any steel element (e.g. columns, shear connectors, connecting plates, corrugated flange, steel deck nailed to flange of steel section).</p>
<p>(3) У частково укладених в оболонку балках</p>	<p>(3) In partially encased beams, the contribution</p>

<p>необхідно брати до уваги бетон між полицями сталевих профілю.</p>	<p>of concrete between the flanges of the steel section should be taken into account.</p>
<p>7.8 Проектування і детальні правила для складених концентричних в'язевих каркасів</p>	<p>7.8 Design and detailing rules for composite concentrically braced frames</p>
<p>7.8.1 Спеціальні критерії</p>	<p>7.8.1 Specific criteria</p>
<p>(1)P Застосовується 6.7.1(1)P.</p>	<p>(1)P 6.7.1(1)P applies.</p>
<p>(2)P Колони і балки мають бути або з конструкційної сталі або збірними.</p>	<p>(2)P Columns and beams shall be either structural steel or composite.</p>
<p>(3)P Зв'язки мають бути з конструкційної сталі</p>	<p>(3)P Braces shall be structural steel.</p>
<p>(4) Застосовується 6.7.1(2)P.</p>	<p>(4) 6.7.1(2)P applies</p>
<p>7.8.2 Розрахунок</p>	<p>7.8.2 Analysis</p>
<p>(1) Застосовується положення 6.7.2.</p>	<p>(1) The provisions given in 6.7.2 apply.</p>
<p>7.8.3 Діагональні елементи</p>	<p>7.8.3 Diagonal members</p>
<p>(1) Застосовується положення 6.7.3.</p>	<p>(1) The provisions given in 6.7.3 apply.</p>
<p>7.8.4 Балки і колони</p>	<p>7.8.4 Beams and columns</p>
<p>(1) Застосовуються положення 6.7.4.</p>	<p>(1) The provisions given in 6.7.4 apply.</p>
<p>7.9. Проектування і детальні правила для складених ексцентричних каркасів</p>	<p>7.9 Design and detailing rules for composite eccentrically braced frames</p>
<p>7.9.1 Спеціальні критерії</p>	<p>7.9.1 Specific criteria</p>
<p>(1)P Збірні каркаси з ексцентричними в'язями повинні проектуватися так, щоб дисипативний вплив відбувався, в основному, через пластичні деформації при згині або зсуві сейсмічних ланок (в'язей). Решта всіх елементів повинна залишатися пружною і слід передбачити заходи проти руйнування вузлів з'єднання.</p>	<p>(1)P Composite frames with eccentric bracings shall be designed so that the dissipative action will occur essentially through yielding in shear of the links. All other members shall remain elastic and failure of connections shall be prevented.</p>
<p>(2)P Колони, балки і в'язі мають бути або з металоконструкцій або збірними.</p>	<p>(2)P Columns, beams and braces shall be either structural steel or composite.</p>
<p>(3)P В'язі, колони і сегменти балок поза сегментами сейсмічних ланок повинні проектуватися так, щоб залишатися пружними при дії максимальних сил, які можуть бути утворені в стані текучості або циклічного деформаційного зміцнення ланок балки.</p>	<p>(3)P The braces, columns and beam segments outside the link segments shall be designed to remain elastic under the maximum forces that can be generated by the fully yielded and cyclically strain-hardened beam link.</p>
<p>(4) P Застосовується 6.8.1(2)P.</p>	<p>(4)P 6.8.1(2)P applies.</p>

7.9.2 Розрахунок

(1)P Розрахунок конструкцій ґрунтується на характеристиках перерізу, визначених в 7.4.2.

(2) У балках беруться до уваги дві згинальні жорсткості: EI_1 для ділянки прогону, схильного до додатного (прогону) згинаючого моменту (ділянка без тріщин), і EI_2 для ділянки прогону, представленого від'ємним (вигином) моментом (ділянка з тріщинами).

7.9.3 Ланки (в'язі)

(1)P Сейсмичні ланки повинні виготовлятися із сталевих профілів, можливо, складеними з плитами. Вони можуть бути не замкнуті в оболонку.

(2) Застосовуються правила до сейсмичних ланок і їх ребер жорсткості, виконаних з кутиків, приведені в 6.8.2. З'єднання мають бути короткими або проміжною довжини з максимальною довжиною e :

- У конструкціях, де два пластичні шарніри утворюватимуться на кінцях ланок

$$e = 2M_{p, \text{link}} / V_{p, \text{link}} \quad (7.16)$$

- У конструкціях, де один пластичний шарнір утворюватиметься на одному кінці сейсмичної ланки

$$e < M_{p, \text{link}} / V_{p, \text{link}} \quad (7.17)$$

Визначення $M_{p, \text{link}}$ і $V_{p, \text{link}}$ дані в 6.8.2(3). Для оцінки $M_{p, \text{link}}$ беруться до уваги тільки сталеві компоненти перерізу ланки без урахування роботи бетонної плити.

(3) Коли сейсмичні ланки приєднуються до конструкції залізобетонної колони або укладеної в оболонку колони, лицьові опорні пластини повинні встановлюватися з обох сторін сейсмичної ланки на лицьовій частині колони і на кінцевій частині ланки. Ці опорні пластини повинні відповідати 7.5.4.

(4) Проектування з'єднань балок з колонами, суміжних з дисипативними сейсмичними ланками, повинне відповідати 7.5.4.

(5) З'єднання повинні відповідати вимогам з'єднань ексцентричних сталевих рамно-в'язевих каркасів згідно з 6.8.4.

7.9.2 Analysis

(1)P The analysis of the structure is based on the section properties defined in 7.4.2.

(2) In beams, two different flexural stiffnesses are taken into account: EI_1 for the part of the spans submitted to positive (sagging) bending (uncracked section) and EI_2 for the part of the span submitted to negative (hogging) bending (cracked section).

7.9.3 Links

(1)P Links shall be made of steel sections, possibly composite with slabs. They may not be encased.

(2) The rules on seismic links and their stiffeners given in 6.8.2 apply. Links should be of short or intermediate length with a maximum length e :

- In structures where two plastic hinges would form at link ends

$$e = 2M_{p, \text{link}} / V_{p, \text{link}} \quad (7.16)$$

- In structures where one plastic hinge would form at one end of a link

$$e < M_{p, \text{link}} / V_{p, \text{link}} \quad (7.17)$$

The definitions of $M_{p, \text{link}}$ and $V_{p, \text{link}}$ are given in 6.8.2(3). For $M_{p, \text{link}}$, only the steel components of the link section, disregarding the concrete slab, are taken into account in the evaluation.

(3) When the seismic link frames into a reinforced concrete column or an encase column, face bearing plates should be provided on both sides of the link at the face of the column and in the end section of the link. These bearing plates should conform to 7.5.4.

(4) The design of beam/column connections adjacent to dissipative links should conform to 7.5.4.

(5) Connections should meet the requirements of the connections of eccentrically braced steel frames as in 6.8.4.

7.9.4 Елементи, що не містять сейсмічних ланок

(1) Елементи, що не містять сейсмічних ланок, повинні відповідати правилам встановленим в **6.8.3**, зважаючи на складний опір сталі і бетону у разі збірних елементів, і відповідні правила для елементів відповідно до **7.6**. і EN 1994-1-1:2004.

(2) Якщо сейсмічна ланка примикає до повністю замкнутої в оболонку збірної колони, необхідно забезпечити поперечне армування, що відповідає вимогам **7.6.4** зверху і знизу з'єднання ланки.

(3) У разі складеної в'язі, що знаходиться під дією розтягуючої напруги, при оцінці опору в'язі повинно братися до уваги тільки поперечний переріз сталевих профілю.

7.10 Проектування і детальні правила для конструктивних систем, що виконуються із залізобетонних стін, що працюють на зсув, об'єднаних із структурними сталевими елементами

7.10.1 Спеціальні критерії

(1)Р Положення даного підрозділу застосовуються до складених конструктивних систем, що належать до одного з трьох типів, визначених в **7.3.1 e**).

(2)Р Конструктивні системи типу 1 і 2 повинні проектуватися так, щоб забезпечити роботу стін на зсув і на розсіювання енергії у вертикальних сталевих профілях і у вертикальній арматурі. Заповнення повинні зв'язуватися затягуваннями з граничними елементами для запобігання їх роз'єднанню.

(3)Р У конструктивних системах типу 1 поверх, що працює на сприйняття перерізуючих сил, повинен забезпечити передачу зсуву стіні на межі розділу між стіною і балками.

(4)Р Конструктивні системи типу 3 мають бути запроектовані так, щоб забезпечити можливість розсіювання енергії в поперечних стінах, що працюють на зсув, і в з'єднаннях балок.

7.9.4 Members not containing seismic links

(1) The members not containing seismic links should conform to the rules in **6.8.3**, taking into account the combined resistance of steel and concrete in the case of composite elements and the relevant rules for members in **7.6** and in EN 1994-1-1:2004.

(2) Where a link is adjacent to a fully encased composite column, transverse reinforcement meeting the requirements of **7.6.5** should be provided above and below the link connection.

(3) In case of a composite brace under tension, only the cross-section of the structural steel section should be taken into account in the evaluation of the resistance of the brace.

7.10 Design and detailing rules for structural systems made of reinforced concrete shear walls composite with structural steel elements

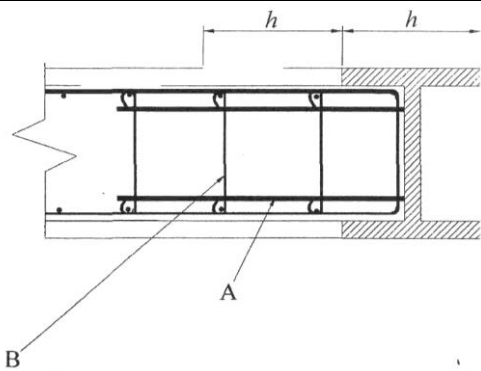
7.10.1 Specific criteria

(1)P The provisions in this subclause apply to composite structural systems belonging in one of the three types defined in **7.3.1e**.

(2)P Structural system types 1 and 2 shall be designed to behave as shear walls and dissipate energy in the vertical steel sections and in the vertical reinforcement. The infills shall be tied to the boundary elements to prevent separation.

(3)P In structural system type 1, the storey shear forces shall be carried by horizontal shear in the wall and in the interface between the wall and beams.

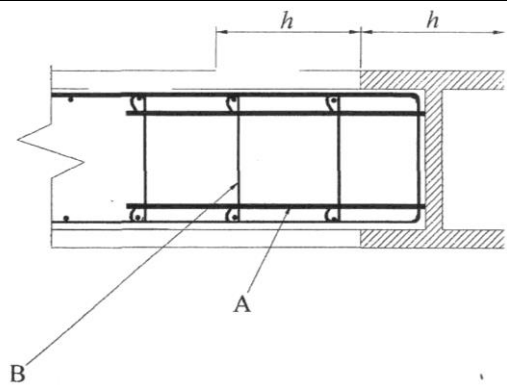
(4)P Structural system type 3 shall be designed to dissipate energy in the shear walls and in the coupling beams



Позначення

- A арматурні стрижні, приварені до колони;
- B поперечна армування

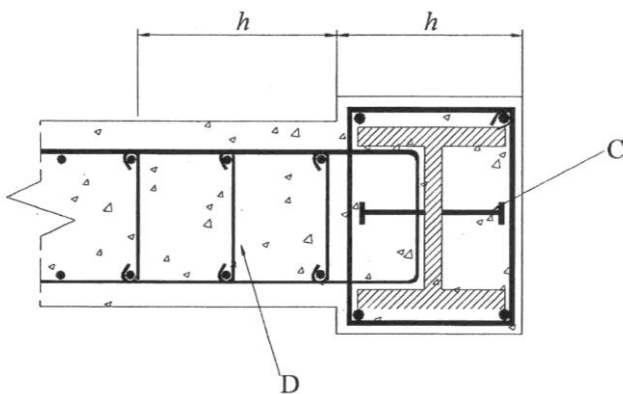
Рисунок 7.9а: Деталі, частково замкнуті в оболонку складових граничних елементів (деталі поперечного армування для класу пластичності DCH).



Key

- A bars welded to column;
- B transverse reinforcement

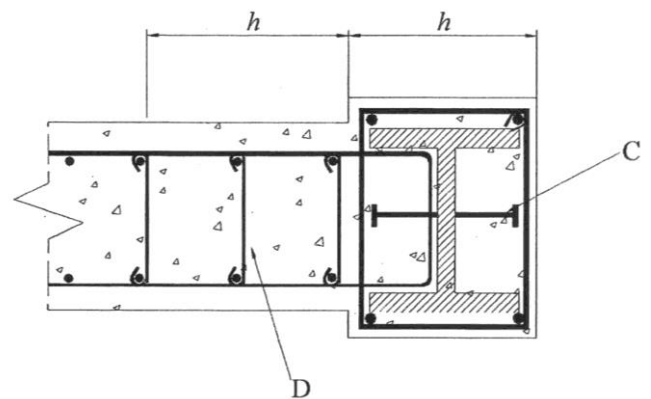
Figure 7.9a: Details of partially encased composite boundary elements (details of transverse reinforcements are for ductility class DCH).



Позначення:

- C сполучний елемент, що працює на зсув
- D поперечний анкер

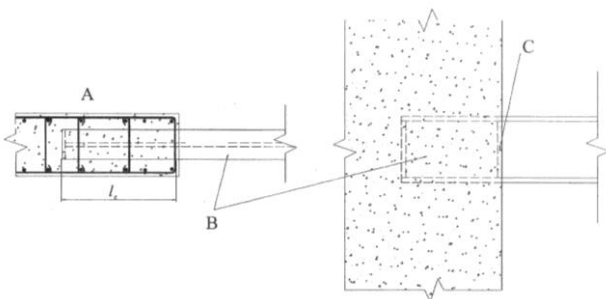
Рисунок 7.9б: Деталі повністю замкнені в оболонку складових граничних елементів (деталі поперечного армування для класу пластичності DCH).



Key

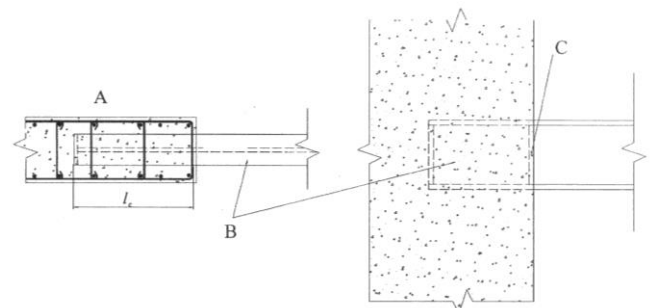
- C shear connectors;
- D cross tie

Figure 7.9b: Details of fully encased composite boundary elements (details of transverse reinforcements are for ductility class DCH).



Позначення:

- A додаткове армування стіни в заглибленій сталевій балці



Key

- A Additional wall reinforcement at embedment of steel beam;

В сталевая сполучна балка
С фасадна опорна плита

Рисунок 7.10: Деталі з'єднання балки, заглибленої в стіну (деталі для високого класу пластичності DCH).

7.10.2 Розрахунок

(1)P Аналіз конструкції повинен ґрунтуватися на характеристиках прокатного профілю, визначених в розділі 5 для бетонних стін згідно з 7.4.2 для складених балок.

(2)P У конструктивних системах типу 1 або 2, коли вертикальні повністю або частково замкнені в оболонку конструктивні сталеві профілі працюють як граничні елементи заповнення із залізобетонних панелей, розрахунок повинен виконуватися з припущення, що ефект сейсмічного впливу в цих вертикальних граничних елементах забезпечується дією тільки осьових сил.

(3) Ці осьові сили повинні визначатися з припущення, що зусилля зсуву передаються залізобетонній стіні і що всі гравітаційні і перекидаючі сили підтримуються стіною, яка працює на зсув, що діє спільно з вертикальними граничними елементами.

(4) У конструктивній системі типу 3, якщо використовуються збірні в'язеві балки, застосовується 7.7.2(2) і (3).

7.10.3 Детальні правила для складених стін середнього класу пластичності DCM

(1)P Залізобетонні панелі заповнення каркаса в конструктивній системі типу 1 і залізобетонні стіни в системах типу 2 і 3 повинні відповідати вимогам розділу 5 для пластичних стін, відповідним концепції пластичності високого рівня DCM.

(2)P Частково замкнутий в оболонку сталевий профіль, який застосовується як граничні елементи залізобетонних панелей, повинен належати до класу поперечного перерізу, що відноситься до показника поведінки роботи конструкції, як вказано в таблиці 7.3.

В Steel coupling beam;
С Force bearing plate

Figure 7.10: Details of coupling beam framing into a wall (details are for ductility class DCH)

7.10.2 Analysis

(1)P The analysis of the structure shall be based on the section properties defined in Section 5 for concrete walls and in 7.4.2 for composite beams.

(2) P In structural systems of type 1 or type 2, when vertical fully encased or partially encased structural steel sections act as boundary members of reinforced concrete infill panels, the analysis shall be made assuming that the seismic action effects in these vertical boundary elements are axial forces only.

(3) These axial forces should be determined assuming that the shear forces are carried by the reinforced concrete wall and that the entire gravity and overturning forces are carried by the shear wall acting composedly with the vertical boundary members.

(4) In structural system of type 3, if composite coupling beams are used, 7.7.2(2) and (3) apply.

7.10.3 Detailing rules for composite walls of ductility class DCM

(1)P The reinforced concrete infill panels in Type 1 and the reinforced concrete walls in Types 2 and 3 shall meet the requirements of Section 5 for ductile walls of DCM.

(2)P Partially encased steel sections used as boundary members of reinforced concrete panels shall belong to a class of cross-section related to the behaviour factor of the structure as indicated in Table 7.3.

(3)Р Повністю замкнутий в оболонку сталевий профіль, який застосовується як граничні елементи в залізобетонних панелях, повинен проектуватися відповідно до **7.6.4**.

(4)Р Частково замкнуті в оболонку конструктивні сталеві профілі, які застосовуються як граничні елементи залізобетонних панелей, повинні проектуватися відповідно до **7.6.5**.

(5) Зрізний штифт з головкою або в'язева арматура (приварені до, заанкеровані через отвори в сталевих елементах або заанкеровані навколо сталевого елементу) повинні забезпечувати передачу вертикальних і горизонтальних сил зсуву між металоконструкціями граничних елементів і залізобетоном.

7.10.4 Детальні правила для в'язевих балок середнього класу пластичності DCM

(1)Р В'язеві балки повинні мати довжину закладання в залізобетонну стіну, достатню для опору найбільш несприятливій комбінації моменту і перерізуючих сил, викликаних згином і міцністю на зсув в'язевих балок. Глибина закладання l_e повинна братися такою, яка починається усередині першого шару поперечної арматури в стіні граничного елементу (див. Рисунок 7.10). Довжина закладання l_e має бути не менше 1,5 висоти в'язевої балки.

(2)Р Проектування з'єднань балки зі стіною повинне виконуватися відповідно до **7.5.4**.

(3) Вертикальна арматура стіни, визначена в **7.5.4(9)** і **(10)** з розрахунковою осьовою міцністю рівної міцності на зсув в'язевої балки, повинна розташовуватися над заглибленою довжиною балки на дві треті частини сталевого профілю, розташованого над першою половиною глибини закладання. Ця арматура стіни повинна розповсюджуватися на довжину рівну, щонайменше, однієї довжини анкера вище і нижче за полицю в'язевої балки. Допускається використання вертикальної арматури, розміщеної для інших цілей, таких як вертикальних граничних елементів, як частини необхідної вертикальної арматури. Поперечна арматура повинна відповідати вимогам **7.6**.

(3)P Fully encased structural steel sections used as boundary members in reinforced concrete panels shall be designed in accordance with **7.6.4**.

(4)P Partially encased structural steel sections used as boundary members of reinforced concrete panels shall be designed in accordance with **7.6.5**.

(5) Headed shear studs or tie reinforcement (welded to, anchored through holes in the steel members or anchored around the steel member) should be provided to transfer vertical and horizontal shear forces between the structural steel of the boundary elements and the reinforced concrete.

7.10.4 Detailing rules for coupling beams of ductility class DCM

(1)P Coupling beams shall have an embedment length into the reinforced concrete wall sufficient to resist the most adverse combination of moment and shear generated by the bending and shear strength of the coupling beam. The embedment length l_e shall be taken to begin inside the first layer of the confining reinforcement in the wall boundary member (see Figure 7.10). The embedment length l_e shall be not less than 1,5 times the height of the coupling beam

(2)P The design of beam/wall connections shall conform to **7.5.4**.

(3) The vertical wall reinforcements, defined in **7.5.4(9)** and **(10)** with design axial strength equal to the shear strength of the coupling beam, should be placed over the embedment length of the beam with two-thirds of the steel located over the first half of the embedment length. This wall reinforcement should extend a distance of at least one anchorage length above and below the flanges of the coupling beam. It is permitted to use vertical reinforcement placed for other purposes, such as for vertical boundary members, as part of the required vertical reinforcement. Transverse reinforcement should conform to **7.6**.

7.10.5 Додаткові детальні правила для високого класу пластичності DCH

(1)Р Повинне використовуватися поперечне армування для хомутів складових граничних елементів, як частково так і повністю замкнених в оболонку. Армування повинна продовжуватися на відстань $2h$ в бетонні стіни, де h є висотою граничного елемента в площині стіни (див. Рисунок 7.9а) і b)).

(2)Р Вимоги до сейсмічних ланок в каркасах з ексцентричними в'язями застосовуються до в'язевих балок.

7.11 Проектування і детальні правила для складених сталевих плит стін, що працюють на зсув

7.11.1 Спеціальні критерії

(1)Р Збірні сталеві плити стін, що працюють на зсув, повинні проектуватися так, щоб пластичні деформації відбувалися шляхом зсуву сталеві плити.

(2) Сталевій плиті необхідно додати жорсткість з однією або з двох сторін бетонним заповненням і додатковим залізобетонним заповненням для того, щоб запобігти поздовжньому згину сталі.

7.11.2 Розрахунок

(1) Розрахунок конструкції повинен ґрунтуватися на характеристиках матеріалів і сталевого профілю, визначених в 7.4.2. і 7.6.

7.11.3 Детальні правила

(1)Р Необхідно перевірити, щоб

$$V_{Ed} < V_{Rd} \quad (7.18)$$

з опором на зсув, який визначається за формулою:

$$V_{Rd} = A_{pl} \cdot f_{yd} / \sqrt{3} \quad (7.19)$$

де

f_{yd} розрахункова границя текучості плити; і
 A_{pl} горизонтальна площа плити

(2)Р З'єднання між плитою і граничними

7.10.5 Additional detailing rules for ductility class DCH.

(1)P Transverse reinforcement for confinement of the composite boundary members, either partially or fully encased, shall be used. Reinforcement shall extend to a distance of $2h$ into the concrete walls where h is the depth of the boundary element in the plane of the wall (see Figure 7.9a) and b)).

(2)P The requirements for the links in frames with eccentric bracings apply to the coupling beams.

7.11 Design and detailing rules for composite steel plate shear walls

7.11.1 Specific criteria

(1)P Composite steel plate shear walls shall be designed to yield through shear of the steel plate.

(2) The steel plate should be stiffened by one or two sided concrete encasement and attachment to the reinforced concrete encasement in order to prevent buckling of steel.

7.11.2 Analysis

(1) The analysis of the structure should be based on the materials and section properties defined in 7.4.2 and 7.6.

7.11.3 Detailing rules

(1)P It shall be checked that

$$V_{Ed} < V_{Rd} \quad (7.18)$$

with the shear resistance given by:

$$V_{Rd} = A_{pl} \cdot f_{yd} / \sqrt{3} \quad (7.19)$$

Where

f_{yd} is the design yield strength of the plate; and
 A_{pl} is the horizontal area of the plate.

(2)P The connections between the plate and the

елементами (колоннами і балками), також як з'єднання між плитою і бетонним покриттям повинні проектуватися так, щоб в плиті могла повністю реалізуватися границя текучості.

(3)Р Сталева плита повинна приєднуватись без розривів на всіх кінцях до конструктивної системи металевго каркаса і граничних елементів зварюванням і /або болтами для розвитку напруження текучості плити при зсуві.

(4)Р Граничні елементи мають бути запроектовані відповідно до вимог **7.10**.

(5) Товщина бетону має бути не менше 200 мм, якщо він знаходиться з одного боку і 100 мм з кожного боку, якщо розташовується з обох боків.

(6) Мінімальний відсоток армування в обох напрямках має бути не менше 0,25 %.

(7) Отвори в сталевій плиті необхідно підсилити, як вимагається за розрахунком.

7.12 Контроль проектування і будівництва

(1) Для контролю проектування і будівництва застосовується **6.11**.

boundary members (columns and beams), as well as the connections between the plate and the concrete encasement, shall be designed such that full yield strength of the plate can be developed.

(3)P The steel plate shall be continuously connected on all edges to structural steel framing and boundary members with welds and/or bolts to develop the yield strength of the plate in shear.

(4)P The boundary members shall be designed to meet the requirements of **7.10**.

(5) The concrete thickness should be not less than 200 mm when it is provided on one side and 100 mm on each side when provided on both sides.

(6) The minimum reinforcement ratio in both directions shall be not less than 0,25%.

(7) Openings in the steel plate shall be stiffened as required by analysis.

7.12 Control of design and construction

(1) For the control of design and construction, **6.11** applies.

8 СПЕЦІАЛЬНІ ПРАВИЛА ДЛЯ ДЕРЕВ'ЯНИХ БУДІВЕЛЬ

8.1 Загальні відомості

8.1.1 Сфера застосування

(1)P Для проектування дерев'яних будівель застосовується EN 1995. Наступні правила є додатковими до приведених в EN 1995.

8.1.2 Визначення

(1)P Терміни, що застосовуються в даному розділі, мають такі визначення:

пластичність при статичному навантаженні
відношення між граничною деформацією і деформацією в кінці пружної поведінки, яке оцінюється при псевдостатичних випробуваннях (див. 8.3(3)P);

напівжорсткі з'єднання

з'єднання із значною гнучкістю, вплив яких повинен братися до уваги в розрахунках конструкцій відповідно до EN 1995 (наприклад, з'єднання на шпонках);

жорсткі з'єднання

з'єднання з незначною гнучкістю відповідно до EN 1995 (наприклад клейові з'єднання цілісного дерева);

з'єднання на шпонках

з'єднання на механічних кріпленнях типу шпонок (цвяхи, скоби, шурупи, шпонки, болти і так далі, навантажені перпендикулярно до їх власних осей);

теслярські з'єднання

з'єднання, в яких навантаження передаються за допомогою областей тиску і без механічних кріплень (наприклад, косий надріз (врубка), шпилька, напівстик);

8.1.3 Проектні концепції

(1)P Сейсмостійкі дерев'яні будівлі повинні проектуватися відповідно до однієї з наступних концепцій:

- дисипативна поведінка конструкції;
- низько-дисипативна поведінка конструкції;

8 SPECIFIC RULES FOR TIMBER BUILDINGS

8.1 General

8.1.1 Scope

(1)P For the design of timber buildings EN 1995 applies. The following rules are additional to those given in EN 1995.

8.1.2 Definitions

(1)P The following terms are used in this section with the following meanings:

static ductility

ratio between the ultimate deformation and the deformation at the end of elastic behaviour evaluated in quasi-static cyclic tests (see 8.3(3)P);

semi-rigid joints

joints with significant flexibility, the influence of which has to be taken into account in structural analysis in accordance with EN 1995 (e.g. dowel-type joints);

rigid joints

joints with negligible flexibility in accordance with EN 1995 (e.g. glued solid timber joints);

Dowel-type joints

joints with dowel-type mechanical fasteners (nails, staples, screws, dowels, bolts etc.) loaded perpendicular to their axis;

Carpenter joints

joints, where loads are transferred by means of pressure areas and without mechanical fasteners (e.g. skew notch, tenon, half joint).

8.1.3 Design concepts

(1)P Earthquake-resistant timber buildings shall be designed in accordance with one of the following concepts:

- dissipative structural behaviour;
- low-dissipative structural behaviour.

(2) У концепції а) береться до уваги здатність частини конструкції (дисипативні зони) протистояти сейсмічним діям за границею їх пружності. При використанні проектного спектру, визначеного в 3.2.2.5, показник поведінки q може прийматися більше, ніж 1,5. Значення q залежить від класу пластичності (дивися 8.3).

(3)Р Конструкція, що проектується відповідно до концепції а) повинна належати до класу структурної пластичності типу М (середній) або Н (високий). Конструкція, що належить до даного класу пластичності, повинна відповідати спеціальним вимогам в одному або більше слідуєчих аспектів: тип конструкції, тип і здатність з'єднань до пластичного обертання.

(4)Р Дисипативні зони повинні розташовуватися у вузлах і з'єднаннях, тоді як самі дерев'яні елементи вважається, що працюють пружно.

(5) Властивості дисипативних зон повинні визначатися випробуваннями, як на окремих вузлах, так і всієї конструкції або її частин відповідно до EN 12512.

(6) У концепції б) ефекти дії обчислюються на основі загального пружного розрахунку без урахування нелінійних властивостей матеріалу. Якщо використовується проектний спектр реакції, визначений в 3.2.2.5, параметр поведінки q не повинен перевищувати 1,5. Опір елементів і з'єднань повинен обчислюватися відповідно до EN 1995-1-1:2004 без яких-небудь додаткових вимог. Дана концепція відноситься до класу пластичності L (низький) і підходить тільки для певних структурних типів конструкцій (див. Таблицю 8.1).

8.2 Матеріали і властивості дисипативних зон

(1)Р Застосовуються відповідні положення EN 1995. Що стосується властивостей сталі, то застосуються EN 1993.

(2)Р Якщо використовується концепція дисипативної поведінки конструкції, застосуються наступні положення:

а) тільки матеріали і механічні кріплення, що забезпечують відповідну низьку циклічну втому, можуть використовуватися в стиках, що відносяться до дисипативних зон;

(2) In concept a) the capability of parts of the structure (dissipative zones) to resist earthquake actions out of their elastic range is taken into account. When using the design spectrum defined in 3.2.2.5, the behaviour factor q may be taken as being greater than 1,5. The value of q depends on the ductility class (see 8.3).

(3)P Structures designed in accordance with concept a) shall belong to structural ductility classes M or H. A structure belonging to a given ductility class shall meet specific requirements in one or more of the following aspects: structural type, type and rotational ductility capacity of connections.

(4)P Dissipative zones shall be located in joints and connections, whereas the timber members themselves shall be regarded as behaving elastically.

(5) The properties of dissipative zones should be determined by tests either on single joints, on whole structures or on parts thereof in accordance with prEN 12512.

(6) In concept b) the action effects are calculated on the basis of an elastic global analysis without taking into account non-linear material behaviour. When using the design spectrum defined in 3.2.2.5, the behaviour factor q should not be taken greater than 1,5. The resistance of the members and connections should be calculated in accordance with EN 1995-1:2004 without any additional requirements. This concept is termed ductility class L (low) and is appropriate only for certain structural types (see Table 8.1).

8.2 Materials and properties of dissipative zones

(1)P The relevant provisions of EN 1995 apply. With respect to the properties of steel elements, EN 1993 applies.

(2)P When using the concept of dissipative structural behaviour, the following provisions apply:

a) only materials and mechanical fasteners providing appropriate low cycle fatigue behaviour may be used in joints regarded as dissipative zones;

b) клейові стики повинні відноситися до недисипативних зон;
c) можуть використовуватися тільки теслярські стики, якщо вони забезпечують достатню здатність розсіювати енергію, без наявності ризику крихкого руйнування при зсуві або розтягуючих напружень перпендикулярних волокнам деревини. Рішення щодо застосування повинне ґрунтуватися на результатах відповідних випробувань.

(3) Передбачається, що умова (2) P a) даного підрозділу задовольняється, якщо повністю виконується положення 8.3(3)P .

(4) Для матеріалів обшивок стін і діафрагм, що працюють на зсув, передбачається, що умова (2)P a) цього підрозділу виконуються, якщо виконуються наступні умови:

- a) деревостружкові плити мають щільність, принаймні, 650 кг/м³;
- b) фанерна обшивка повинна мати товщину, принаймні, 9 мм;
- c) деревостружкова і деревоволокниста обшивка має бути, хоча б 13 мм завтовшки;

(5)P Сталеві матеріали для з'єднань повинні відповідати наступним умовам:

- a) всі сполучні елементи зі сталі, повинні виконувати відповідні вимоги згідно з EN 1993;
- b) властивості пластичності з'єднань в розкосах між матеріалами обшивки і дерев'яних каркасів в класах конструктивної пластичності M або H (див. (8.3)) мають бути випробувані на відповідність вимог 8.3(3)P при циклічних навантаженнях на необхідну комбінацію сполучених частин і кріплень.

8.3 Класи пластичності і показники поведінки

(1)P Дерев'яні будівлі, залежно від їх пластичних властивостей і здатності поглинати енергію при сейсмічних впливах, повинні відноситися до одного з трьох класів пластичності L (низький), M (середній) або H (високий) представлені в таблиці 8.1, де також дані відповідні верхні границі показників поведінки.

ПРИМІТКА. Географічні обмеження щодо використання класів пластичності M і H можуть бути знайдені у відповідному Національному додатку.

b) glued joints shall be considered as non-dissipative zones;

c) carpenter joints may only be used when they can provide sufficient energy dissipation capacity, without presenting risks of brittle failure in shear or tension perpendicular to the grain. The decision on their use shall be based on appropriate test results.

(3) (2)P a) of this subclause is deemed to be satisfied if 8.3(3)P is fulfilled.

(4) For sheathing-material in shear walls and diaphragms, (2)P a) is deemed to be satisfied, if the following conditions are met:

- a) particleboard-panels have a density of at least 650 kg/m³;
- b) plywood-sheathing is at least 9 mm thick;
- c) particleboard - and fibreboard-sheathing are at least 13 mm thick.

(5)P Steel material for connections shall conform to the following conditions:

- a) all connection elements made of cast steel shall fulfil the relevant requirements in EN 1993;
- b) The ductility properties of the connections in trusses and between the sheathing material and the timber framing in Ductility Class M or H structures (see (8.3)) shall be tested for compliance with 8.3(3)P by cyclic tests on the relevant combination of the connected parts and fastener.

8.3 Ductility classes and behaviour factors

(1)P Depending on their ductile behaviour and energy dissipation capacity under seismic actions, timber buildings shall be assigned to one of the three ductility classes L, M or H as given in Table 8.1, where the corresponding upper limit values of the behaviour factors are also given.

NOTE Geographical limitations on the use of ductility classes M and H may be found in the relevant National Annex.

Таблиця 8.1: Проектні концепції, структурні типи і верхні граничні значення показника поведінки для трьох класів пластичності

Проектні концепції і класи пластичності	q	Приклади конструкцій
Низька здатність до дисипації енергії - DCL	1,5	Консолі; балки; арки з вомо або трьома шарнірними вузлами; ферми з вузловими сполучними елементами
Середня здатність до дисипації енергії - DCM	2	Клеєні стінові панелі з клеєними діафрагмами, що сполучаються за допомогою цвяхів і болтів; Ферми зі шпонковими і болтовими з'єднаннями; Змішані структури, що складаються з дерев'яних рам (що чинять опір горизонтальним силам) і не несучого заповнювача
	2,5	Статично невизначні порталні рами із шпонковими і болтовими з'єднаннями (див. 8.1.3(3) P)
Висока здатність до дисипації енергії - DCH	3	Цвяхові стінові панелі з клеєною діафрагмою, сполучені на цвяхах і болтах; ферми з цвяховими з'єднаннями.
	4	Статично невизначні порталні рами із шпонковими і болтовими з'єднаннями (див. 8.1.3(3) P)
	5	Цвяхові стінові панелі з цвяховими діафрагмами, сполучені на цвяхах і болтах

(2) Якщо будівля змінна по висоті (див. **4.2.3.3**), то значення q , приведені в таблиці 8.1, слід зменшити на 20 %, але не слід приймати нижче, ніж $q = 1,5$ (див. **4.2.3.1(7)** і таблицю 4.1).

(3)P Для впевненого використання приведених значень показника поведінки, дисипативні зони повинні мати здатність до пластичної деформації

Table 8.1: Design concept, Structural types and upper limit values of the behaviour factors for the three ductility classes.

Design concept and ductility class	q	Examples of structure
Low capacity to dissipate energy - DCL	1,5	Cantilevers; Beams; Arches with two or three pinned joints; Trusses joined with connectors.
Medium capacity to dissipate energy - DCM	2	Glued wall panels with glued diaphragms, connected with nails and bolts; Trusses with doweled and bolted joints; Mixed structures consisting of timber framing (resisting the horizontal forces) and non-load bearing infill
	2,5	Hyperstatic portal frames with doweled and bolted joints (see 8.1.3(3)P).
High capacity to dissipate energy - DCH	3	Nailed wall panels with glued diaphragms, connected with nails and bolts; Trusses with nailed joints.
	4	Hyperstatic portal frames with doweled and bolted joints (see 8.1.3(3)P).
	5	Nailed wall panels with nailed diaphragms, connected with nails and bolts.

(2) If the building is non-regular in elevation (see **4.2.3.3**) the q -values listed in Table 8.1 should be reduced by 20%, but need not be taken less than $q = 1,5$ (see **4.2.3.1(7)** and Table 4.1).

(3)P In order to ensure that the given values of the behaviour factor may be used, the dissipative zones shall be able to deform plastically for at least three

для, принаймні, не менше 3 повних повторних циклів при статичному коефіцієнті пластичності 4 для класу структурної пластичності М і при статичному коефіцієнті пластичності 6 для класу структурної пластичності Н, з втратою опору не більше 20 %.

(4) Положення (3)Р цього підрозділу і 8.2(2) а) і також 8.2(5) б) можуть розглядатися як задовільні в дисипативних зонах всіх структурних типів, якщо задоволені наступні вимоги:

а) в шпонкових, болтових і цвяхових з'єднаннях дерево-к-дереву і сталь-к-дереву, мінімальна товщина елементів з'єднання складає $10d$, при діаметрі кріплення d не більш 12 мм.

б) у стінах і діафрагмах, що працюють на зсув, матеріал обшивки на дерев'яній основі має мінімальну товщину $4d$, причому діаметр цвяхів d не перевищує 3,1 мм.

Якщо приведені вище вимоги не виконуються, але мінімальна товщина елементів складає у випадку а) $8d$, а у випадку б) $3d$, можна використовувати зменшені значення показника поведінки q , приведені в таблиці 8.2.

Таблиця 8.2: Структурні типи і зменшені верхні границі показників поведінки q

Структурні типи	Показник поведінки q
Статично невизначувана портал рама з шпонковим або болтовим кріплення	2,5
Сінові панелі і діафрагми з цвяховим кріпленням	4,0

(5) Якщо конструкції мають різні і незалежні властивості в двох горизонтальних напрямках, показник q , який використовується для обчислення ефектів сейсмічного впливу в кожному основному напрямі, повинен відповідати властивостям структурної системи в цьому напрямі і може бути різним.

8.4 Структурний аналіз

(1)Р При проведенні розрахунку слід враховувати зсув у вузлах з'єднання конструкції.

fully reversed cycles at a static ductility ratio of 4 for ductility class M structures and at a static ductility ratio of 6 for ductility class H structures, without more than a 20% reduction of their resistance.

(4) The provisions of (3)P of this subclause and of 8.2(2) a) and 8.2(5) b) may be regarded as satisfied in the dissipative zones of all structural types if the following provisions are met:

a) in doweled, bolted and nailed timber-to-timber and steel-to-timber joints, the minimum thickness of the connected members is $10 \cdot d$ and the fastener-diameter d does not exceed 12 mm;

b) In shear walls and diaphragms, the sheathing material is wood-based with a minimum thickness of $4d$, where the nail diameter d does not exceed 3,1 mm.

If the above requirements are not met, but the minimum member thickness of $8d$ and $3d$ for case a) and case b), respectively, is assured, reduced upper limit values for the behaviour factor q , as given in Table 8.2, should be used.

Table 8.2: Structural types and reduced upper limits of behaviour factors

Structural types	Behaviour factor q
Hyperstatic portal frames with doweled and bolted joints	2,5
Nailed wall panels with nailed diaph	4,0

(5) For structures having different and independent properties in the two horizontal directions, the q factors to be used for the calculation of the seismic action effects in each main direction should correspond to the properties of the structural system in that direction and can be different.

8.4 Structural analysis

(1)P In the analysis the slip in the joints of the structure shall be taken into account.

(2)P Слід використовувати значення модуля E_0 для миттєвого (ударного) навантаження (на 10 % вище, ніж модуль при короткочасному навантаженні).

(3) Діафрагми перекриття можна вважати за жорсткі в структурній моделі без подальшої перевірки, якщо виконуються обидві приведені нижче умови:

- a) застосовуються детальні правила для горизонтальних діафрагм, згідно з 8.5.3 і
- b) їх отвори трохи впливають на загальну жорсткість перекриттів в плані.

8.5 Детальні правила

8.5.1 Загальні відомості

(1)P Приведені в 8.5.2 і 8.5.3 детальні правила, застосовуються для сейсмостійких частин конструкцій, спроектованих згідно з концепцією дисипативної поведінки конструкції (класи пластичності M і H).

(2)P Конструкції з дисипативними зонами слід проектувати так, щоб ці зони розташовувалися головним чином в тих частинах конструкції, де пластичні деформації або місцева втрата стійкості при поздовжньому згині, або інші явища, викликані гістерезисною поведінкою, не впливали на загальну стійкість конструкції.

8.5.2 Детальні правила для елементів з'єднання

(1)P Елементи, що працюють на стиск, і з'єднання цих елементів (наприклад, столярні з'єднання), які можуть руйнуватися із-за деформацій, викликаних зміною знаку навантаження, слід проектувати так, щоб уникнути роз'єднання і зберегти їх початкове розташування.

(2)P Болти і штирі слід ущільнити і щільно закріпити в отворах. Великі болти і штирі ($d > 16$ мм) не слід використовувати в з'єднаннях дерево-до-дерева і сталь-до-дерева, за винятком комбінації з дерев'яними сполучними елементами.

(3) Штирі і гладкі цвяхи, а також скоби не слід застосовувати без додаткового захисту від висмикування.

(2)P An E_0 -modulus-value for instantaneous loading (10% higher than the short term one) shall be used.

(3) Floor diaphragms may be considered as rigid in the structural model without further verification, if both of the following conditions are met:

- a) the detailing rules for horizontal diaphragms given in 8.5.3 are applied; and
- b) their openings do not significantly affect the overall in-plane rigidity of the floors.

8.5 Detailing rules

8.5.1 General

(1)P The detailing rules given in 8.5.2 and 8.5.3 apply for earthquake-resistant parts of structures designed in accordance with the concept of dissipative structural behavior (Ductility classes M and H).

(2)P Structures with dissipative zones shall be designed so that these zones are located mainly in those parts of the structure where yielding or local buckling or other phenomena due to hysteretic behaviour do not affect the overall stability of the structure.

8.5.2 Detailing rules for connections

(1)P Compression members and their connections (e.g. carpenter joints), which may fail due to deformations caused by load reversals, shall be designed in such a way that they are prevented from separating and remain in their original position.

(2)P Bolts and dowels shall be tightened and tight fitted in the holes. Large bolts and dowels ($d > 16$ mm) shall not be used in timber-to-timber and steel-to-timber connections, except in combination with timber connectors.

(3) Dowels, smooth nails and staples should not be used without additional provision against withdrawal.

(4) У разі розтягу перпендикулярного до волокон деревини, для уникнення розщеплювання застосовуються додаткові заходи (наприклад, метал з цвяховим з'єднанням або фанерні листи).

8.5.3 Детальні правила для горизонтальних діафрагм

(1)P При сейсмічній дії на горизонтальні діафрагми, застосовується EN 1995-1-1:2004 з наступними змінами:

- a) не слід використовувати підвищуючий показник 1,2 для підвищення стійкості кріплення по краях листів;
- b) якщо листи розташовані в шаховому порядку, не слід використовувати підвищуючий коефіцієнт 1,5 для кроку між цвяхами по краях переривчастої панелі;
- c) розподіл перерізуючих сил в діафрагмах слід оцінювати, зважаючи на розташування в плані поперечного навантаження, що сприймається вертикальними елементами.

(2)P Всі краї обшивки, які не з'єднуються з елементами каркаса, мають бути оперті і з'єднані з поперечними вкладишами, розташованими між дерев'яними балками. Вкладиші (бобишки) слід також встановити в горизонтальних діафрагмах над поперечними вертикальними елементами, що сприймають навантаження (наприклад, стіни).

(3)P Слід забезпечити безперервність балок, включаючи ригелі між суміжними балками перекриття (біля краю отвору), де діафрагма порушується отворами.

(4)P Без проміжних поперечних блокуючих балок (вкладишів) на всю висоту балок, співвідношення висоти до ширини (h/b) дерев'яних балок має бути менше 4.

(5)P Якщо $a_g \cdot S \geq 0,2 \cdot g$, то інтервал між кріпильними елементами в областях розриву слід зменшити на 25 %, але він не може бути менше мінімального інтервалу, приведенного в EN 1995-1:2004.

(6)P Коли перекриття розглядаються як жорсткі в плані диски, то виключається зміна протяжності прольоту балки над опорами, де горизонтальні сили передаються вертикальним елементам (наприклад, стіни, що працюють на зсув).

(4) In the case of tension perpendicular to the grain, additional provisions should be met to avoid splitting (e.g. nailed metal or plywood plates).

8.5.3 Detailing rules for horizontal diaphragms

(1)P For horizontal diaphragms under seismic actions EN 1995-1-1:2004 applies with the following modifications:

- a) the increasing factor 1,2 for resistance of fasteners at sheet edges shall not be used;
- b) when the sheets are staggered, the increasing factor of 1,5 for the nail spacing along the discontinuous panel edges shall not be used;
- c) the distribution of the shear forces in the diaphragms shall be evaluated by taking into account the in-plan position of the lateral load resisting vertical elements.

(2)P All sheathing edges not meeting on framing members shall be supported on and connected to transverse blocking placed between the wooden beams. Blocking shall also be provided in the horizontal diaphragms above the lateral load resisting vertical elements (e.g. walls).

(3)P The continuity of beams shall be ensured, including the trimmer joists in areas where the diaphragm is disturbed by holes.

(4)P Without intermediate transverse blocking over the full height of the beams, the height-to-width ratio (h/b) of the timber beams should be less than 4.

(5)P If $a_g \cdot S \geq 0,2 \cdot g$, the spacing of fasteners in areas of discontinuity shall be reduced by 25%, but not to less than the minimum spacing given in EN 1995-1:2004.

(6)P When floors are considered as rigid in plan for structural analysis, there shall be no change of span-direction of the beams over supports, where horizontal forces are transferred to vertical elements (e.g. shear-walls).

8.6 Перевірка безпеки

(1)P Значення міцності дерев'яного пиломатеріалу слід визначати з урахуванням коефіцієнта k_{mod} для миттєвого навантаження згідно з EN 1995-1-1:2004.

(2)P Для перевірки кінцевого граничного стану (Ductility class L) конструкцій, запроектованих згідно концепції низкодисипативної їх поведінки (клас пластичності L), застосовуються парціальні показники властивостей матеріалу γ_M для основного поєднання навантажень відповідно до EN 1995.

(3)P Для перевірки кінцевого граничного стану (Ductility classes M or H) конструкцій, запроектованих згідно концепції їх дисипативної поведінки (класи пластичності M або H), застосовуються парціальні показники властивостей матеріалу γ_M для випадкового поєднання навантажень відповідно до EN 1995.

(4)P Для того, щоб забезпечити розвиток пластичних деформацій в дисипативних зонах при циклічному навантаженні, всі інші структурні елементи і з'єднання слід проектувати з достатнім запасом міцності. Особливо вимоги щодо забезпечення запасу міцності стосуються:

- анкерних в'язей і будь-яких елементів з'єднання з масивними допоміжними елементами;
- з'єднань між горизонтальними діафрагмами і поперечними вертикальними елементами, що сприймають навантаження.

(5) Столярні з'єднання не представляють ризику крихкого руйнування, якщо перевірка дотичної напруги виконується згідно з EN 1995 з урахуванням додаткового парціального показника 1,3.

8.7 Контроль проектування і будівництва

(1)P Застосовуються положення, приведені в EN 1995.

(2)P На кресленнях проекту мають бути вказані наступні конструктивні елементи і дані специфікації по їх спеціальному контролю в ході будівництва:

8.6 Safety verifications

(1)P The strength values of the timber material shall be determined taking into account the k_{mod} -values for instantaneous loading in accordance with EN 1995-1-1:2004.

(2)P For ultimate limit state verifications of structures designed in accordance with the concept of non-dissipative structural behaviour (Ductility class L), the partial factors for material properties γ_M for fundamental load combinations from EN 1995 apply.

(3)P For ultimate limit state verifications of structures designed in accordance with the concept of dissipative structural behaviour (Ductility classes M or H), the partial factors for material properties γ_M for accidental load combinations from EN 1995 apply.

(4)P In order to ensure the development of cyclic yielding in the dissipative zones, all other structural members and connections shall be designed with sufficient overstrength. This overstrength requirement applies especially to:

- anchor-ties and any connections to massive sub-elements;
- connections between horizontal diaphragms and lateral load resisting vertical elements.

(5) Carpenter joints do not present risks of brittle failure if the verification of the shear stress in accordance with EN 1995 is made with an additional partial factor of 1,3.

8.7 Control of design and construction

(1)P The provisions given in EN 1995 apply.

(2)P The following structural elements shall be identified on the design drawings and specifications for their special control during construction shall be provided:

- анкерні в'язі і будь-які елементи кріплення до фундаменту;
- діагональні розтягнуті сталеві ферми, вживані в системі в'язей;
- з'єднання між горизонтальними діафрагмами і поперечними вертикальними елементами, що сприймають навантаження;
- сполучні елементи між панелями обшивки і дерев'яним каркасом в горизонтальних і вертикальних діафрагмах.

(3)P Слід здійснювати спеціальний контроль, що відноситься до властивостей матеріалів і точності виконання будівельних робіт.

- anchor-ties and any connections to foundation elements;
- diagonal tension steel trusses used for bracing;
- connections between horizontal diaphragms and lateral load resisting vertical elements;
- connections between sheathing panels and timber framing in horizontal and vertical diaphragms.

(3)P The special construction control shall refer to the material properties and the accuracy of execution.

9 СПЕЦІАЛЬНІ ПРАВИЛА ДЛЯ КАМ'ЯНИХ БУДІВЕЛЬ

9.1 Сфера застосування

(1)Р Цей розділ застосовується для проектування будівель з неармованої, обмеженої в об'ємі, а також армованої кам'яної кладки в сейсмічних районах.

(2)Р Для проектування кам'яних будівель застосовується EN 1996. Приведені нижче правила є додатковими до EN 1996.

9.2 Матеріали і схеми перев'язки цегляної кладки

9.2.1 Типи елементів кам'яної кладки

(1) Елементи кам'яної кладки повинні мати достатню міцність для уникнення локальних крихких руйнувань.

ПРИМІТКА. Для виконання вимоги (1) Національний додаток може використовувати типи елементів кам'яної кладки згідно з таблицею 3.1 EN 1996-1:2004.

9.2.2 Мінімальна міцність елементів кам'яної кладки

(1) За винятком випадків низької сейсмічності, нормована міцність на стиск елементів кам'яної кладки, отримана згідно з EN 772-1, має бути не менше наступних мінімальних значень:

-нормально до лицьової поверхні: $f_{b,min}$;
-паралельно до лицьової поверхні в площині стіни: $f_{bh,min}$.

ПРИМІТКА. Значення коефіцієнтів $f_{b,min}$ і $f_{bh,min}$ для використання в певній країні, можуть бути знайдені у відповідному Національному додатку до даного документа. Значення, що рекомендуються: $f_{b,min} = 5 \text{ Н/мм}^2$; $f_{bh,min} = 2 \text{ Н/мм}^2$.

9.2.3 Будівельний розчин

(1) Мінімальна міцність будівельного розчину $f_{m,min}$ зазвичай перевищує мінімум, приведений в EN 1996.

ПРИМІТКА. Значення $f_{m,min}$ для використання в певній країні, знаходиться у відповідному Національному додатку до даного документа. Значення, що рекомендується $f_{m,min} = 5 \text{ Н/мм}^2$ для неармованої кладки або кладки в об'ємі і $f_{m,min} = 10 \text{ Н/мм}^2$ для армованої кладки.

9 SPECIFIC RULES FOR MASONRY BUILDINGS

9.1 Scope

(1)P This section applies to the design of buildings of unreinforced, confined and reinforced masonry in seismic regions.

(2)P For the design of masonry buildings EN 1996 applies. The following rules are additional to those given in EN 1996.

9.2 Materials and bonding patterns

9.2.1 Types of masonry units

(1) Masonry units should have sufficient robustness in order to avoid local brittle failure.

NOTE The National Annex may select the type of masonry units from EN 1996-1:2004, Table 3.1 that satisfy (1).

9.2.2 Minimum strength of masonry units

(1) Except in cases of low seismicity, the normalised compressive strength of masonry units, derived in accordance with EN 772-1, should be not less than the minimum values as follows:

– normal to the bed face: $f_{b,min}$;
– parallel to the bed face in the plane of the wall: $f_{bh,min}$.

NOTE The values ascribed to $f_{b,min}$ and $f_{bh,min}$ for use in a country may be found in its National Annex of this document. The recommended values are $f_{b,min} = 5 \text{ N/mm}^2$ $f_{bh,min} = 2 \text{ N/mm}^2$.

9.2.3 Mortar

(1) A minimum strength is required for mortar, $f_{m,min}$, which generally exceeds the minimum specified in EN 1996.

NOTE The value ascribed to $f_{m,min}$ for use in a country may be found in its National Annex of this document. The recommended value is $f_{m,min} = 5 \text{ N/mm}^2$ for unreinforced or confined masonry and $f_{m,min} = 10 \text{ N/mm}^2$ for reinforced masonry.

9.2.4 Перев'язка цегляної кладки

(1) Існує три альтернативні класи перев'язувальних з'єднань кладки:

- a) з'єднання, повністю залиті будівельним розчином;
- b) не залиті розчином з'єднання;
- c) не залиті розчином з'єднання з механічним зв'язком між елементами кам'яної кладки.

ПРИМІТКА. Національний додаток може містити вказівки про те, який саме з приведених вище трьох класів допускається до застосування в країні.

9.3 Типи конструкцій і показники поведінки

(1) Залежно від типу кам'яної кладки, яка використовується для сейсмічно стійких елементів, кам'яні будівлі слід відносити до одного з наступних типів конструкцій:

- a) конструкції з неармованої кам'яної кладки;
- b) конструкції з обмеженої кам'яної кладки (кладка в обіймі);
- c) конструкції з армованої кам'яної кладки.

ПРИМІТКА 1. Сюди також відносяться системи кам'яної кладки, які забезпечують збільшення пластичності конструкції (див. Примітка 2 до таблиці 9.1).

ПРИМІТКА 2. У цьому розділі не розглядаються каркаси із заповненням кам'яною кладкою.

(2) Із-за низької границі міцності на розтяг і низької пластичності неармована кам'яна кладка, яка відповідає тільки положенням EN 1996, має низьку здатність поглинати енергію (DCL) і її застосування слід обмежити за умови, що ефективна товщина стін, t_{ef} , складає не менше мінімального значення, $t_{ef,min}$.

ПРИМІТКА 1. Умови, при яких неармовану кам'яну кладку, яка відповідає тільки положенням EN 1996, можна використовувати в певній країні, можуть бути знайдені в Національному додатку до цього документа. Застосування цієї кладки рекомендується тільки у разі низької сейсмічності (Див. 3.2.1(4)).

ПРИМІТКА 2. Значення $t_{ef,min}$ неармованій кам'яній кладці, яке відповідає положенням EN 1996, і призначене для використання в певній країні, знаходиться в Національному додатку до цього документа. Значення $t_{ef,min}$, що рекомендуються, знаходяться в колонці 2, другого і третього рядків таблиці 9.2.

9.2.4 Masonry bond

(1) There are three alternative classes of perpendicular joints:

- a) joints fully grouted with mortar;
- b) ungrouted joints;
- c) ungrouted joints with mechanical interlocking between masonry units.

NOTE The National Annex may specify which ones among the three classes above will be allowed to be used in a country or parts of the country.

9.3 Types of construction and behaviour factors

(1) Depending on the masonry type used for the seismic resistant elements, masonry buildings should be assigned to one of the following types of construction:

- a) unreinforced masonry construction;
- b) confined masonry construction;
- c) reinforced masonry construction;

NOTE 1 Construction with masonry systems which provide an enhanced ductility of the structure is also included (see Note 2 to Table 9.1).

NOTE 2 Frames with infill masonry are not covered in this section.

(2) Due to its low tensile strength and low ductility, unreinforced masonry that follows the provisions of EN 1996 alone is considered to offer low-dissipation capacity (DCL) and its use should be limited, provided that the effective thickness of walls, t_{ef} , is not less than a minimum value, $t_{ef,min}$.

NOTE 1 The conditions under which unreinforced masonry that follows the provisions of EN 1996 alone may be used in a country, may be found in its National Annex to this document. Such use is recommended only in low seismicity cases (see 3.2.1(4)).

NOTE 2 The value ascribed to $t_{ef,min}$ for use in a country of unreinforced masonry that follows the provisions of EN 1996 alone, may be found in its National Annex of this document. The recommended values of $t_{ef,min}$ are those in the 2nd column, 2nd and 3rd rows of Table 9.2.

(3) Для умов, приведених в (2) цього підрозділу, можна не застосовувати неармовану кам'яну кладку, яка відповідає положенням цього Єврокоду, якщо значення $a_{g,S}$ перевищує певну границю, $a_{g,urm}$.

ПРИМІТКА. Значення $a_{g,urm}$ для застосування в певній країні, може бути знайдене у відповідному Національному додатку до цього документа. Це значення не може бути менше мінімальної границі для областей з низькою сейсмічністю. Значення, наказане $a_{g,urm}$ має бути сумісне із значеннями, прийнятими для мінімальної міцності стінового каменя $f_{b,min}$, $f_{bh,min}$ і будівельного розчину $f_{m,min}$. Для значень, рекомендованих в примітках до 9.2.2 і 9.3.2, значення $a_{g,urm}$, що рекомендується, складає 0,20 g.

(4) Для типів конструкцій будівель від а) до с) допустимий діапазон значень верхньої границі показника g поведінки приведено в Таблиці 9.1.

Таблиця 9.1: Типи конструкцій і верхня межа показника поведінки

Тип конструкції	Показник поведінки q
Неармована кам'яна кладка у відповідності тільки з EN 1996 (рекомендується тільки для випадків низької сейсмічності)	1,5
Неармована кам'яна кладка згідно з EN 1998 -1	1,5-2,5
Кам'яна кладка в обіймі	2 0-3,0
Армована кам'яна кладка	2,5-3,0

ПРИМІТКА 1. Значення верхньої границі параметра q , вказані для використання в певній країні (у діапазонах Таблиці 9.1), можуть бути знайдені у відповідному Національному додатку. Рекомендовані значення є нижньою границею діапазонів Таблиці 9.1.

ПРИМІТКА 2. Для будівель з системами кам'яних кладок, які забезпечують збільшення пластичності конструкцій, можна використовувати спеціальні значення показника поведінки q за умови, що систему кладки і, пов'язані з нею значення q , слід перевіряти експериментально. Значення q для таких будівель, які використовують в країні, можуть бути знайдені в Національному додатку до цього документа.

(5) Якщо будівля є змінною по висоті (дивися 4.2.3.3), значення q таблиці 9.1 слід зменшити на 20 %, але вони не мають бути менше $q = 1,5$ (дивися 4.2.3.1(7) і таблицю 4.1).

(3) For the reasons noted in (2) of this subclause, unreinforced masonry satisfying the provisions of the present Eurocode may not be used if the value of $a_{g,S}$, exceeds a certain limit, $a_{g,urm}$.

NOTE The value ascribed to $a_{g,urm}$ for use in a country may be found in its National Annex of this document. This value should not be less than that corresponding to the threshold for the low seismicity cases. The value ascribed to $a_{g,urm}$ should be consistent with the values adopted for the minimum strength of masonry units, $f_{b,min}$, $f_{bh,min}$ and of mortar, $f_{m,min}$. For the values recommended in the Notes to 9.2.2 and 9.2.3, the recommended value of $a_{g,urm}$ is 0,20 g.

(4) For types a) to c) the ranges of permissible values of the upper limit value of the behaviour factor q are given in Table 9.1.

Table 9.1: Types of construction and upper limit of the behaviour factor

Type of construction	Behaviour factor q
Unreinforced masonry in accordance with EN 1996 alone (recommended only for low seismicity cases)	1,5
Неармована кам'яна кладка згідно з EN 1998-1	1,5-2,5
Confined masonry	2,0-3,0
Reinforced masonry	2,5-3,0

NOTE 1 The upper limit values ascribed to q for use in a country (within the ranges of Table 9.1) may be found in its National Annex. The recommended values are the lower limits of the ranges in Table 9.1.

NOTE 2 For buildings constructed with masonry systems which provide an enhanced ductility of the structure, specific values of the behaviour factor q may be used, provided that the system and the related values for q are verified experimentally. The values ascribed to q for use in a country for such buildings may be found in its National Annex of these document.

(5) If the building is non-regular in elevation (see 4.2.3.3) the q -values listed in Table 9.1 should be reduced by 20%, but need not be taken less than $q = 1,5$ (see 4.2.3.1(7) and Table 4.1)

9.4 Розрахунок конструкцій

(1)Р Конструктивна модель для розрахунку будівлі повинна відображати властивості жорсткості всієї системи.

(2)Р Жорсткість конструктивних елементів будівлі повинна оцінюватися з урахуванням їх властивостей при згині і податливості при зсуві і, якщо необхідно, осьовій податливості. Для розрахунку можна розглядати жорсткість поперечного перерізу, як пружну без тріщин, або, що краще і реалістичніше, жорсткість з тріщинами для обліку впливу тріщин на деформації, а також для того, щоб як можна точніше змодельовати нахил першої гілки білінійної діаграми «сила - деформація» для конструктивних елементів.

(3) За відсутності точних даних про властивості жорсткості елементів, обґрунтованих прикладним аналізом, жорсткості унаслідок утворення тріщин при згині і зсуві, можуть враховуватися як жорсткості, що відповідають половині площі пружного поперечного перерізу елемента без тріщин.

(4) У розрахунковій моделі кам'яні заповнення між перемичкою нижнього і підвіконням верхнього поверху можуть враховуватися як сполучні балки між двома елементами стін, якщо вони рівномірно пов'язані з суміжними стінами і з'єднуються як з в'язевою балкою перекриття, так і з перемичкою нижнього поверху.

(5) Якщо розрахункова модель враховує сполучні балки, то метод розрахунку каркаса може бути застосований для визначення впливу дії сил у вертикальних і горизонтальних елементах конструкції.

(6) Перерізуюча сила в різних стінах, отримана в ході лінійного розрахунку, описаного в розділі 4, може бути перерозподілена між стінами за умови, що:

а) виконується умова загальної рівноваги (тобто, досягнута однакова сумарна перерізуюча сила і однакове положення рівнодіючої перерізуючих сил);

б) зсув в будь-якій стіні, до того ж, зменшений не менше, ніж на 25 %, або також не збільшений більше, на 33 %; і

с) враховані наслідки перерозподілу навантажень для діафрагми/діафрагм.

9.4 Structural analysis

(1)P The structural model for the analysis of the building shall represent the stiffness properties of the entire system.

(2)P The stiffness of the structural elements shall be evaluated taking into account both their flexural and shear flexibility and, if relevant, their axial flexibility. Uncracked elastic stiffness may be used for analysis or, preferably and more realistically, cracked stiffness in order to account for the influence of cracking on deformations and to better approximate the slope of the first branch of a bilinear force-deformation model for the structural element.

(3) In the absence of an accurate evaluation of the stiffness properties, substantiated by rational analysis, the cracked bending and shear stiffness may be taken as one half of the gross section uncracked elastic stiffness.

(4) In the structural model masonry spandrels may be taken into account as coupling beams between two wall elements if they are regularly bonded to the adjoining walls and connected both to the floor tie beam and to the lintel below.

(5) If the structural model takes into account the coupling beams, a frame analysis may be used for the determination of the action effects in the vertical and horizontal structural elements.

(6) The base shear in the various walls, as obtained by the linear analysis described in Section 4, may be redistributed among the walls, provided that:

a) the global equilibrium is satisfied (i.e. the same total base shear and position of the force resultant is achieved);

b) the shear in any wall is neither reduced more than 25 %, nor increased by more than 33%; and

c) the consequences of the redistribution for the diaphragm(s) are taken into account.

9.5 Проектні критерії і будівельні правила

9.5.1 Загальні відомості

(1)Р Кам'яні будівлі повинні складатися з перекриттів і стін, які з'єднуються в двох ортогональних напрямках, а також у вертикальному напрямі.

(2)Р З'єднання між перекриттями і стінами повинне забезпечуватися за допомогою сталевих в'язей або залізобетонних об'язувальних балок.

(3) Можна застосовувати будь-який тип перекриттів, за умови, що виконуються загальні вимоги безперервності і ефективної роботи діафрагм.

(4)Р Стіни, що працюють на зсув, повинні мати, принаймні, два ортогональні напрямки.

(5) Стіни, що працюють на зсув, повинні відповідати певним геометричним вимогам, а саме:

а) ефективна товщина стін, t_{ef} , не може бути менше мінімального значення $t_{ef,min}$;

б) відношення ефективної висоти стіни до її ефективної товщини h_{ef}/t_{ef} , не може перевищувати максимального значення, $(h_{ef}/t_{ef})_{max}$;

в) відношення довжини стіни, l , до більшої вільної висоти, h , суміжних із стіною прорізів, не може бути менше, ніж мінімальна величина $(l/h)_{min}$.

ПРИМІТКА. Значення $t_{ef,min}$, $(h_{ef}/t_{ef})_{max}$ і $(l/h)_{min}$ для застосування в країні знаходяться в Національному додатку. Рекомендовані значення $t_{гр.,min}$, $(h_{ef}/t_{ef})_{max}$ і $(l/h)_{min}$ дані в таблиці 9.2.

9.5 Design criteria and construction rules

9.5.1 General

(1)P Masonry buildings shall be composed of floors and walls, which are connected in two orthogonal horizontal directions and in the vertical direction.

(2)P The connection between the floors and walls shall be provided by steel ties or reinforced concrete ring beams.

(3) Any type of floors may be used, provided that the general requirements of continuity and effective diaphragm action are satisfied.

(4)P Shear walls shall be provided in at least two orthogonal directions.

(5) Shear walls should conform to certain geometric requirements, namely:

a) the effective thickness of shear walls, t_{ef} , may not be less than a minimum value, $t_{ef,min}$;

b) the ratio h_{ef}/t_{ef} of the effective wall height (see EN 1996-1-1:2004) to its effective thickness may not exceed a maximum value, $(h_{ef}/t_{ef})_{max}$;

c) the ratio of the length of the wall, l , to the greater clear height, h , of the openings adjacent to the wall, may not be less than a minimum value, $(l/h)_{min}$.

NOTE The values ascribed to $t_{ef,min}$, $(h_{ef}/t_{ef})_{max}$ and $(l/h)_{min}$, for use in a country may be found in its National Annex of this document. The recommended values of $t_{гр.,min}$, $(h_{ef}/t_{ef})_{max}$ and $(l/h)_{min}$ are listed in Table 9.2.

Таблиця 9.2: Рекомендовані геометричні вимоги для стін, що працюють на зсув

Тип кам'яної кладки	$t_{ef,min}$ (мм)	$(h_{ef}/t_{ef})_{max}$	$(l/h)_{min}$
Неармована, з елементами натурального каменя	350	9	0,5
Неармована, з будь-якими іншими типами елементів	240	12	0,4
Неармована, з будь-якими іншими типами елементів, у разі низької сейсмічності	170	15	0,35
Кам'яна кладка в обоймі	240	15	0,3
Армована кам'яна кладка	240	15	Без обмежен

Розшифровка позначень:
 t_{ef} товщина стіни (EN 1996-1-1:2004)
 h_{ef} ефективна висота стіни (EN 1996-1-1:2004)
 h велика вільна висота отворів, прилеглих до стіни
 l довжина стіни

(6) Стіни, що працюють на зсув, які не відповідають мінімальним геометричним вимогам (5) цього підрозділу, можна розглядати як вторинні сейсмічні елементи. Вони повинні відповідати 9.5.2 (1) і (2).

9.5.2 Додаткові вимоги для неармованої кам'яної кладки, задовольняючої EN 1998-1

(1) Горизонтальні бетонні балки, або, альтернативно, сталеві в'язі, повинні розташовуватися в площині стіни в рівні кожного поверху і у будь-якому випадку з вертикальним кроком не більш 4 м. Ці балки або зв'язки повинні утворювати безперервні граничні елементи, фізично сполучені один з одним.

ПРИМІТКА. Балки або в'язі повинні, по суті, охоплювати всі зовнішні границі.

(2) Горизонтальні бетонні балки повинні мати поздовжню арматуру з площею поперечного перерізу не менше 200 мм².

Table 9.2: Recommended geometric requirements for shear walls

Masonry type	$t_{ef,min}$ (mm)	$(h_{ef}/t_{ef})_{max}$	$(l/h)_{min}$
Unreinforced, with natural stone units	350	9	0,5
Unreinforced, with any other type of units	240	12	0,4
Unreinforced, with any other type of units, in cases of low seismicity	170	15	0,35
Confined masonry	240	15	0,3
Reinforced masonry	240	15	No restriction

Symbols used have the following meaning:
 t_{ef} thickness of the wall (see EN 1996-1-1:2004);
 h_{ef} effective height of the wall (see EN 1996-1-1:2004);
 h greater clear height of the openings adjacent to the wall;
 l length of the wall

(6) Shear walls not conforming to the minimum geometric requirements of (5) of this subclause may be considered as secondary seismic elements. They should conform to 9.5.2(1) and (2).

9.5.2 Additional requirements for unreinforced masonry satisfying EN 1998-1

(1) Horizontal concrete beams or, alternatively, steel ties should be placed in the plane of the wall at every floor level and in any case with a vertical spacing not more than 4 m. These beams or ties should form continuous bounding elements physically connected to each other .

NOTE Beams or ties continuous over the entire periphery are essential.

(2) The horizontal concrete beams should have longitudinal reinforcement with a cross-sectional area of not less than 200 mm².

9.5.3 Додаткові вимоги для кам'яної кладки в обіймі

(1)Р Горизонтальні і вертикальні обмежуючі (замкнені в обійму) елементи слід скріпляти між собою і заанкерувати до елементів основної будівельної системи.

(2)Р Для того, щоб утворився ефективний зв'язок між обмежуючими елементами і кам'яною кладкою, бетон обмежуючих елементів слід заливати після виконання кам'яної кладки.

(3) Розміри поперечного перерізу, як горизонтальних, так і вертикальних обмежуючих елементів, повинні складати не менше 150 мм. У здвоєних стінах товщина обмежуючих елементів повинна забезпечувати з'єднання двох частин і їх ефективне поперечне армування.

(4) Вертикальні обмежувальні елементи повинні розташовуватися:

- на вільних кінцях кожного конструктивного елемента стіни;
- на обох сторонах будь-якого прорізу в стіні з площею більш, ніж $1,5 \text{ m}^2$;
- в межах стіни, якщо крок між обмежувальними елементами перевищує 5 м;
- на перерізах структурних стін, всюди, де обмежувальні елементи розташовані згідно з приведеними вище правилами, на відстані між ними більше, ніж 1,5 м;

(5) Горизонтальні обмежувальні елементи слід розташовувати в площині стіни на кожному рівні перекриття з урахуванням того, що відстань по вертикалі не може перевищувати 4 м.

(6) Поздовжня арматура обмежувальних елементів може мати площу поперечного перерізу не менше, ніж 300 mm^2 , а також не менше 1 % площі поперечного перерізу обмежувального елемента.

(7) Навколо поздовжньої арматури слід поставити хомути не менше 5 мм діаметром з кроком не більш 150 мм.

(8) Арматурна сталь має бути класу В або С згідно з EN 1992-1-1:2004, таблиця С.1.

9.5.3 Additional requirements for confined masonry

(1)P The horizontal and vertical confining elements shall be bonded together and anchored to the elements of the main structural system.

(2)P In order to obtain an effective bond between the confining elements and the masonry, the concrete of the confining elements shall be cast after the masonry has been built.

(3) The cross-sectional dimensions of both horizontal and vertical confining elements may not be less than 150 mm. In double-leaf walls the thickness of confining elements should assure the connection of the two leaves and their effective confinement.

(4) Vertical confining elements should be placed:

- at the free edges of each structural wall element;
- at both sides of any wall opening with an area of more than $1,5 \text{ m}^2$;
- within the wall if necessary in order not to exceed a spacing of 5 m between the confining elements;
- at the intersections of structural walls, wherever the confining elements imposed by the above rules are at a distance larger than 1,5 m.

(5) Horizontal confining elements shall be placed in the plane of the wall at every floor level and in any case with a vertical spacing of not more than 4 m.

(6) The longitudinal reinforcement of confining elements may not have a cross-sectional area less than 300 mm^2 , nor than 1% of the cross-sectional area of the confining element.

(7) Stirrups not less than 5 mm in diameter and spaced not more than 150 mm should be provided around the longitudinal reinforcement.

(8) Reinforcing steel should be of Class B or C in accordance with EN 1992-1-1:2004, Table C.1.

<p>(9) З'єднання внапуск не може бути менше, ніж 60 діаметрів стрижнів по довжині.</p>	<p>(9) Lap splices may not be less than 60 bar diameters in length.</p>
<p>9.5.4 Додаткові вимоги для армованої кам'яної кладки</p>	<p>9.5.4 Additional requirements for reinforced masonry</p>
<p>(1) Горизонтальну арматуру слід розташовувати в горизонтальних швах або у відповідних пазах елементів кладки з кроком, що не перевищує 600 мм.</p>	<p>(1) Horizontal reinforcement should be placed in the bed joints or in suitable grooves in the units, with a vertical spacing not exceeding 600 mm.</p>
<p>(2) Елементи кладки з поглибленнями повинні розміщувати арматуру, необхідну в перемичках і парапетах.</p>	<p>(2) Masonry units with recesses should accommodate the reinforcement needed in lintels and parapets.</p>
<p>(3) Слід використовувати сталеві арматурні стержні діаметром не менше 4 мм, зігнуті навколо вертикальних стрижнів.</p>	<p>(3) Reinforcing steel bars of not less than 4 mm diameter, bent around the vertical bars at the edges of the wall, should be used.</p>
<p>(4) Мінімальний відсоток горизонтальної арматури в стіні, приведений до загальної площі поперечного перерізу, повинен складати не менше 0,05 %.</p>	<p>(4) The minimum percentage of horizontal reinforcement in the wall, normalized with respect to the gross area of the section, should not be less than 0,05 %.</p>
<p>(5)P Слід уникати великої кількості горизонтальної арматури, що приводить до руйнування елементів кладки при стиску до того, як сталь починає проявляти властивості текучості.</p>	<p>(5)P High percentages of horizontal reinforcement leading to compressive failure of the units prior to the yielding of the steel, shall be avoided.</p>
<p>(6) Площа розповсюдження вертикальної арматури в стіні повинна складати не менше 0,08% від загальної площі горизонтального перерізу стіни.</p>	<p>(6) The vertical reinforcement spread in the wall, as a percentage of the gross area of the horizontal section of the wall, should not be less than 0,08%.</p>
<p>(7) Вертикальна арматура повинна розташовуватися в пазах, западинах або порожнинах елементів кладки.</p>	<p>(7) Vertical reinforcement should be located in pockets, cavities or holes in the units.</p>
<p>(8) Вертикальна арматура з площею поперечного перерізу не менше 200 мм² повинна розташовуватися:</p> <ul style="list-style-type: none"> - на обох вільних кінцях кожного елемента стіни; - у кожному перерізі стіни; - в границях стіни, щоб інтервал між такою арматурою не перевищував 5 м. 	<p>(8) Vertical reinforcements with a cross-sectional area of not less than 200 mm² should be arranged:</p> <ul style="list-style-type: none"> – at both free edges of every wall element; – at every wall intersection; – within the wall, in order not to exceed a spacing of 5 m between such reinforcements.
<p>(9) Застосовується 9.5.3(7), (8) і (9).</p>	<p>(9) 9.5.3(7), (8) and (9) apply.</p>
<p>(10)P Парапети і перемички прорізів мають бути рівномірно зв'язані з кам'яною кладкою суміжних</p>	<p>(10)P The parapets and lintels shall be regularly bonded to the masonry of the adjoining walls and</p>

стіни і з'єднані з цими стінами за допомогою горизонтальної арматури.

9.6 Перевірка безпеки

(1)Р Додаткову перевірку безпеки будівлі і попередження обвалів необхідно детально проводити у всіх випадках, за винятком будівель, які відповідають правилам «простих кам'яних будівель», приведених в 9.7.2.

(2) Для перевірки безпеки проти обвалення проектний опір кожного структурного елемента слід оцінювати згідно з EN 1996-1-1:2004.

(3) Для перевірок кінцевого граничного стану в проектній сейсмічній ситуації, необхідно використовувати парціальні коефіцієнти властивостей кам'яної кладки γ_m і γ_s для арматурної сталі.

ПРИМІТКА. Значення парціальних коефіцієнтів γ_m і γ_s для використання в певній країні знаходяться в Національному додатку до цього документа. Рекомендоване значення γ_m складає 2/3 значення, приведенного в Національному додатку до EN 1996-1-1:2004, але не менше 1,5. Рекомендоване значення для γ_s =1,0.

9.7 Правила для «простих кам'яних будівель»

9.7.1 Загальні відомості

(1) Будівлі, що належать до класів важливості I або II і відповідні 9.2, 9.5, і 9.7.2, можна класифікувати як «прості кам'яні будівлі».

(2) Для таких будівель додаткова перевірка безпеки відповідно до 9.6 є не обов'язковою.

9.7.2 Правила

(1) Залежно від добутку $a_g \cdot S$ на будмайданчику і типу конструкції слід обмежити число поверхів, n , над рівнем ґрунту і передбачити несучі стіни в двох ортогональних напрямках з мінімальною площею поперечного перерізу A_{\min} в кожному напрямі. Мінімальна площа поперечного перерізу виражається в мінімальних відсотках, $p_{A,\min}$, від загальної площі підлоги на поверсі.

ПРИМІТКА. Значення n і $p_{A,\min}$ для застосування в певній країні можуть бути знайдені в Національному

linked to them by horizontal reinforcement.

9.6 Safety verification

(1)P The verification of the building's safety against collapse shall be explicitly provided, except for buildings satisfying the rules for "simple masonry buildings" given in 9.7.2.

(2)P For the verification of safety against collapse, the design resistance of each structural element shall be evaluated in accordance with EN 1996-1-1:2004.

(3) In ultimate limit state verifications for the seismic design situation, partial factors γ_m for masonry properties and γ_s for reinforcing steel should be used.

NOTE The values ascribed to the material partial factors γ_m and γ_s for use in a country in the seismic design situation may be found in its National Annex of this document. The recommended value for γ_m is 2/3 of the value specified in the National Annex to EN 1996-1-1:2004, but not less than 1,5. The recommended value for γ_s is 1,0.

9.7 Rules for "simple masonry buildings"

9.7.1 General

(1) Buildings belonging to importance classes I or II and conforming to 9.2, 9.5 and 9.7.2 may be classified as "simple masonry buildings".

(2) For such buildings an explicit safety verification in accordance with 9.6 is not mandatory.

9.7.2 Rules

(1) Depending on the product $a_g \cdot S$ at the site and the type of construction, the allowable number of storeys above ground, n , should be limited and walls in two orthogonal directions with a minimum total cross-sectional area A_{\min} , in each direction, should be provided. The minimum cross-sectional area is expressed as a minimum percentage, $p_{A,\min}$, of the total floor area per storey.

NOTE The values ascribed to n and $p_{A,\min}$ for use in a country may be found in its National Annex of this document. Recommended values are given in Table 9.3.

додатку до цього документа. Рекомендовані значення вказані в таблиці 9.3. Ці значення, залежні також від поправочного коефіцієнта k , та ґрунтуються на мінімальній міцності елементу кам'яної кладки 12 Н/мм^2 для неармованої кладки і 5 Н/мм^2 для кладки в обоймі і армованої кам'яної кладки.

Для будівель, де не менше 70 % даних стін, що працюють на зсув, мають довжину 2 м і більш, коефіцієнт k рівний $k = 1 + (l_{av} - 2)/4 \leq 2$, де l_{av} – середня довжина даних зсувних стін, в м. У решті випадків $k = 1$. Незалежно від значення k , слід дотримуватися обмеження щодо застосування неармованої кам'яної кладки, яке представлено у **9.3(3)**.

Подальші відмінності між міцністю елементів кладки, типами конструкцій і застосуванням k можуть бути знайдені в Національному додатку.

Таблиця 9.3: Рекомендоване допустиме число поверхів вище за рівень ґрунту і мінімальна площа зсувних стін для «простих кам'яних будівель»

Прискорення на майданчику $a_g \cdot S$		$\leq 0,07$ $k \cdot g$	$\leq 0,10$ $k \cdot g$	$\leq 0,15$ $k \cdot g$	$\leq 0,20$ $k \cdot g$
Тип конячт-рукції	Число поверхів (n)**	Мінімальна сума площ поперечних перерізів горизонтальних зсувних стін, у відсотках від загальної площі підлоги на поверх (p _{A,min})			
Неармована кам'я-на кладка	1	2,0 %	2,0 %	3,5 %	n/a
	2	2,0 %	2,5 %	5,0 %	n/a
	3	3,0 %	5,0 %	n/a	n/a
	4	5,0 %	n/a*	n/a	n/a
Кам'я-на кладка в обоймі	2	2,0 %	2,5 %	3,0 %	3,5 %
	3	2,0 %	3,0 %	4,0 %	n/a
	4	4,0 %	5,0 %	n/a	n/a
	5	6,0 %	n/a	n	n/a
Армована кам'я-на кладка	2	2,0 %	2,0 %	2,0 %	3,5 %
	3	2,0 %	2,0 %	3,0 %	5,0 %
	4	3,0 %	4,0 %	5,0 %	n/a
	5	4,0 %	5,0 %	n/a	n/a

* n/a позначає «не допускається»

**Покрівельний простір над поверхами не включений до числа поверхів.

(2) Конфігурація плану будівлі повинна задовольняти наступним умовам:

- План будівлі має бути приблизно прямокутним;
- Відношення між довжиною меншої сторони і довжиною більшої сторони будівлі в плані не має бути менше мінімального значення λ_{min} ;

ПРИМІТКА. Значення λ_{min} для застосування в певній країні може бути знайдене в Національному додатку до цього документа. Рекомендоване значення λ_{min} дорівнює 0,25.

c) Площа проєкцій поглиблень прямокутної

These values, which depend also on a corrective factor k , are based on a minimum unit strength of 12 N/mm^2 for unreinforced masonry and 5 N/mm^2 for confined and reinforced masonry, respectively.

For buildings where at least 70% of the shear walls under consideration are longer than 2m, the factor k is given by $k = 1 + (l_{av} - 2)/4 \leq 2$ where l_{av} is the average length, expressed in m, of the shear walls considered. For other cases $k = 1$.

Independently of the value of k , the limitation of use of unreinforced masonry presented in **9.3(3)** should be respected.

A further distinction for different unit strengths, types of construction and use of k may be found in the National Annex.

Table 9.3: Recommended allowable number of storeys above ground and minimum area of shear walls for "simple masonry buildings".

Acceleration at site $a_g \cdot S$		$\leq 0,07$ $k \cdot g$	$\leq 0,10$ $k \cdot g$	$\leq 0,15$ $k \cdot g$	$\leq 0,20$ $k \cdot g$
Type of Construction	Number of storeys (n)**	Minimum sum of cross-sections areas of horizontal shear walls in each direction, as percentage of the total floor area per storey (p _{A,min})			
Unreinforced masonry	1	2,0 %	2,0 %	3,5 %	n/a
	2	2,0 %	2,5 %	5,0 %	n/a
	3	3,0 %	5,0 %	n/a	n/a
	4	5,0 %	n/a*	n/a	n/a
Confined Masonry	2	2,0 %	2,5 %	3,0 %	3,5 %
	3	2,0 %	3,0 %	4,0 %	n/a
	4	4,0 %	5,0 %	n/a	n/a
	5	6,0 %	n/a	n/a	n/a
Reinforced Masonry	2	2,0 %	2,0 %	2,0 %	3,5 %
	3	2,0 %	2,0 %	3,0 %	5,0 %
	4	3,0 %	4,0 %	5,0 %	n/a
	5	4,0 %	5,0 %	n/a	n/a

* n/a means “not acceptable”.

** Roof space above full storeys is not included in the number of storeys.

(2) The plan configuration of the building should fulfil all the following conditions:

- The plan should be approximately rectangular;
- The ratio between the length of the small side and the length of the long side in plan should be not less than a minimum value, λ_{min} ;

NOTE The value to be ascribed to λ_{min} for use in a country may be found in its National Annex of this document. The recommended value of λ_{min} is 0,25.

c) The area of projections of recesses from the

форми не може бути більше, ніж значення p_{\max} у відсотках від загальної площі підлоги над даним рівнем.

ПРИМІТКА. Значення p_{\max} для застосування в певній країні знаходиться в Національному додатку до цього документа. Рекомендоване значення p_{\max} дорівнює 15 %.

(3) Стіни будівлі, що працюють на зсув, повинні задовольняти наступним умовам:

а) будівлі слід додати жорсткість за допомогою стін, що працюють на зсув, розташованих симетрично в плані в двох ортогональних напрямках.

б) мінімум дві паралельні стіни повинні розташовуватися в двох ортогональних напрямках; довжина кожної стіни має бути більше 30 % від довжини будівлі в тому ж напрямі, що і дана стіна.

с) принаймні, для стін в одному напрямі, відстані між цими стінами мають бути більше, ніж 75 % довжин стін будівлі в іншому напрямі.

д) принаймні, 75 % вертикального навантаження повинні доводитися на стіни, що працюють на зсув.

е) стіни, що працюють на зсув, мають бути безперервними від основи до верху будівлі.

(4) У зонах низької сейсмічності (дивися **3.2.1(4)**) необхідну довжину стін в **(3) б** цього підрозділу, можна представити як загальну довжину стін, що працюють на зсув, (дивися **9.5.1(5)**) по одній осі, розділену прорізами. В цьому випадку, як мінімум одна стіна, що працює на зсув, в кожному напрямі повинна мати довжину l , яка не менше відповідного подвоєного мінімального значення l/h , визначеного в **9.5.1(5) с**.

(5) У обох ортогональних горизонтальних напрямках різницю маси і площі горизонтального поперечного перерізу стіни, що працює на зсув, між суміжними поверхами слід обмежити до максимального значення $\Delta_{m,\max}$ і $\Delta_{A,\max}$.

ПРИМІТКА. Значення $\Delta_{m,\max}$ і $\Delta_{A,\max}$ для певної країни знаходяться в Національному додатку до цього документа. Рекомендовані значення $\Delta_{m,\max} = 20\%$ і $\Delta_{A,\max} = 20\%$.

(6) Стіни будівель з неармованої кам'яної кладки в одному напрямі мають бути сполучені із стінами, розташованими в ортогональному напрямі з максимальним кроком 7 м.

rectangular shape should be not greater than a percentage p_{\max} of the total floor area above the level considered.

NOTE The value to be ascribed to p_{\max} for use in a country may be found in its National Annex of this document The recommended value is 15%.

(3) The shear walls of the building should fulfil all of the following conditions:

a) the building should be stiffened by shear walls, arranged almost symmetrically in plan in two orthogonal directions;

b) a minimum of two parallel walls should be placed in two orthogonal directions, the length of each wall being greater than 30 % of the length of the building in the direction of the wall under consideration;

c) at least for the walls in one direction, the distance between these walls should be greater than 75 % of the length of the building in the other direction;

d) at least 75 % of the vertical loads should be supported by the shear walls;

e) shear walls should be continuous from the top to the bottom of the building.

(4) In cases of low seismicity (see **3.2.1(4)**) the wall length required in **(3)b** of this subclause may be provided by the cumulative length of the shear walls (see **9.5.1(5)**) in one axis, separated by openings. In this case, at least one shear wall in each direction should have a length, l , not less than that corresponding to twice the minimum value of l/h defined in **9.5.1(5)c**.

(5) In both orthogonal horizontal directions the difference in mass and in the horizontal shear wall cross-sectional area between adjacent storeys should be limited to a maximum value of $\Delta_{m,\max}$ and $\Delta_{A,\max}$

NOTE The values to be ascribed to $\Delta_{m,\max}$ and to $\Delta_{A,\max}$ for use in a country may be found in its National Annex to this document. The recommended values are $\Delta_{m,\max} = 20\%$, $\Delta_{A,\max} = 20\%$.

(6) For unreinforced masonry buildings, walls in one direction should be connected with walls in the orthogonal direction at a maximum spacing of 7 m.

10 ВІБРОІЗОЛЯЦІЯ ОСНОВИ

10.1 Сфера застосування

(1)P Цей розділ присвячено проектуванню сейсмоізоляції конструкцій, в яких система віброізоляції, розташована нижче за основну масу конструкцій, направлена на зниження сейсмічної реакції систем, що чинять опір дії перерізуючих сил.

(2) Зменшення сейсмічної реакції систем, що чинять опір дії перерізуючих сил, можна досягти збільшенням періоду коливань основного тону сейсмічно ізольованої структури, шляхом зміни форми основного тону коливань, а також за допомогою збільшення демпфування або комбінації цих процесів. Система віброізоляції може містити лінійні або нелінійні пружини і/або гасителі коливань.

(3) У цьому розділі дані спеціальні правила віброізоляції основи будівель.

(4) Справжній розділ не охоплює системи пасивного розсіювання енергії, які не розташовуються на одній поверхні розділу двох середовищ, а розподілені по декількох поверхнях або рівнях структури.

10.2 Визначення

(1)P У цьому розділі використовуються наступні терміни:

система віброізоляції

набір компонентів, які використовуються для забезпечення сейсмічної ізоляції та розташовані на віброізолюючій поверхні.

ПРИМІТКА. Зазвичай компоненти віброізоляції розташовуються нижче за основну масу конструкції.

поверхня віброізоляції

поверхня, яка розділяє нижню і верхню частини конструкцій, і де розташовується віброізолююча система.

ПРИМІТКА. Звичайне розміщення поверхні віброізоляції здійснюється в будівлях, резервуарах і силосах. Віброізолююча система мостів зазвичай поєднується з опорами і знаходиться між настилом і пілонами моста.

10 BASE ISOLATION

10.1 Scope

(1)P This section covers the design of seismically isolated structures in which the isolation system, located below the main mass of the structure, aims at reducing the seismic response of the lateral-force resisting system.

(2) The reduction of the seismic response of the lateral-force resisting system may be obtained by increasing the fundamental period of the seismically isolated structure, by modifying the shape of the fundamental mode and by increasing the damping, or by a combination of these effects. The isolation system may consist of linear or non-linear springs and/or dampers.

(3) Specific rules concerning base isolation of buildings are given in this section.

(4) This section does not cover passive energy dissipation systems that are not arranged on a single interface, but are distributed over several storeys or levels of the structure.

10.2 Definitions

(1)P The following terms are used in this section with the following meanings:

isolation system

collection of components used for providing seismic isolation, which are arranged over the isolation interface

NOTE These are usually located below the main mass of the structure.

isolation interface

surface which separates the substructure and the superstructure and where the isolation system is located.

NOTE Arrangement of the isolation interface at the base of the structure is usual in buildings, tanks and silos. In bridges the isolation system is usually combined with the bearings and the isolation interface lies between the deck and the piers or abutments.

ізолюючі елементи

Елементи, з яких складається система віброізоляції.

Пристрої, що розглядаються в цьому розділі, складаються з шаруватих еластомірних опорних частин, пружнопластичних пристроїв, в'язких або фрикційних демпферних пристроїв, маятників і інших пристроїв, робота яких відповідає **10.1(2)**. Кожен елемент виконує одну або декілька з перерахованих нижче функцій:

- можливість нести вертикальне навантаження у поєднанні з підвищеною поперечною гнучкістю і високою вертикальною жорсткістю;
- в'язке або гістерезисне розсіювання енергії;
- можливість центрування;
- поперечне обмеження (достатня пружна жорсткість) при несейсмічних поперечних робочих навантаженнях.

Субструктура (нижня частина конструкції)

частина конструкції, включаючи фундамент, яка розташована нижче за поверхню віброізоляції.

ПРИМІТКА. Поперечна податливість субструктури зазвичай незначна в порівнянні з самою системою віброізоляції, але таке положення не у всіх випадках (наприклад в мостах).

Суперструктура (верхня частина конструкції)

частина конструкції, яка ізолювана і розташовується вище за поверхню віброізоляції.

Повна ізоляція

субструктура (верхня частина конструкції) вважається повністю віброізолюваною, якщо в проектній сейсмічній ситуації вона залишається в пружних границях. У іншому випадку субструктура вважається за частково віброізолювану.

Центр ефективної жорсткості

центр жорсткості обчислюється вище за поверхню віброізоляції, тобто включаючи пружність ізолюючих елементів і субструктури (нижньої частини конструкції).

ПРИМІТКА. У будівлях, резервуарах і аналогічних конструкціях, податливістю нижньої частини конструкції можна нехтувати, при визначенні податливості даної точки, якщо центр жорсткості конструкції, яка ізолюється, збігається з центром жорсткості ізолюючих елементів.

isolator units

elements constituting the isolation system.

The devices considered in this section consist of laminated elastomeric bearings, elastoplastic devices, viscous or friction dampers, pendulums, and other devices the behavior of which conforms to **10.1(2)**. Each unit provides a single or a combination of the following functions:

- vertical-load carrying capability combined with increased lateral flexibility and high vertical rigidity;
- energy dissipation, either hysteretic or viscous;
- recentering capability;
- lateral restraint (sufficient elastic rigidity) under non-seismic service lateral loads.

Substructure

part of the structure which is located under the isolation interface, including the foundation

NOTE The lateral flexibility of the substructure(s) is generally negligible in comparison to that of the isolation system, but this is not always the case (for instance in bridges).

Superstructure

part of the structure which is isolated and is located above the isolation interface

Full isolation

the superstructure is fully isolated if, in the design seismic situation, it remains within the elastic range. Otherwise, the superstructure is partially isolated.

Effective stiffness centre

stiffness centre above the isolation interface i.e. including the flexibility of the isolator units and of the substructure(s).

NOTE In buildings, tanks and similar structures, the flexibility of the superstructure may be neglected in the determination of this point, which then coincides with the stiffness centre of the isolator units.

Проектне переміщення (системи віброізоляції в головному напрямі)

максимальне горизонтальне переміщення в центрі ефективної жорсткості між верхом нижньої частини конструкції (субструктурою) і нижньою частиною верхньої конструкції (суперструктурою), що виникає при проектній сейсмічній дії.

Загальний проектний зсув (ізолюючих елементів в головному напрямі)

максимальне горизонтальне переміщення в місці розташування ізолюючого елемента, включаючи також переміщення унаслідок проектного переміщення і сумарного повороту, викликаного крученням навколо вертикальної осі.

Ефективна жорсткість (системи віброізоляції в головному напрямі)

відношення величини загальної горизонтальної сили, що передається через поверхню віброізоляції при проектному переміщенні в тому ж напрямі, поділеної на абсолютне значення проектного переміщення (січна жорсткість).

Примітка. Ефективну жорсткість зазвичай отримують за допомогою ітеративних процедур динамічного аналізу.

Ефективний період

Період основного тону коливань в даному напрямі, як системи з одним ступенем свободи, що має приведену масу верхньої частини будівлі (суперструктури) і жорсткість рівну ефективній жорсткості ізолюючої системи.

Ефективне затухання (системи віброізоляції в головному напрямі)

Значення ефективного в'язкого затухання, яке відповідає енергії, розсіяною ізолюючою системою під час циклічної реакції на проектне переміщення.

10.3 Основні вимоги

(1)P Слід виконувати основні вимоги, що приведені в 2.1 і відповідних частинах цього Єврокоду, відносяться до типу даної конструкції.

(2)P Ізолюючі пристрої вимагають підвищеної надійності. Ця вимога виконується шляхом застосування коефіцієнта збільшення γ_x сейсмічних переміщень для кожного елемента.

Design displacement (of the isolation system in a principal direction)

maximum horizontal displacement at the effective stiffness centre between the top of the substructure and the bottom of the superstructure, occurring under the design seismic action

Total design displacement (of an isolator unit in a principal direction)

maximum horizontal displacement at the location of the unit, including that due to the design displacement and to the global rotation due to torsion about the vertical axis

Effective stiffness (of the isolation system in a principal direction)

ratio of the value of the total horizontal force transferred through the isolation interface when the design displacement takes place in the same direction, divided by the absolute value of that design displacement (secant stiffness).

NOTE The effective stiffness is generally obtained by iterative dynamic analysis.

Effective Period

fundamental period, in the direction considered, of a single degree of freedom system having the mass of the superstructure and the stiffness equal to the effective stiffness of the isolation system;

Effective damping (of the isolation system in a principal direction)

value of the effective viscous damping that corresponds to the energy dissipated by the isolation system during cyclic response at the design displacement.

10.3 Fundamental requirements

(1)P The fundamental requirements in 2.1 and in the corresponding Parts of this Eurocode, according to the type of structure considered, shall be satisfied.

(2)P Increased reliability is required for the isolating devices. This shall be effected by applying a magnification factor γ_x on seismic displacements of each unit.

ПРИМІТКА. Значення γ_x для застосування в певній країні можуть бути знайдені в Національному додатку до цього документа залежно від типу використовуваного віброізолюючого пристрою. Для будівель рекомендоване значення $\gamma_x = 1,2$.

10.4 Критерії відповідності

(1)P Для виконання основних вимог слід контролювати граничні стани, приведені в **2.2.1(1)**.

(2)P В стані обмеження руйнувань, всі лінії комунікацій, що перерізають з'єднання ізолюваної структури, повинні залишатися в границях пружної роботи.

(3) В стані обмеження руйнувань будівель, слід обмежити зсув між поверхами в нижній і верхній частинах конструкції (субструктури і суперструктури) згідно з **4.4.3.2**.

(4)P У кінцевому граничному стані (ULS), не має бути перевищена гранична несуча здатність ізолюючих пристроїв виходячи з міцності і деформативності, з відповідними показниками безпеки (див. **10.10(6)P**).

(5) У даному параграфі розглядається тільки повна віброізоляція.

(6) Хоча в певних випадках допускається непружна поведінка нижньої частини конструкції (субструктури), в даному параграфі передбачається, що воно залишається в границях пружної роботи.

(7) У кінцевому граничному стані ізолюючі пристрої можуть досягати граничної несучої здатності, тоді як верхня частина конструкції (суперструктура), так і нижня частина конструкції (субструктура) залишаються в границях пружної роботи. В цьому випадку немає необхідності в оцінці несучої здатності і деталізації пластичних властивостей матеріалів як для суперструктури, так і субструктури споруди.

(8)P У кінцевому граничному стані, лінію газопроводу і інші небезпечні життєво важливі комунікації, що перерізають з'єднання, які відокремлюють верхню частину будівлі від навколишнього ґрунту або конструкції, необхідно проектувати так, щоб забезпечити

NOTE The value to be ascribed to γ_x for use in a country may be found in its National Annex of this document, depending on the type of isolating device used. For buildings the recommended value is $\gamma_x = 1,2$.

10.4 Compliance criteria

(1)P In order to conform to the fundamental requirements, the limit states defined in **2.2.1(1)** shall be checked.

(2)P At the damage limitation state, all lifelines crossing the joints around the isolated structure shall remain within the elastic range.

(3) In buildings, at the damage limitation state, the interstorey drift should be limited in the substructure and the superstructure in accordance with **4.4.3.2**.

(4)P At the ultimate limit state, the ultimate capacity of the isolating devices in terms of strength and deformability shall not be exceeded, with the relevant safety factors (see **10.10(6)P**).

(5) Only full isolation is considered in the present section.

(6) Although it may be acceptable that, in certain cases, the substructure has inelastic behaviour, it is considered in the present section that it remains in the elastic range.

(7) At the Ultimate limit state, the isolating devices may attain their ultimate capacity, while the superstructure and the substructure remain in the elastic range. Then there is no need for capacity design and ductile detailing in either the superstructure or the substructure.

(8)P At the Ultimate limit state, gas lines and other hazardous lifelines crossing the joints separating the superstructure from the surrounding ground or constructions shall be designed to accommodate safely the relative displacement

безпечно відносно переміщення між ізольованою суперструктурою і навколишнім ґрунтом або конструкціями, зважаючи на коефіцієнт γ_x , приведений в 10.3(2) P.

10.5 Основні проектні вимоги

10.5.1 Основні вимоги до пристроїв сейсмоізоляції

(1)P Слід передбачити достатній простір між верхньою частиною конструкції (суперструктурою) і нижньою частиною конструкції будівлі (субструктурою), разом з іншими необхідними вимогами до розміщення, забезпечення огляду, технічного обслуговування і заміні пристроїв сейсмоізоляції протягом терміну служби споруди.

(2) У разі потреби, що сейсмоізолюючі пристрої мають бути захищені від небезпечних потенційних дій, таких як вогонь, агресивна дія хімічного і біологічного середовища.

(3) Матеріали, які використовуються для проектування і монтажу пристроїв сейсмоізоляції, повинні відповідати існуючим нормам.

10.5.2 Контроль небажаних переміщень

(1) Для мінімізації дії кручення, центр ефективної жорсткості і центр демпфування системи сейсмоізоляції повинні розташовуватися якомога ближче до проекції центру маси на поверхні віброізоляції.

(2) Щоб мінімізувати відмінності в поведінці ізолюючих пристроїв, напруга при стиску, викликана в них постійними діями, має бути якомога одноріднішою.

(3)P Віброізолюючі пристрої мають бути закріплені як на верхній будові (суперструктурі), так і в нижній частині (на субструктурі).

(4)P Система сейсмоізоляції має бути запроектована так, щоб поштовхи і можливі крутильні рухи конструкції контролювалися відповідними вимірюваннями.

(5) Вимога (4)P, що відноситься до поштовхів, виконується, якщо виключати дії потенційних поштовхів за допомогою відповідних пристроїв (наприклад, демпферів, гасителів коливань і тощо).

between the isolated superstructure and the surrounding ground or constructions, taking into account the γ_x factor defined in 10.3(2)P.

10.5 General design provisions

10.5.1 General provisions concerning the devices

(1)P Sufficient space between the superstructure and substructure shall be provided, together with other necessary arrangements, to allow inspection, maintenance and replacement of the devices during the lifetime of the structure.

(2) If necessary, the devices should be protected from potential hazardous effects, such as fire, and chemical or biological attack.

(3) Materials used in the design and construction of the devices should conform to the relevant existing norms.

10.5.2 Control of undesirable movements

(1) To minimise torsional effects, the effective stiffness centre and the centre of damping of the isolation system should be as close as possible to the projection of the centre of mass on the isolation interface.

(2) To minimise different behaviour of isolating devices, the compressive stress induced in them by the permanent actions should be as uniform as possible.

(3)P Devices shall be fixed to the superstructure and the substructure.

(4)P The isolation system shall be designed so that shocks and potential torsional movements are controlled by appropriate measures.

(5) Requirement (4)P concerning shocks is deemed to be satisfied if potential shock effects are avoided through appropriate devices (e.g. dampers, shock-absorbers, etc.).

10.5.3 Контроль нерівномірних сейсмічних рухів ґрунту

(1) Конструктивні елементи, розташовані вище і нижче ізолюючій поверхні, мають бути достатньо жорсткими в горизонтальному і вертикальному напрямках для того, щоб зменшити вплив нерівномірності сейсмічних переміщень ґрунту. Це не відноситься до мостів або водонапірних споруд, в яких палі або пілони моста, що розташовуються під ізолюючою поверхнею, можуть піддаватися деформаціям.

(2) Для будівель вимога (1) виконується, якщо задовольняються всі умови, приведені нижче:

а) Жорстка діафрагма, розташована зверху і знизу віброізолюваної системи і що складається із залізобетонної плити або решіток в'язевої балки, запроектована з урахуванням всіх відповідних локальних і загальних форм згину. Немає необхідності в установці такої жорсткої діафрагми, якщо сама конструкція містить жорсткі коробчасті конструкції.

б) Пристрої віброізоляції, що є системою, кріпляться на обох кінцях безпосередньо до жорсткої діафрагми, описаної вище, або, якщо це неможливо, кріпляться за допомогою вертикальних елементів, відносний горизонтальний зсув яких в сейсмічній проектній ситуації має бути менше $1/20$ відносного переміщення ізолюючої системи.

10.5.4 Контроль переміщень, що відносяться до навколишнього ґрунту і конструкцій

(1)P Слід передбачити достатньо місця між віброізолюваною верхньою частиною будівлі і навколишнім ґрунтом або конструкціями, для того, щоб забезпечити його необхідне переміщення на всіх напрямках в проектній сейсмічній ситуації.

10.5.5 Концептуальне проектування будівель з сейсмоізолюваною основою

(1) Принципи концептуального проектування будівель з ізолюваною основою повинні ґрунтуватися на відповідних принципах розділів 2 і 4.2, а також на додаткових положеннях, приведених в цьому параграфі.

10.5.3 Control of differential seismic ground motions

(1) The structural elements located above and below the isolation interface should be sufficiently rigid in both horizontal and vertical directions, so that the effects of differential seismic ground displacements are minimised. This does not apply to bridges or elevated structures, where the piles and piers located under the isolation interface may be deformable.

(2) In buildings, (1) is considered satisfied if all the conditions stated below are satisfied:

a) A rigid diaphragm is provided above and under the isolation system, consisting of a reinforced concrete slab or a grid of tie-beams, designed taking into account all relevant local and global modes of buckling. This rigid diaphragm is not necessary if the structures consist of rigid boxed structures;

b) The devices constituting the isolation system are fixed at both ends to the rigid diaphragms defined above, either directly or, if not practicable, by means of vertical elements, the relative horizontal displacement of which in the seismic design situation should be lower than $1/20$ of the relative displacement of the isolation system.

10.5.4 Control of displacements relative to surrounding ground and constructions

(1)P Sufficient space shall be provided between the isolated superstructure and the surrounding ground or constructions, to allow its displacement in all directions in the seismic design situation.

10.5.5 Conceptual design of base isolated buildings

(1) The principles of conceptual design for base isolated buildings should be based on those in Section 2 and in 4.2, with additional provisions given in this section.

10.6 Сейсмічна дія

(1)P Слід припустити, що дві горизонтальні і вертикальні компоненти сейсмічної дії діють одночасно.

(2) Кожна компонента сейсмічного руху визначена в 3.2 залежно від пружного спектру для відповідних місцевих ґрунтових умов і проектного прискорення ґрунту a_g .

(3) У будівлях, що відносяться до класу важливості IV, слід також враховувати сейсмічний спектр майданчика будівництва, що включає дії навколишнього сейсмічного джерела, якщо будівля розташована на відстані менш 15 км від потенційно активного розлому з магнітудою $M_s \geq 6,5$. Такий спектр може не братися до розгляду, якщо він менше стандартного спектру, визначеного в (2) цього підрозділу.

(4) Комбінації компонентів сейсмічних дій для будівель приведені в 4.3.3.5.

(5) Якщо потрібно врахувати історичні відомості про землетруси, слід використовувати записи не менше трьох переміщень ґрунту і враховувати вимоги 3.2.3.1 і 3.2.3.2.

10.7 Показник поведінки

(1)P Окрім випадків, описаних в 10.10(5), значення показника поведінки необхідно приймати рівним $q = 1$.

10.8 Властивості системи віброізоляції

(1)P Для використання в розрахунку слід брати найбільш несприятливі значення фізичних і механічних властивостей системи сейсмоізоляції, отриманих протягом всього терміну експлуатації. Ці властивості повинні відобразити вплив:

- швидкості навантаження;
- магнітуди одночасного вертикального навантаження;
- магнітуду одночасного горизонтального навантаження в поперечному напрямі;
- температури;
- зміни властивостей системи впродовж запроєктованого терміну служби.

10.6 Seismic action

(1)P The two horizontal and the vertical components of the seismic action shall be assumed to act simultaneously.

(2) Each component of the seismic action is defined in 3.2, in terms of the elastic spectrum for the applicable local ground conditions and design ground acceleration a_g .

(3) In buildings of importance class IV, site-specific spectra including near source effects should also be taken into account, if the building is located at a distance less than 15 km from the nearest potentially active fault with a magnitude $M_s \geq 6,5$. Such spectra should not be taken as being less than the standard spectra defined in (2) of this subclause.

(4) In buildings, combinations of the components of the seismic action are given in 4.3.3.5.

(5) If time-history analyses are required, a set of at least three ground motion records should be used and should conform to the requirements of 3.2.3.1 and 3.2.3.2.

10.7 Behaviour factor

(1)P Except as provided in 10.10(5), the value of the behaviour factor shall be taken as being equal to $q = 1$.

10.8 Properties of the isolation system

(1)P Values of physical and mechanical properties of the isolation system to be used in the analysis shall be the most unfavourable ones to be attained during the lifetime of the structure. They shall reflect, where relevant, the influence of:

- rate of loading;
- magnitude of the simultaneous vertical load;
- magnitude of simultaneous horizontal load in the transverse direction;
- temperature;
- change of properties over projected service life.

(2) Прискорення і сили інерції, викликані землетрусом, слід оцінювати, зважаючи на максимальне значення жорсткості і мінімальне значення коефіцієнтів загасання і тертя.

(3) Переміщення необхідно обчислювати з урахуванням мінімальних величин жорсткості, загасання і коефіцієнтів тертя.

(4) Для будівель I і II класів важливості можна використовувати середні значення фізичних і механічних властивостей за умови, що екстремальні значення (максимум або мінімум) відрізняються від середніх значень не більше ніж на 15 %.

10.9 Структурний аналіз

10.9.1 Загальні відомості

(1)P Динамічну реакцію структурної системи слід досліджувати залежно від прискорень, сил інерції і переміщень.

(2)P Для будівель необхідно брати до уваги вплив кручення, включаючи дії, прикладені з випадковим ексцентриситетом, як визначено в **4.3.2**.

(3) При моделюванні системи сейсмоізоляції слід достатньо точно відображати розподіл ізолюючих елементів в просторі так, щоб адекватно розрахувати перетворення в обох горизонтальних напрямках, відповідну дію перекидаючого моменту і обертання навколо вертикальної осі будівлі. Ця модель ізолюючої системи повинна чітко відображати характеристики різних типів елементів, вживаних в ізолюючій системі.

10.9.2 Еквівалентний лінійний аналіз

(1) Виконуючи умови **(5)** цього підрозділу, можна змоделювати таку віброізольовану систему, яка може мати еквівалентні лінійні в'язкопружні властивості і складатися з таких пристроїв, як шаруваті еластомерні опори, або мати білінійні гістерезисні властивості, якщо система складається з пристроїв пружнопластичності.

(2) Accelerations and inertia forces induced by the earthquake should be evaluated taking into account the maximum value of the stiffness and the minimum value of the damping and friction coefficients.

(3) Displacements should be evaluated taking into account the minimum value of stiffness and damping and friction coefficients.

(4) In buildings of importance classes I or II, mean values of physical and mechanical properties may be used, provided that extreme (maximum or minimum) values do not differ by more than 15% from the mean values.

10.9 Structural analysis

10.9.1 General

(1)P The dynamic response of the structural system shall be analysed in terms of accelerations, inertia forces and displacements.

(2)P In buildings, torsional effects, including the effects of the accidental eccentricity defined in **4.3.2**, shall be taken into account.

(3) Modelling of the isolation system should reflect with a sufficient accuracy the spatial distribution of the isolator units, so that the translation in both horizontal directions, the corresponding overturning effects and the rotation about the vertical axis are adequately accounted for. It should reflect adequately the characteristics of the different types of units used in the isolation system.

10.9.2 Equivalent linear analysis

(1) Subject to the conditions in **(5)** of this subclause, the isolation system may be modelled with equivalent linear visco-elastic behaviour, if it consists of devices such as laminated elastomeric bearings, or with bilinear hysteretic behaviour if the system consists of elasto-plastic types of devices.

(2) Якщо застосовується еквівалентна лінійна модель, то необхідно використовувати ефективну жорсткість кожного ізолюючого елементу (тобто сичне значення жорсткості загального проектного переміщення d_{db}) згідно з **10.8(1)P**. Ефективна жорсткість K_{eff} системи сейсмоізоляції є сумою ефективних жорсткостей ізолюючих елементів.

(3) Якщо використовується еквівалентна лінійна модель, то розсіювання енергії ізолюючої системи слід представити залежно від еквівалентного в'язкого загасання як «ефективне загасання» (ξ_{eff}). Розсіювання енергії в опорах має бути виражене на основі вимірювання енергії, яка розсівається циклами з частотою коливань в границях діапазону даних частот і форм власних коливань. Для вищих форм поза цим діапазоном, коефіцієнт загасання форм коливань всієї конструкції дорівнюватиме тому ж коефіцієнту верхньої частини будівлі при жорсткому затисканні в основі.

(4) Коли ефективна жорсткість або ефективне загасання окремих ізолюючих елементів залежать від проектного переміщення d_{dc} , слід застосовувати ітеративну процедуру до тих пір, поки різниця між набутим і розрахунковим значеннями не досягне 5 % від набутого значення.

(5) Властивості системи сейсмоізоляції можна розглядати як деякий еквівалент лінійним властивостям, якщо виконуються всі наступні умови:

- a) ефективна жорсткість системи ізоляції, як визначено в (2) цього підрозділу, складає не менше 50 % ефективної жорсткості при переміщенні $0,2 d_{dc}$;
- b) коефіцієнт ефективного загасання системи ізоляції, як визначено в (3) цього підрозділу, не перевищує 30 %;
- c) характеристики діаграми «сила-переміщення» системи ізоляції не змінюється більш ніж на 10 % при зміні швидкості навантаження або унаслідок дії вертикальних навантажень;
- d) збільшення поновлюючої сили в системі ізоляції для переміщень в границях між $0,5 d_{dc}$ і d_{dc} складає не менше 2,5 % від загального гравітаційного навантаження над ізолюючою системою.

(2) If an equivalent linear model is used, the effective stiffness of each isolator unit (i.e. the secant value of the stiffness at the total design displacement d_{db}) should be used, while respecting **10.8(1)P**. The effective stiffness K_{eff} of the isolation system is the sum of the effective stiffnesses of the isolator units.

(3) If an equivalent linear model is used, the energy dissipation of the isolation system should be expressed in terms of an equivalent viscous damping, as the “effective damping” (ξ_{eff}). The energy dissipation in bearings should be expressed from the measured energy dissipated in cycles with frequency in the range of the natural frequencies of the modes considered. For higher modes outside this range, the modal damping ratio of the complete structure should be that of a fixed base superstructure.

(4) When the effective stiffness or the effective damping of certain isolator units depend on the design displacement d_{dc} , an iterative procedure should be applied, until the difference between assumed and calculated values of d_{dc} does not exceed 5% of the assumed value.

(5) The behaviour of the isolation system may be considered as being equivalent to linear if all the following conditions are met:

- a) the effective stiffness of the isolation system, as defined in (2) of this subclause, is at least 50% of the effective stiffness at a displacement of $0,2d_{dc}$;
- b) the effective damping ratio of the isolation system, as defined in (3) of this subclause, does not exceed 30%;
- c) the force-displacement characteristics of the isolation system does not vary by more than 10% due to the rate of loading or due to the vertical loads;
- d) the increase of the restoring force in the isolation system for displacements between $0,5d_{dc}$ and d_{dc} is at least 2,5% of the total gravity load above the isolation system.

(б) Якщо властивості системи ізоляції розглядаються як еквівалентні лінійним властивостям, і сейсмічна дія визначається за допомогою пружного спектру згідно з **10.6(2)**, то коректування загасання слід здійснювати згідно з **3.2.2.2(3)**.

10.9.3 Спрощений лінійний аналіз

(1) Метод спрощеного лінійного аналізу розглядає два горизонтальні динамічні переміщення і накладає статичні дії від кручення. Метод припускає, що верхня будова (суперструктура) є жорстким недеформованим тілом, розташованим над сейсмоізолюючою системою, а також, що виконуються умови **(2)** і **(3)** цього підрозділу. Тоді ефективний період поступальних переміщень визначається за формулою:

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_{eff}}}, \quad (10.1)$$

де

M маса верхньої частини будівлі (суперструктури);

K_{eff} ефективна горизонтальна жорсткість ізолюючої системи, як визначено в **10.9.2(2)**.

(2) При оцінці ефективної горизонтальної жорсткості і застосуванні спрощеного лінійного аналізу, можна нехтувати впливом кручення щодо вертикальної осі, якщо в кожному з двох основних горизонтальних напрямів загальний ексцентриситет (включаючи випадковий ексцентриситет) між центром жорсткості віброізолюючої системи і вертикальною проекцією центру мас суперструктури не перевищує 7,5% її довжин, поперечною до даного горизонтального напрямку. Це і є умова для застосування спрощеного лінійного методу.

(3) Спрощений метод можна застосовувати до систем віброізоляції з еквівалентними лінійними демпфуючими властивостями, якщо вони відповідають всім наступним умовам:

а) відстань від будмайданчика до найближчого потенційно небезпечного розлому з магнітудою $M_s \geq 6,5$ більше 15 км;

б) найбільший розмір в плані верхньої частини будівлі (суперструктури) не перевищує 50 м;

(6) If the behaviour of the isolation system is considered as equivalent linear and the seismic action is defined through the elastic spectrum as per **10.6(2)**, a damping correction should be performed in accordance with **3.2.2.2(3)**.

10.9.3 Simplified linear analysis

(1) The simplified linear analysis method considers two horizontal dynamic translations and superimposes static torsional effects. It assumes that the superstructure is a rigid solid translating above the isolation system, subject to the conditions of **(2)** and **(3)** of this subclause. Then the effective period of translation is:

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_{eff}}}, \quad (10.1)$$

where

M is the mass of the superstructure;

K_{eff} is the effective horizontal stiffness of the isolation system as defined in **10.9.2(2)**.

(2) The torsional movement about the vertical axis may be neglected in the evaluation of the effective horizontal stiffness and in the simplified linear analysis if, in each of the two principal horizontal directions, the total eccentricity (including the accidental eccentricity) between the stiffness centre of the isolation system and the vertical projection of the centre of mass of the superstructure does not exceed 7,5% of the length of the superstructure transverse to the horizontal direction considered. This is a condition for the application of the simplified linear analysis method.

(3) The simplified method may be applied to isolation systems with equivalent linear damped behaviour, if they also conform to all of the following conditions:

а) the distance from the site to the nearest potentially active fault with a magnitude $M_s \geq 6,5$ is greater than 15 km;

б) the largest dimension of the superstructure in plan is not greater than 50 m;

в) нижня частина будівлі (субструктура) є достатньо жорсткою для того, щоб звести до мінімуму вплив переміщень ґрунту;
 г) всі пристрої віброізоляції розташовані вище за нижню частину будівлі (субструктури), яка сприймає вертикальні навантаження;
 д) ефективний період коливань T_{eff} задовольняє наступній умові:

$$3T_f \leq T_{eff} \leq 3s, \quad (10.2)$$

де T_f є періодом основного тону коливань ізольованої суперструктури в припущенні її жорсткого затискання в основі (розрахованим за спрощеним виразом).

(4) У будівлях, на додаток до (3) цього підрозділу, мають бути виконані всі наступні умови для спрощеного методу, вживаного до систем віброізоляції з еквівалентним лінійним загасанням:

- а) система опору поперечним навантаженням верхніх конструкцій (суперструктури) має бути регулярна і симетрична, розташована уздовж двох основних осей конструкції в плані;
- б) гойданням в основі нижніх конструкцій (субструктури) можна нехтувати;
- с) відношення між вертикальною і горизонтальною жорсткостями системи віброізоляції повинне задовільняти нерівність:

$$\frac{K_v}{K_{eff}} \geq 150 \quad (10.3)$$

д) період основного тону вертикальних коливань T_v має бути не більше 0,1 сек, де:

$$T_v = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_v}}. \quad (10.4)$$

(5) Переміщення центру жорсткості при сейсмічній дії повинне обчислюватися в кожному горизонтальному напрямі за формулою:

$$d_{dc} = \frac{M \cdot S_e(T_{eff}, \xi_{eff})}{K_{eff, \min}}, \quad (10.5)$$

де $S_e(T_{eff}, \xi_{eff})$ – спектральне прискорення, визначене в 3.2.2.2 з урахуванням відповідного значення ефективного загасання ξ_{eff} відповідно до 10.9.2(3).

c) the substructure is sufficiently rigid to minimise the effects of differential displacements of the ground;

d) all devices are located above elements of the substructure which support the vertical loads;

e) the effective period T_{eff} satisfies the following condition:

$$3T_f \leq T_{eff} \leq 3s, \quad (10.2)$$

where T_f is the fundamental period of the superstructure with a fixed base (estimated through a simplified expression).

(4) In buildings, in addition to (3) of this subclause, all of the following conditions should be satisfied for the simplified method to be applied to isolation systems with equivalent linear damped behaviour:

- a) the lateral-load resisting system of the superstructure should be regularly and symmetrically arranged along the two main axes of the structure in plan;
- b) the rocking rotation at the base of the substructure should be negligible;
- c) the ratio between the vertical and the horizontal stiffness of the isolation system should satisfy the following expression:

$$\frac{K_v}{K_{eff}} \geq 150 \quad (10.3)$$

d) the fundamental period in the vertical direction, T_v , should be not longer than 0,1 s, where:

$$T_v = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_v}}. \quad (10.4)$$

(5) The displacement of the stiffness centre due to the seismic action should be calculated in each horizontal direction, from the following expression:

$$d_{dc} = \frac{M \cdot S_e(T_{eff}, \xi_{eff})}{K_{eff, \min}}, \quad (10.5)$$

where $S_e(T_{eff}, \xi_{eff})$ is the spectral acceleration defined in 3.2.2.2, taking into account the appropriate value of effective damping ξ_{eff} in accordance with 10.9.2(3).

(6) Горизонтальні сили, прикладені в кожному рівні верхньої конструкції, мають бути обчислені в кожному горизонтальному напрямі за наступним виразом:

$$f_j = m_j S_e(T_{\text{eff}}, \xi_{\text{eff}}), \quad (10.6)$$

де m_j є зосередженою масою в рівні j .

(7) Система сил, розглянутих в (6), викликає ефекти кручення унаслідок поєднання природних і випадкових ексцентриситетів.

(8) Якщо умова в (2) цього підрозділу, для виключення ефектів кручення щодо вертикальної осі, виконується, то вплив кручення в окремому ізолюючому пристрої може бути розраховано шляхом множення отриманих в кожному напрямі результатів (визначених в (5) і (6)) на коефіцієнт δ_i , визначуваний заданий виразом (для дії з напрямку x):

$$\delta_{xi} = 1 + \frac{e_{\text{tot},y}}{r_y^2} y_i, \quad (10.7)$$

де

y горизонтальний напрям, поперечний до даного напрямку x ;

(x_i, y_i) координати ізолюючого елемента i щодо центру ефективної жорсткості;

$e_{\text{tot},y}$ загальний ексцентриситет в напрямі y ;

r_y радіус кручення ізолюючої системи в напрямі y , який визначається наступним виразом:

$$r_y^2 = \sum (x_i^2 K_{yi} + y_i^2 K_{xi}) / \sum K_{xi}. \quad (10.8)$$

K_{xi} і K_{yi} є ефективними жорсткостями елемента i в напрямках x і y , відповідно.

(9) Ефекти кручення у верхній конструкції (суперструктурі) повинні оцінюватися згідно з 4.3.3.2.4.

10.9.4 Спрощений лінійний модальний аналіз

(1) Якщо поведінка пристроїв може розглядатися як еквівалентна лінійна, але не виконується будь-яка з умов 10.9.3(2), (3) або якщо не застосовно (4), то модальний аналіз може бути виконаний відповідно до 4.3.3.3.

(2) Якщо всі умови 10.9.3(3) виконуються і якщо застосовано (4), то може бути використаний

(6) The horizontal forces applied at each level of the superstructure should be calculated, in each horizontal direction through the following expression:

$$f_j = m_j S_e(T_{\text{eff}}, \xi_{\text{eff}}), \quad (10.6)$$

where m_j is the mass at level j

(7) The system of forces considered in (6) induces torsional effects due to the combined natural and accidental eccentricities.

(8) If the condition in (2) of this subclause for neglecting torsional movement about the vertical axis is satisfied, the torsional effects in the individual isolator units may be accounted for by amplifying in each direction the action effects defined in (5) and (6) with a factor δ_i given (for the action in the x direction) by:

$$\delta_{xi} = 1 + \frac{e_{\text{tot},y}}{r_y^2} y_i, \quad (10.7)$$

where

y is the horizontal direction transverse to the direction x under consideration;

(x_i, y_i) are the co-ordinates of the isolator unit i relative to the effective stiffness centre;

$e_{\text{tot},y}$ is the total eccentricity in the y direction;

r_y is the torsional radius of the isolation system, as given by the following expression:

$$r_y^2 = \sum (x_i^2 K_{yi} + y_i^2 K_{xi}) / \sum K_{xi}. \quad (10.8)$$

K_{xi} and K_{yi} being the effective stiffness of a given unit i in the x and y directions, respectively.

(9) Torsional effects in the superstructure should be estimated in accordance with 4.3.3.2.4.

10.9.4 Modal simplified linear analysis

(1) If the behaviour of the devices may be considered as equivalent linear but all the conditions of 10.9.3(2), (3) and – if applicable - (4) are not met, a modal analysis may be performed in accordance with 4.3.3.3.

(2) If conditions 10.9.3(3) and - if applicable - (4) are met, a simplified analysis may be used

спрощений аналіз, розглядаючи горизонтальні переміщення і повороти навколо вертикальної осі і вважаючи, що субструктури і суперструктури будівлі поведуться жорстко. В цьому випадку загальний ексцентриситет маси верхньої конструкції (включаючи випадковий ексцентриситет згідно з **4.3.2(1)P**) повинен враховуватися при аналізі. Переміщення в кожній крапці конструкції мають бути потім обчислені, підсумовуючи поперечні і крутильні переміщення. Це застосовується виключно для оцінки ефективної жорсткості кожного елемента віброізоляції. Сили інерції і моменти повинні враховуватися для перевірки елементів віброізоляції, а також нижніх і верхніх конструкцій споруди.

10.9.5 Аналіз історичних відомостей про землетруси

(1)P Якщо система сейсмоізоляції не може бути представлена у вигляді еквівалентної лінійної моделі (тобто якщо умови в **10.9.2(5)** не виконуються), то сейсмічна реакція має бути оцінена за допомогою аналізу історичних відомостей про землетруси, використовуючи встановлений закон побудови пристрою, який може адекватно відтворювати поведінку системи в діапазоні деформацій і швидкостей, очікуваних в сейсмічній проектній ситуації.

10.9.6 Небудівельні елементи

(1)P У будівлях неконструктивні елементи мають бути проаналізовані згідно з **4.3.5** з належним розглядом динамічних ефектів ізоляції (дивися **4.3.5.1(2)** і **(3)**).

10.10 Перевірка безпеки в кінцевому граничному стані (ULS)

(1)P Субструктура має бути перевірена на дію сил інерції, безпосередньо прикладені до неї, а також на сили і моменти, передані їй ізолюючою системою.

(2)P Кінцевий граничний стан субструктури і верхньої конструкції необхідно перевірити, використовуючи значення γ_m , які визначені у відповідних розділах цих Євроноорм.

(3)P У будівлях перевірка безпеки, що

considering the horizontal displacements and the torsional movement about the vertical axis and assuming that the substructures and the superstructures behave rigidly. In that case, the total eccentricity (including the accidental eccentricity as per **4.3.2(1)P**) of the mass of the superstructure should be taken into account in the analysis. Displacements at every point of the structure should then be calculated combining the translational and rotational displacements. This applies notably for the evaluation of the effective stiffness of each isolator unit. The inertial forces and moments should be taken into account for the verification of the isolator units and of the substructures and the superstructures.

10.9.5 Time-history analysis

(1)P If an isolation system may not be represented by an equivalent linear model (i.e. if the conditions in **10.9.2(5)** are not met), the seismic response shall be evaluated by means of a time-history analysis, using a constitutive law of the devices which can adequately reproduce the behaviour of the system in the range of deformations and velocities anticipated in the seismic design situation.

10.9.6 Non structural elements

(1)P In buildings, non-structural elements shall be analysed in accordance with **4.3.5**, with due consideration of the dynamic effects of the isolation (see **4.3.5.1(2)** and **(3)**).

10.10 Safety verifications at Ultimate Limit State

(1)P The substructure shall be verified under the inertia forces directly applied to it and the forces and moments transmitted to it by the isolation system.

(2)P The Ultimate Limit State of the substructure and the superstructure shall be checked using the values of γ_m defined in the relevant sections of this Eurocode.

(3)P In buildings, safety verifications regarding

відноситься до рівноваги і опірності нижньої і верхньої частини конструкції, має бути виконано відповідно до **4.4**. В цьому випадку немає необхідності задовольняти вимогам до проектною здатності, що несе, і умов загальної або локальної пластичності.

(4) У будівлях конструктивні елементи нижньої і верхньої частин конструкцій можуть бути запроєктовані як недисипативні системи. Для бетонних, сталевих або сталебетонних складених будівель може бути прийнятий клас пластичності L (низький) і, відповідно, застосовані положення **5.3**, **6.1.2(2)P**, **(3)** і **(4)** або **7.1.2(2)P** і **(3)**.

(5) У будівлях умови опірності конструктивних елементів верхньої конструкції можуть бути виконані, враховуючи сейсмічну дію, розділену на показник поведінки не більший, ніж 1,5.

(6) Р Зважаючи на можливе руйнування унаслідок подовжнього вигину пристроїв і використання національно призначених значень γ_M , опірність ізолюючої системи має бути оцінена з урахуванням коефіцієнта γ_x , визначеного в **10.3(2) P**.

(7) Відповідно до типу даного пристрою, опірність ізолюючих елементів має бути оцінена у кінцевому граничному стані в залежності від кожного з двох наступних положень:

а) сили, беручи до уваги при розрахунку максимально можливі вертикальні і горизонтальні сили в сейсмічній проектній ситуації, включають ефекти перекидання;

б) щодо загального відносного горизонтального переміщення між нижньою і верхньою поверхнями елементів віброізоляції: загальне горизонтальне переміщення повинне включати деформацію унаслідок проектною сейсмічної дії і ефекти усадки, повзучості, температури і залишкової напруги (якщо верхня конструкція заздалегідь напружена).

equilibrium and resistance in the substructure and in the superstructure shall be performed in accordance with **4.4**. Capacity design and global or local ductility conditions do not need to be satisfied.

(4) In buildings, the structural elements of the substructure and the superstructure may be designed as non-dissipative. For concrete, steel or steel-concrete composite buildings Ductility Class L may be adopted and **5.3**, **6.1.2(2)P**, **(3)** and **(4)** or **7.1.2(2)P** and **(3)**, respectively, applied.

(5) In buildings, the resistance condition of the structural elements of the superstructure may be satisfied taking into account seismic action effects divided by a behaviour factor not greater than 1,5.

(6)P Taking into account possible buckling failure of the devices and using nationally determined γ_M values, the resistance of the isolation system shall be evaluated taking into account the γ_x factor defined in **10.3(2)P**.

(7) According to the type of device considered, the resistance of the isolator units should be evaluated at the Ultimate Limit State in terms of either of the following:

a) forces, taking into account the maximum possible vertical and horizontal forces in the seismic design situation, including overturning effects;

b) total relative horizontal displacement between lower and upper faces of the unit. The total horizontal displacement should include the distortion due to the design seismic action and the effects of shrinkage, creep, temperature and post tensioning (if the superstructure is prestressed).

Додаток А (Інформативний)

Спектр реакції пружного переміщення

A.1 Для конструкцій з великими періодичними коливаннями сейсмічний вплив може бути представлений у формі спектру реакції переміщення $S_{De}(T)$, як показано на Рисунок А.1.

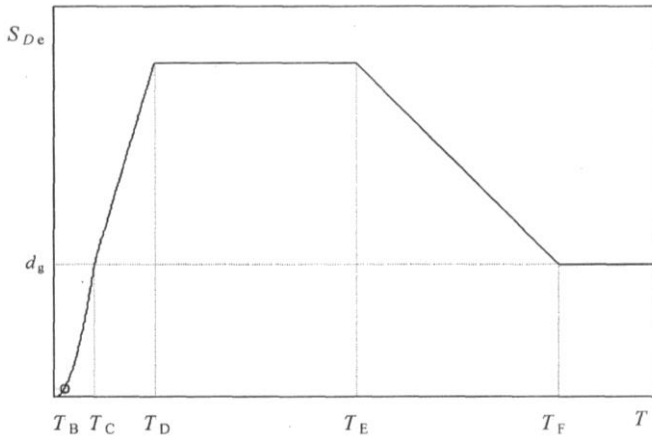


Рисунок А.1: Спектр реакції пружного переміщення

A.2 Аж до контрольного періоду T_E ординати спектру виходять з виразів (3.1) - (3.4), перетворюючи $S_e(T)$ в $S_{De}(T)$ через вираз (3.7). Для періодів коливань за границями T_E ординати спектру реакції пружного переміщення виходять з виразів (A.1) і (A.2):

$$T_E \leq T \leq T_F : S_{De}(T) = 0,025a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \left[2,5\eta + \left(\frac{T - T_E}{T_F - T_E} \right) (1 - 2,5\eta) \right] \quad (\text{A.1})$$

$$T \geq T_F : S_{De}(T) = d_g, \quad (\text{A.2})$$

де: S , T_C , T_D дані в таблицях 3.2 і 3.3; η задається виразом (3.6), а d_g задається виразом (3.12). Контрольні періоди T_E і T_F представлені в таблиці А.1.

Таблиця А.1: Додаткові контрольні періоди для спектру переміщення Типу 1

Тип ґрунту	T_E (s)	T_F (s)
А	4,5	10,0
В	5,0	10,0
С	6,0	10,0
Д	6,0	10,0
Е	6,0	10,0

Annex A (Informative)

Elastic displacement response spectrum

A.1 For structures of long vibration period, the seismic action may be represented in the form of a displacement response spectrum, $S_{De}(T)$, as shown in Figure A.1.

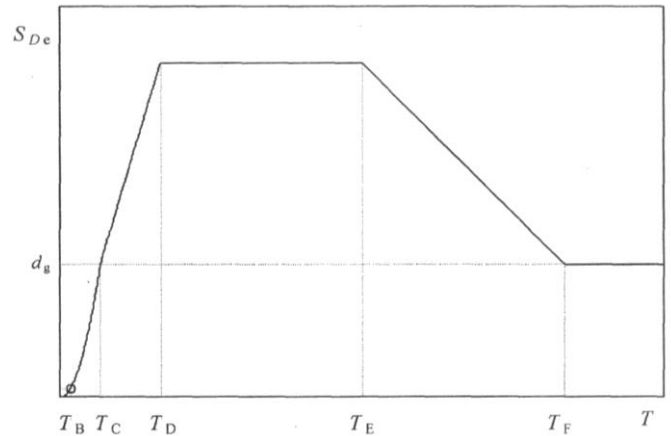


Figure A.1: Elastic displacement response spectrum.

A.2 Up to the control period T_E , the spectral ordinates are obtained from expressions (3.1)-(3.4) converting $S_e(T)$ to $S_{De}(T)$ through expression (3.7). For vibration periods beyond T_E , the ordinates of the elastic displacement response spectrum are obtained from expressions (A.1) and (A.2).

$$T_E \leq T \leq T_F : S_{De}(T) = 0,025a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \left[2,5\eta + \left(\frac{T - T_E}{T_F - T_E} \right) (1 - 2,5\eta) \right] \quad (\text{A.1})$$

$$T \geq T_F : S_{De}(T) = d_g, \quad (\text{A.2})$$

where S , T_C , T_D are given in Tables 3.2 and 3.3, η is given by expression (3.6) and d_g is given by expression (3.12). The control periods T_E and T_F are presented in Table A.1.

Table A.1: Additional control periods for Type 1 displacement spectrum.

Ground type	T_E (s)	T_F (s)
А	4,5	10,0
В	5,0	10,0
С	6,0	10,0
Д	6,0	10,0
Е	6,0	10,0

Додаток В (Інформативний)

Визначення рівня переміщення для нелінійного статичного аналізу (аналізу граничної міцності)

В.1 Загальні відомості

Цільовий зсув визначається із спектру пружної реакції (див. 3.2.2.2). Крива навантаження, яка представляє взаємозв'язок між перерізуючою силою і переміщенням контрольної точки, визначається відповідно до 4.3.3.4.2.3.

Приймається наступне співвідношення між нормалізованими поперечними силами \bar{F}_i і нормалізованими переміщеннями Φ_i :

$$\bar{F}_i = m_i \Phi_i, \quad (\text{B.1})$$

де m_i – маса i -го поверху.

Переміщення нормалізуються таким чином, що $\Phi_n = 1$, де n є контрольною вузловою точкою (зазвичай, n означає рівень кривлі). Отже $\bar{F}_n = m_n$.

В.2 Перетворення в еквівалентну систему з одним ступенем свободи (СОСС)

Маса еквівалентної СОСС m^* визначається так:

$$m^* = \sum m_i \Phi_i = \sum \bar{F}_i \quad (\text{B.2})$$

а коефіцієнт перетворення \tilde{A} визначається виразом:

$$\tilde{A} = \frac{m^*}{\sum m_i \hat{\Phi}_i^2} = \frac{\sum \bar{F}_i}{\sum \left(\frac{\bar{F}_i^2}{m_i} \right)} \quad (\text{B.3})$$

Сила F^* і переміщення d^* еквівалентної СОСС обчислюються як:

$$F^* = \frac{F_b}{\tilde{A}}; \quad (\text{B.4})$$

$$d^* = \frac{d_n}{\tilde{A}}, \quad (\text{B.5})$$

де F_b і d_n є, відповідно, перерізуючою силою в основі і переміщенням контрольної вузлової точки системи з багатьма ступенями свободи (СБСС)

Annex B (Informative)

Determination of the target displacement for nonlinear static (pushover) analysis

B.1 General

The target displacement is determined from the elastic response spectrum (see 3.2.2.2). The capacity curve, which represents the relation between base shear force and control node displacement, is determined in accordance with 4.3.3.4.2.3.

The following relation between normalized lateral forces \bar{F}_i and normalized displacements Φ_i is assumed:

$$\bar{F}_i = m_i \Phi_i, \quad (\text{B.1})$$

where m_i is the mass in the i -th storey.

Displacements are normalized in such a way that $\Phi_n = 1$, where n is the control node (usually, n denotes the roof level). Consequently, $\bar{F}_n = m_n$.

B.2 Transformation to an equivalent Single Degree of Freedom (SDOF) system

The mass of an equivalent SDOF system m^* is determined as:

$$m^* = \sum m_i \Phi_i = \sum \bar{F}_i \quad (\text{B.2})$$

and the transformation factor is given by:

$$\tilde{A} = \frac{m^*}{\sum m_i \hat{\Phi}_i^2} = \frac{\sum \bar{F}_i}{\sum \left(\frac{\bar{F}_i^2}{m_i} \right)} \quad (\text{B.3})$$

The force F^* and displacement d^* of the equivalent SDOF system are computed as:

$$F^* = \frac{F_b}{\tilde{A}}; \quad (\text{B.4})$$

$$d^* = \frac{d_n}{\tilde{A}}, \quad (\text{B.5})$$

where F_b and d_n are, respectively, the base shear force and the control node displacement of the Multi Degree of Freedom (MDOF) system.

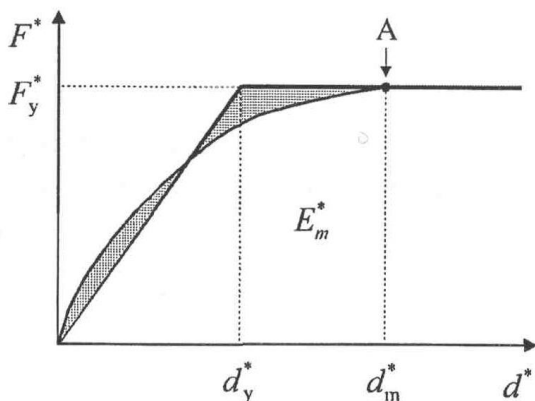
В.3 Визначення залежності ідеалізованої пружно-пластичної діаграми сила-переміщення

Зусилля текучості F_y^* , яке також представляє граничну міцність ідеалізованої системи, дорівнює перерізуючій силі при формуванні механізму пластичності. Початкова жорсткість ідеалізованої системи визначається так, що площі під дійсними і ідеалізованими діаграмами «сила-переміщення» рівні між собою (див. Рисунок В.1).

Засновані на цьому допущенні переміщення, що відповідають текучості ідеалізованої діаграми для СОСС, d_y^* , визначаються за формулою:

$$d_y^* = 2 \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right), \quad (\text{B.6})$$

де E_m^* є дійсною енергією деформації аж до формування пластичного механізму.



Позначення

А пластичний механізм

Рисунок В.1: Визначення залежності ідеалізованої пружно – пластичної діаграми сила – переміщення

В.4 Визначення періоду коливань ідеалізованої еквівалентної СОСС

Період T^* ідеалізованої еквівалентної СОСС визначається за формулою:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}}. \quad (\text{B.7})$$

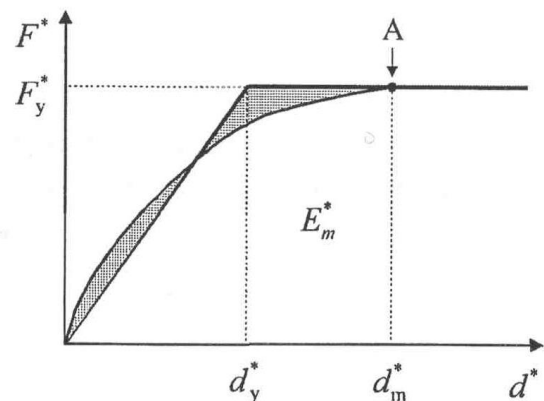
B.3 Determination of the idealized elasto-perfectly plastic force – displacement relationship

The yield force F_y^* , which represents also the ultimate strength of the idealized system, is equal to the base shear force at the formation of the plastic mechanism. The initial stiffness of the idealized system is determined in such a way that the areas under the actual and the idealized force – deformation curves are equal (see Figure B.1).

Based on this assumption, the yield displacement of the idealised SDOF system d_y^* is given by:

$$d_y^* = 2 \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right), \quad (\text{B.6})$$

where E_m^* is the actual deformation energy up to the formation of the plastic mechanism.



Key

А plastic mechanism

Figure B.1: Determination of the idealized elasto - perfectly plastic force – displacement relationship.

B.4 Determination of the period of the idealized equivalent SDOF system

The period T^* of the idealized equivalent SDOF system is determined by:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}}. \quad (\text{B.7})$$

B.5 Визначення заданого переміщення для еквівалентної системи з одним ступенем свободи (СОСС)

Задане переміщення конструкції з періодом коливань T^* і необмеженою пружною поведінкою визначається за формулою:

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2, \quad (B.8)$$

де $S_e(T^*)$ є пружний спектр реакції прискорення з періодом T^* .

Для визначення заданого переміщення d_t^* для конструкцій в короткоперіодному діапазоні коливань і для конструкцій в діапазоні середніх і великих періодів коливань, повинні застосовуватися різні формули, як приведено нижче. Кутова точка періоду між короткою і середньою зонами коливань є точка T_C (див. Рис. 3.1 і таблиці 3.2 і 3.3).

a) $T^* < T_C$ (діапазон коротких періодів)

Якщо $F_y^*/m^* \geq S_e(T^*)$, то реакція споруди вважається пружною і тоді

$$d_t^* = d_{et}^*. \quad (B.9)$$

Якщо $F_y^*/m^* < S_e(T^*)$, то реакція споруди є нелінійною і

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left(1 + (q_u - 1) \frac{T_C}{T^*} \right) \geq d_{et}^*, \quad (B.10)$$

де q_u є відношення між прискоренням в конструкції з необмеженою пружною поведінкою $S_e(T^*)$ і в конструкції з граничним опором F_y^*/m^* :

$$q_u = \frac{S_e(T^*)m^*}{F_y^*}. \quad (B.11)$$

b) $T^* \geq T_C$ (діапазон середніх і великих періодів)

$$d_t^* = d_{et}^*. \quad (B.12)$$

d_t^* повинно не перевищувати $3d_{et}^*$.

Взаємозв'язок між різними величинами можна побачити на Рисунку В.2 а) і б). Рисунки виражаються у форматі «прискорення – переміщення». Період T^* відображається радіальною лінією з початку координатної системи до деякої точки в спектрі пружної реакції, що визначається координатами $d^* =$

B.5 Determination of the target displacement for the equivalent SDOF system

The target displacement of the structure with period T^* and unlimited elastic behaviour is given by:

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2, \quad (B.8)$$

where $S_e(T^*)$ is the elastic acceleration response spectrum at the period T^* .

For the determination of the target displacement d_t^* for structures in the short-period range and for structures in the medium and long-period ranges different expressions should be used as indicated below. The corner period between the short- and mediumperiod range is T_C (see Fig. 3.1 and Tables 3.2 and 3.3).

a) $T^* < T_C$ (short period range)

If $F_y^*/m^* \geq S_e(T^*)$, the response is elastic and thus

$$d_t^* = d_{et}^*. \quad (B.9)$$

If $F_y^*/m^* < S_e(T^*)$ the response is nonlinear and

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left(1 + (q_u - 1) \frac{T_C}{T^*} \right) \geq d_{et}^*, \quad (B.10)$$

where q_u is the ratio between the acceleration in the structure with unlimited elastic behaviour $S_e(T^*)$ and in the structure with limited strength F_y

$$q_u = \frac{S_e(T^*)m^*}{F_y^*}. \quad (B.11)$$

b) $T^* \geq T_C$ (medium and long period range)

$$d_t^* = d_{et}^*. \quad (B.12)$$

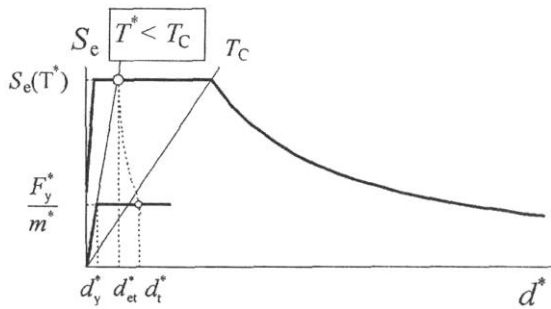
d_t^* need not exceed $3d_{et}^*$.

The relation between different quantities can be visualized in Figures B.2 a) and b). The figures are plotted in acceleration - displacement format. Period T^* is represented by the radial line from the origin of the coordinate system to the point at the elastic response spectrum defined by coordinates $d^* = S_e(T^*) (T^*/2\pi)^2$ і $S_e(T^*)$.

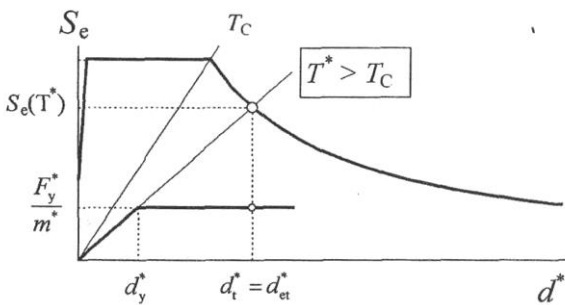
$S_e(T^*) (T^*/2\pi)^2$ і $S_e(T^*)$.

Процедура ітерації (необов'язкова)

Якщо задане переміщення d^*_t , визначене на 4-му кроці, значно відрізняється від переміщення d^*_m (Рисунок В.1), яке застосовується для визначення ідеалізованої пружно-пластичної діаграми «сила-переміщення» на 2-му кроці, то може бути застосована процедура ітерації, в якій кроки від 2 до 4 повторюються, використовуючи на 2-му кроці характеристику переміщень d^*_t (і відповідно $F^*_{y_1}$) замість переміщення d^*_m .



a) Short period range



b) Medium and long period range

Рисунок В.2: Визначення заданих переміщень для еквівалентної системи з одним ступенем свободи (СОСС).

В.6 Визначення заданих переміщень для системи з багатьма ступенями свободи (СБСС)

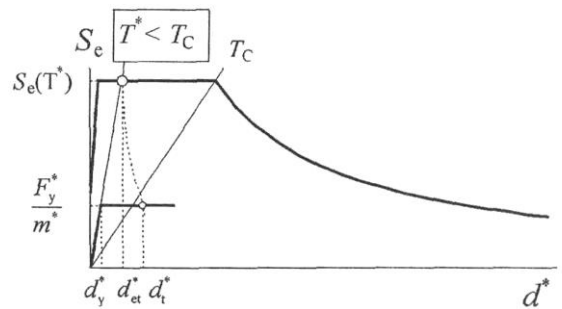
Задані переміщення СБСС визначаються рівнянням:

$$d_t = \Gamma d^*_t. \quad (B.13)$$

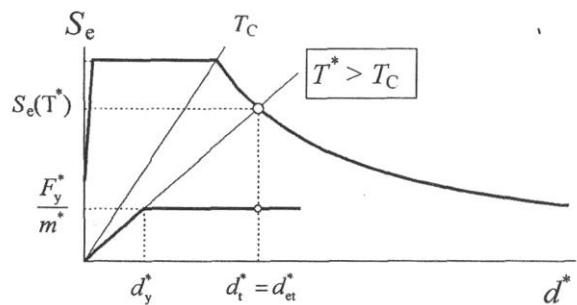
Задані переміщення відповідають контрольній вузловій точці.

Iterative procedure (optional)

If the target displacement d^*_t determined in the 4th step is much different from the displacement d^*_m (Figure B.1) used for the determination of the idealized elastoplastic force – displacement relationship in the 2nd step, an iterative procedure may be applied, in which steps 2 to 4 are repeated by using in the 2nd step d^*_t (and the corresponding $F^*_{y_1}$) instead of d^*_m .



a) Short period range



b) Medium and long period range

Figure B.2: Determination of the target displacement for the equivalent SDOF System

В.6 Determination of the target displacement for the MDOF system

The target displacement of the MDOF system is given by:

$$d_t = \Gamma d^*_t. \quad (B.13)$$

The target displacement corresponds to the control node.

Додаток С (Нормативний)

Проектування плит зі збірних сталобетонних балок у візлах з'єднання балок з колонами в каркасах, що чинять опір згинаючим моментам

С.1 Загальні відомості

(1) Цей додаток відноситься до проектування плит і їх з'єднань до сталевій рами в каркасах, , що чинять опір дії згинаючих моментів, в яких балки є складеними Т-подібної форми (таврові балки), що включають сталевий переріз з плитою.

(2) Додаток розроблений і перевірений експериментально в контексті складених моментних рам з жорсткими вузлами і пластичними шарнірами, що формуються в балках. Наведене в цьому додатку не повинні перевірятися для випадків з'єднань з парціальною міцністю, в яких деформації локалізовані в стиках.

(3) Пластичні шарніри на кінцях балки в збірній моментній рамі мають бути гнучкими. Згідно цього додатку повинні виконуватися дві вимоги, щоб гарантувати, що при згині забезпечується висока пластичність з'єднань:

- необхідно уникати передчасної втрати стійкості сталевій частини;

- необхідно уникати передчасного утворення тріщин в бетоні плити.

(4) Першу умову накладає верхня границя на площу поперечного перерізу A_s поздовжньої арматури в ефективній ширині плити. Другу умову накладає нижня границя на площу поперечного перерізу A_T поперечної арматури перед колоною.

С.2 Правила для запобігання передчасній втраті стійкості при згині сталевого перерізу

(1) Застосовується параграф 7.6.1(4).

С.3 Правила для запобігання передчасному утворенню тріщин в бетоні

С.3.1 Зовнішня колона—згин колони в напрямі, перпендикулярному до фасаду; прикладений згинаючий момент в балці від'ємний: $M < 0$

С.3.1.1 Відсутня сталева фасадна балка; відсутня консольна частина бетонної стрічки плити (Рисунок С.1(b))

Annex C (Normative)

Design of the slab of steel-concrete composite beams at beam-column joints in moment resisting frames

C.1 General

(1) This annex refers to the design of the slab and of its connection to the steel frame in moment resisting frames in which beams are composite T beams comprising a steel section with a slab.

(2) The annex has been developed and validated experimentally in the context of composite moment frames with rigid connections and plastic hinges forming in the beams. The expressions in this annex have not been validated for cases with partial strength connections in which deformations are more localised in the joints.

(3) Plastic hinges at beam ends in a composite moment frame shall be ductile. According to this annex two requirements shall be fulfilled to ensure that a high ductility in bending is obtained:

– early buckling of the steel part shall be avoided;

– early crushing of the concrete of the slab shall be avoided.

(4) The first condition imposes an upper limit on the cross-sectional area A_s of the longitudinal reinforcement in the effective width of the slab. The second condition imposes a lower limit on the cross-sectional area A_T of the transverse reinforcement in front of the column.

C.2 Rules for prevention of premature buckling of the steel section

(1) Paragraph 7.6.1(4) applies.

C.3 Rules for prevention of premature crushing of concrete

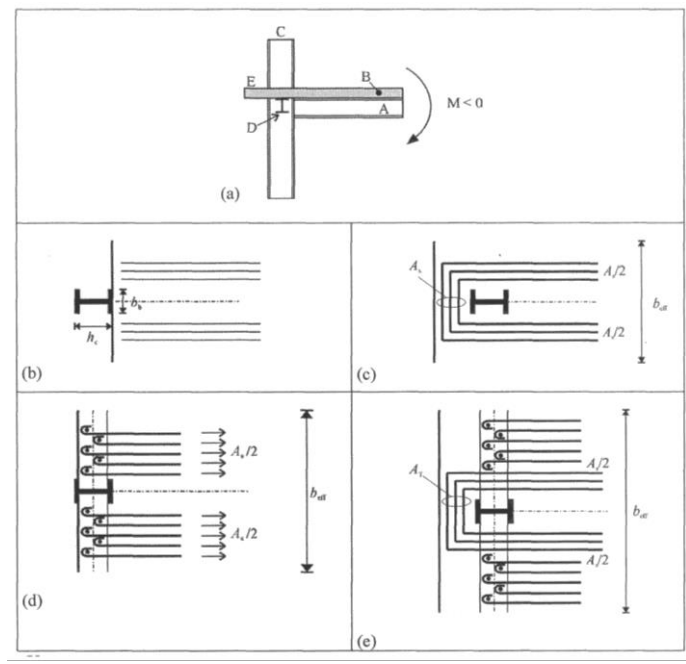
C.3.1 Exterior column - Bending of the column in direction perpendicular to facade; applied beam bending moment negative: $M < 0$

C.3.1.1 No facade steel beam; no concrete cantilever edge strip (Figure C.1(b)).

(1) Коли відсутня фасадна сталеві балка і бетонна консольна смуга плити перекриття, то в якості здатності конструкції сприймати згинаючий момент в стику повинен прийматися пластичний момент опору тільки сталеві балки.

C.3.1.2 Відсутня сталеві фасадна балка; є консольна частина бетонної стрічки плити (Рисунок С.1(с))

(1) Коли є консольна частина бетонної стрічки плити, але відсутня сталеві фасадна балка, то для обчислення несучої здатності вузла при дії згинаючих моментів, застосовується EN 1994-1-1:2004.



Позначення:

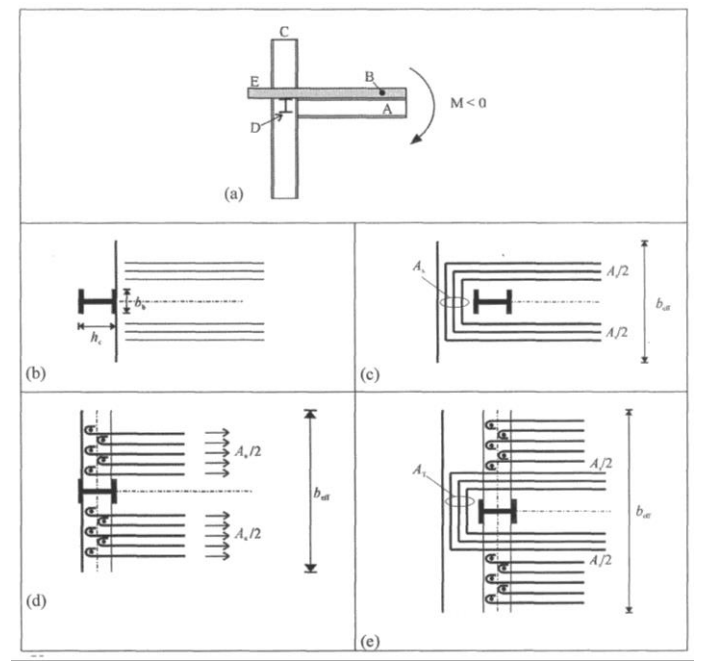
- (a) вертикальний переріз;
- (b) відсутня консольна частина бетонної стрічки плити - відсутня сталеві фасадна балка - дивися **C.3.1.1**;
- (c) є консольна частина бетонної стрічки плити – відсутня фасадна сталеві балка – дивися **C.3.1.2**;
- (d) відсутня консольна частина бетонної стрічки плити – є фасадна сталеві балка – дивися **C.3.1.3**;
- (e) є консольна частина бетонної стрічки плити - є фасадна сталеві балка – дивися **C.3.1.4**;
- A основна балка;
- B плита;
- C зовнішня колона;
- D фасадна сталеві балка;
- E консольна частина бетонної стрічки плити

Рисунок С.1: Конфігурації вузлів з'єднання зовнішньої складеної балки з колоною при від'ємному згинаючому моменті в напрямі, перпендикулярному фасаду.

(1) When there is no facade steel beam and no concrete cantilever edge strip, the moment capacity of the joint should be taken as the plastic moment resistance of the steel beam alone.

C.3.1.2 No facade steel beam; concrete cantilever edge strip present (Figure C.1(c)).

(1) When there is a concrete cantilever edge strip but no facade steel beam, EN 1994-1-1:2004 applies for the calculation of the moment capacity of the joint.



Key:

- (a) elevation
- (b) no concrete cantilever edge strip – no facade steel beam – see **C.3.1.1**
- (c) concrete cantilever edge strip – no facade steel beam – see **C.3.1.2**
- (d) no concrete cantilever edge strip – facade steel beam – see **C.3.1.3**
- (e) concrete cantilever edge strip – facade steel beam – see **C.3.1.4**
- A main beam;
- B slab;
- C exterior column;
- D facade steel beam;
- E concrete cantilever edge strip

Figure C.1: Configurations of exterior composite beam-to-column joints under negative bending moment in a direction perpendicular to facade

С.3.1.3 Фасадна сталевая балка; плита розповсюджується аж до зовнішньої поверхні колони; відсутня консольна частина бетонної стрічки плити (Рис. С.1(d)).

(1) Коли є фасадна сталевая балка, але відсутня консольна частина бетонної стрічки плити, то при оцінці здатності конструкції сприймати згинаючий момент в стику можна включати внесок, що забезпечується армуванням плити, за умови, що виконуються вимоги від (2) до (7) цього підрозділу.

(2) Арматурні стрижні плити мають бути міцно заанкеровані до елементів з'єднання фасадної сталевий балки, що працюють на перерізуєчу силу.

(3) Фасадна сталевая балка має бути прикріплена до колони.

(4)Р Площа поперечного перерізу сталевий арматури, A_s , має бути такою, щоб мала місце текучість сталевий арматури перед початком руйнування елементів з'єднання і фасадних балок.

(5)Р Площа поперечного перерізу сталевий арматури, A_s , і елементів з'єднання повинні розташовуватися вздовж всієї ширини, рівній ефективній ширині, визначеній в 7.6.3 і таблиці 7.5 II.

(6) Елементи з'єднання (коннектори) мають бути такими, щоб:

$$n P_{Rd} \geq 1,1 F_{Rds}, \quad (C.1)$$

де

n число коннекторів по ефективній ширині;

P_{Rd} проектна несуча здатність коннектора;

F_{Rds} проектна несуча здатність стрижнів в ефективній ширині: $F_{Rds} = A_s f_{yd}$;

f_{yd} границя текучості арматури плити.

(7) Фасадна сталевая балка має бути перевірена на згин, перерізуєчу силу і кручення при дії горизонтальної сили F_{Rds} , прикладеної до елементів з'єднання (коннекторів).

C.3.1.3 Facade steel beam present; slab extending up to column outside face; no concrete cantilever edge strip (Fig. C.1(d)).

(1) When there is a facade steel beam but no concrete cantilever edge strip, the moment capacity of the joint may include the contribution of the slab reinforcements provided that the requirements in (2) to (7) of this subclause are satisfied.

(2) Reinforcing bars of the slab should be effectively anchored to the shear connectors of the facade steel beam.

(3) The facade steel beam should be fixed to the column.

(4)P The cross-sectional area of reinforcing steel A_s shall be such that yielding of the reinforcing steel takes place before failure of the connectors and of the facade beams.

(5)P The cross-sectional area of reinforcing steel A_s and the connectors shall be placed over a width equal to the effective width defined in 7.6.3 and Table 7.5 II.

(6) The connectors should be such that:

$$n P_{Rd} \geq 1,1 F_{Rds}, \quad (C.1)$$

where

n is the number of connectors in the effective width;

P_{Rd} is the design resistance of one connector;

F_{Rds} is the design resistance of the re-bars present in the effective width: $F_{Rds} = A_s f_{yd}$;

f_{yd} is the design yield strength of the slab reinforcement.

(7) The facade steel beam should be verified in bending, shear and torsion under the horizontal force F_{Rds} applied at the connectors.

C.3.1.4 Присутня фасадна сталевая балка і консольна частина бетонної стрічки плити (Рис. C.1(e))

(1) Коли є і фасадна сталевая балка, і бетонна консольна частина плити, то несуча здатність стику при дії моменту може включати внески: (а) - сили, переданої через фасадну сталеву балку, згідно з C.3.1.3 (див. (2) цього підрозділу) і (б) - сили, переданої через механізм, відповідно до EN 1994-1-1:2004 (див. (3) цього підрозділу).

(2) Складова несуча здатності, яка має місце завдяки площі поперечного перерізу арматурних стрижнів, укріплених в поперечній фасадній сталевій балці, може бути обчислена згідно з C.3.1.3, за умови, що задовольняються вимоги (2) - (7) підрозділу C.3.1.3.

(3) Складова несуча здатності, яка має місце завдяки площі поперечного перерізу арматурних стрижнів, укріплених в бетонній консольній частині бетонної стрічки плити, може бути обчислена згідно з C.3.1.2.

C.3.2 Зовнішня колона – Згин колони в напрямі, перпендикулярному фасаді; прикладено додатний згинаючий момент балки: $M > 0$

C.3.2.1 Відсутня сталевая фасадна балка; плита розповсюджується аж до внутрішньої поверхні колони (Рис. C.2(b-c))

(1) Коли бетонна плита обмежується внутрішньою поверхнею колони, тоді здатність стикового з'єднання чинити опір діючому моменту у вузлі може бути обчислена на основі передачі сил шляхом стиску (опорна реакція) бетону на виступ (фланець) колони. Несуча здатність може бути обчислена виходячи з сили стиску, розрахованої згідно з (2) цього підрозділу, за умови, що поперечна арматура в плиті задовольняє положенню (4) цього підрозділу.

(2) Максимальне значення сили, яка передається плиті, може бути знайдено так:

$$F_{Rd1} = b_b d_{eff} f_{cd}, \quad (C.2)$$

де d_{eff} - загальна висота плити у разі жорстких плит або товщина плити вище за ребра профільного покриття для складених плит;

C.3.1.4 Facade steel beam and concrete cantilever edge strip present (Fig. C.1(e)).

(1) When there is both a facade steel beam and a concrete cantilever edge strip, the moment capacity of the joint may include the contribution of: (a) the force transferred through the facade steel beam as described in C.3.1.3 (see (2) of this subclause) and (b) the force transferred through the mechanism described in EN 1994-1-1:2004 (see (3) of this subclause).

(2) The part of the capacity which is due to the cross-sectional area of reinforcing bars anchored to the transverse facade steel beam, may be calculated in accordance with C.3.1.3, provided that the requirements in (2) to (7) of C.3.1.3 are satisfied.

(3) The part of the capacity which is due to the cross-sectional area of reinforcing bars anchored within the concrete cantilever edge strip may be calculated in accordance with C.3.1.2.

C.3.2 Exterior column - Bending of the column in direction perpendicular to facade; applied beam bending moment positive: $M > 0$

C.3.2.1 No facade steel beam; slab extending up to the column inside face (Fig. C.2(b-c)).

(1) When the concrete slab is limited to the interior face of the column, the moment capacity of the joint may be calculated on the basis of the transfer of forces by direct compression (bearing) of the concrete on the column flange. This capacity may be calculated from the compressive force computed in accordance with (2) of this subclause, provided that the confining reinforcement in the slab satisfies (4) of this subclause.

(2) The maximum value of the force transmitted to the slab may be taken as:

$$F_{Rd1} = b_b d_{eff} f_{cd}, \quad (C.2)$$

Where d_{eff} is the overall depth of the slab in case of solid slabs or the thickness of the slab above the ribs of the profiled sheeting for composite slabs;

b_b опорна ширина бетону плити на колоні (див. Рисунок 7.7).

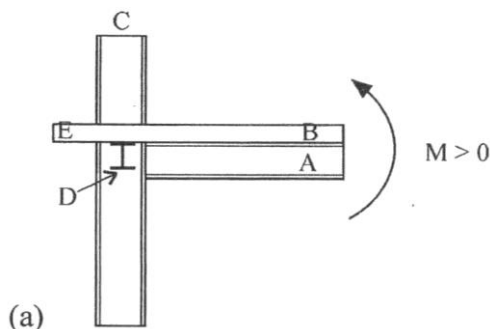
(3) Необхідно застосовувати поперечне армування на межі виступу (фланця) колони. Площа поперечного перерізу поперечної арматури повинна задовольняти наступному виразу:

$$A_T \geq 0,25d_{eff}b_b \frac{0,15l - b_b}{0,15l} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd,T}}, \quad (C.3)$$

де $f_{yd,T}$ - проектна границя текучості поперечної арматури в плиті.

Площа A_T поперечного перерізу цієї арматури має бути рівномірно розподілена по довжині балки рівної b_b . Відстань першого арматурного стрижня від фланця колони не повинна перевищувати 30мм.

(4) Площа A_T поперечного перерізу сталі, яка визначена в (3), може бути частково або повністю забезпечена арматурними стрижнями, розташованими для інших цілей, наприклад, для опору згину плити.



Позначення

- (a) вертикальний переріз;
- A основна балка;
- B плита;
- C зовнішня колона;
- D фасадна сталева балка;
- E бетонна консольна частина стрічки плити.

Рисунок С.2: Конфігурації вузлів з'єднання зовнішньої збірної балки з колоною при позитивних моментах, що вигинають, в напрямі перпендикулярному фасаду, і можлива передача зусиль в плиті

b_b is the bearing width of the concrete of the slab on the column (see Figure 7.7).

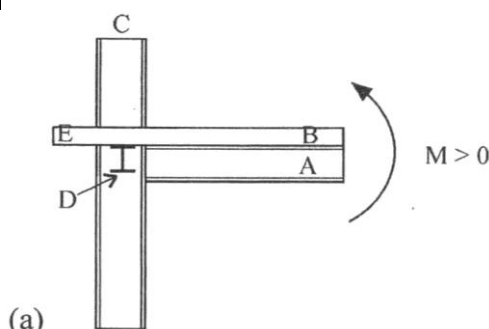
(3) Confinement of the concrete next to the column flange is necessary. The cross-sectional area of confining reinforcement should satisfy the following expression:

$$A_T \geq 0,25d_{eff}b_b \frac{0,15l - b_b}{0,15l} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd,T}}, \quad (C.3)$$

Where $f_{yd,T}$ is the design yield strength of the transverse reinforcement in the slab.

The cross-sectional area A_T of this reinforcement should be uniformly distributed over a length of the beam equal to b_b . The distance of the first reinforcing bar to the column flange should not exceed 30 mm.

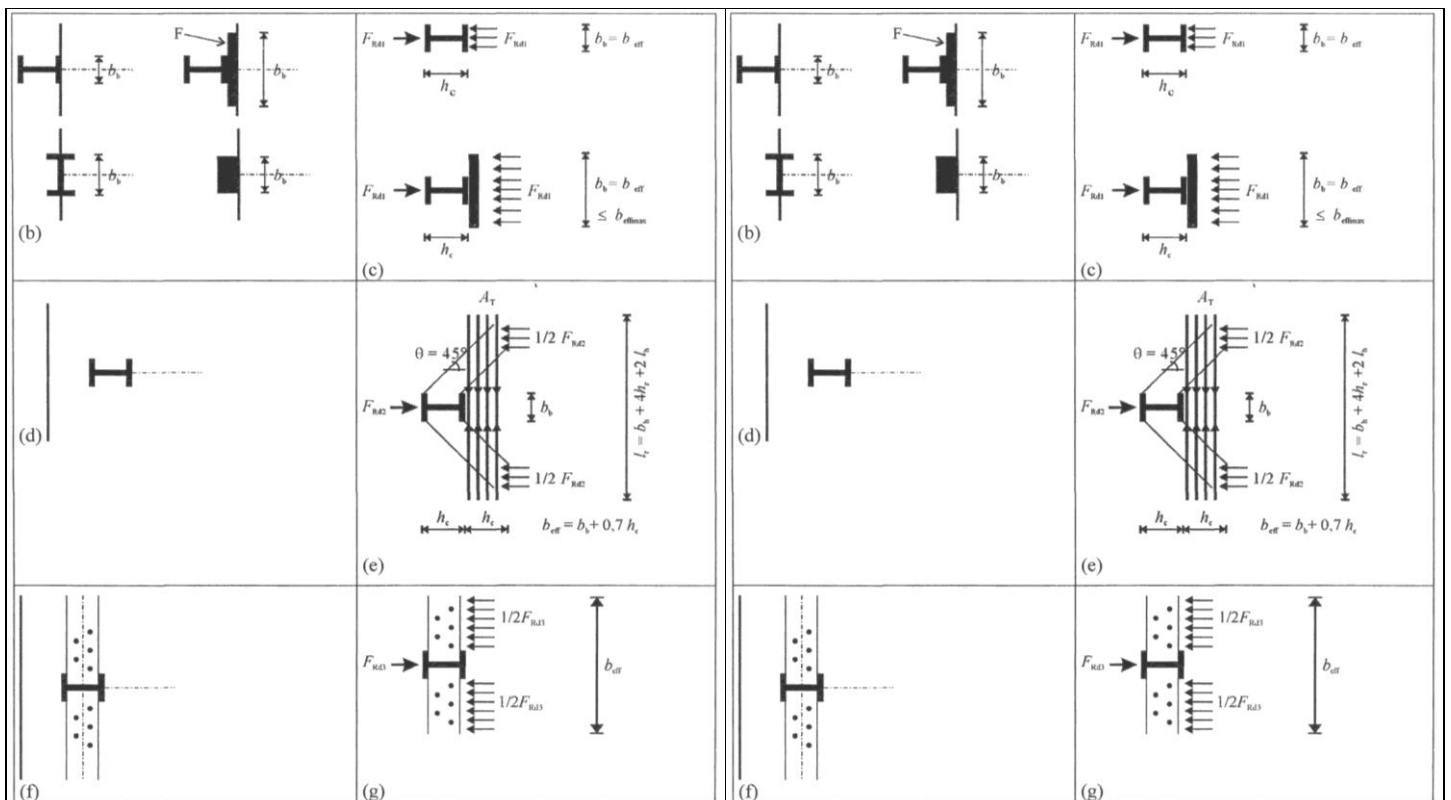
(4) The cross-sectional area A_T of steel defined in (3) may be partly or totally provided by reinforcing bars placed for other purposes, for instance for the bending resistance of the slab.



Key:

- (a) elevation;
- A main beam;
- B slab;
- C exterior column;
- D facade steel beam;
- E concrete cantilever edge strip

Figure C.2: Configurations of exterior composite beam-to-column joints under positive bending moments in a direction perpendicular to facade and possible transfer of slab forces



Позначення

(b) відсутня консольна частина бетонної стрічки плити – відсутня сталеві фасадна балка – дивися **C.3.2.1**;

(c) механізм 1;

(d) плита тягнеться аж до зовнішньої поверхні колони або за її межами, коли є консольна частина бетонної стрічки плити – відсутня сталеві фасадна балка – дивися **C.3.2.2**;

(e) механізм 2;

(f) плита тягнеться аж до зовнішньої поверхні колони або за її межами, коли є консольна частина бетонної стрічки плити – є фасадна сталеві плита – дивися **C.3.2.3**;

(g) механізм 3;

F додатковий пристрій, встановлений в колоні для спирання.

Рисунок С.2 (продовження): Конфігурації вузлів з'єднання зовнішньої складеної балки з колоною при додатних згинаючих моментах в напрямі перпендикулярному фасаді, і можлива передача зусиль в плиті.

C.3.2.2 C.3.2.2 Відсутня сталеві фасадна балка; плита розповсюджується аж до зовнішньої поверхні колони або за її границі, коли є консольна частина бетонної стрічки плити (Рис. С.2(c- d-e))

Key:

(b) no concrete cantilever edge strip – no facade steel beam – see **C.3.2.1**;

(c) mechanism 1;

(d) slab extending up to the column outside face or beyond as a concrete cantilever edge strip – no facade steel beam – see **C.3.2.2**;

(e) mechanism 2;

(f) slab extending up to the column outside face or beyond as a concrete cantilever edge strip – facade steel beam present – see **C.3.2.3**;

(g) mechanism 3.

F additional device fixed to the column for bearing.

Figure C.2 (continuation): Configurations of exterior composite beam-to-column joints under positive bending moment in direction perpendicular to facade and possible transfer of slab forces.

C.3.2.2 No facade steel beam; slab extending up to column outside face or beyond as a concrete cantilever edge strip (Fig. C.2(c-d-e))

(1) Коли відсутня сталевая фасадна балка, то здатність стикового з'єднання чинити опір дії згинаючого моменту у вузлі може бути обчислена виходячи із стискувальної сили, розвиненої при поєднанні двох наступних механізмів:

механізм 1: безпосередній стиск колони. Проектне значення сили, яка передається за допомогою цього механізму, не повинна перевищувати значення, яке визначається за наступним виразом:

$$F_{Rd1} = b_b d_{eff} f_{cd}; \quad (C.4)$$

механізм 2: стиснуті бетонні елементи розпірки нахилені до бічних граней колони. Якщо кут нахилу дорівнює 45° , то проектне значення сили, яка передається за допомогою цього механізму, не повинне перевищувати значення, наведене в наступному виразі:

$$F_{Rd2} = 0,7 h_c d_{eff} f_{cd}, \quad (C.5)$$

де h_c висота сталевого перерізу колони.

(2) Загальна площа A_T поперечного перерізу розтягнутої сталевий в'язі повинна задовольняти наступному виразу (див. Рисунок С.2(е)):

$$A_T \geq \frac{F_{Rd2}}{f_{yd,T}}. \quad (C.6)$$

(3) Площа A_T сталі повинна розподілятися по довжині балки, рівною h_c , і має бути повністю заанкерована. Необхідна довжина арматурних стрижнів визначається з виразу: $L = b_b + 4 h_c + 2l_b$, де l_b є довжиною анкера цих стрижнів згідно з EN 1992-1-1:2004.

(4) Здатність стикового з'єднання чинити опір дії згинаючого моменту у вузлі може бути обчислена з проектного значення максимальної сили стискування, що передається:

$$F_{Rd1} + F_{Rd2} = b_{eff} d_{eff} f_{cd} \quad (C.7)$$

b_{eff} ефективна ширина плити в з'єднанні, яка розраховується за 7.6.3 і таблицею 7.5 II. В цьому випадку $b_{eff} = 0,7 h_c + b_b$.

(1) When no facade steel beam is present, the moment capacity of the joint may be calculated from the compressive force developed by the combination of the following two mechanisms:

mechanism 1: direct compression on the column. The design value of the force that is transferred by means of this mechanism should not exceed the value given by the following expression

$$F_{Rd1} = b_b d_{eff} f_{cd}; \quad (C.4)$$

mechanism 2: compressed concrete struts inclined to the column sides. If the angle of inclination is equal to 45° , the design value of the force that is transferred by means of this mechanism should not exceed the value given by the following expression:

$$F_{Rd2} = 0,7 h_c d_{eff} f_{cd}, \quad (C.5)$$

where h_c is the depth of the column steel section.

(2) The tension-tie total steel cross-sectional area A_T should satisfy the following expression (see Figure C.2.(e)):

$$A_T \geq \frac{F_{Rd2}}{f_{yd,T}}. \quad (C.6)$$

(3) The steel area A_T should be distributed over a length of beam equal to h_c and be fully anchored. The required length of reinforcing bars is $L = b_b + 4 h_c + 2l_b$, where l_b is the anchorage length of these bars in accordance with EN 1992-1-1:2004.

(4) The moment capacity of the joint may be calculated from the design value of the maximum compression force that can be transmitted:

$$F_{Rd1} + F_{Rd2} = b_{eff} d_{eff} f_{cd} \quad (C.7)$$

b_{eff} is the effective width of the slab at the joint as deduced from 7.6.3 and in Table 7.5II. In this case $b_{eff} = 0,7 h_c + b_b$.

C.3.2.3 Фасадна сталевая балка; плита розміщується аж до зовнішньої поверхні колони або за її границі, коли є консольна частина бетонної стрічки плити (Рис. C.2(c-e-f-g))

(1) Коли є фасадна сталевая балка, то реалізується третій механізм передачі сили F_{Rd3} при стиску, включаючи дану фасадну сталеву балку:

$$F_{Rd3} = n P_{Rd}, \quad (C.8)$$

де

n кількість елементів з'єднання (коннекторів) в границях ефективної ширини, що обчислюється з 7.6.3 і Таблиці 7.5 II;

P_{Rd} проектний опір коннекторів.

(2) Застосовується 3.2.2.

(3) Проектним значенням максимальної сили стиску, що передається, є добуток: $b_{eff} d_{eff} f_{cd}$. Вона передається, якщо виконується наступна умова:

$$F_{Rd1} + F_{Rd2} + F_{Rd3} > b_{eff} d_{eff} f_{cd}. \quad (C.9)$$

«Повний» опір складного пластичного моменту досягається шляхом вибору числа n елементів з'єднання (коннекторів) так, щоб досягти відповідної сили F_{Rd3} . Максимальна ефективна ширина відповідає b_{eff} , яка визначається за 7.6.3 і таблиці 7.5 II. В цьому випадку $b_{eff} = 0,15l$.

C.3.3 Внутрішня колона

C.3.3.1 Продольна балка (Рис. C.3 (b-c))

(1) Коли відсутня поперечна балка, то здатність стикового з'єднання чинити опір дії згинаючого моменту у вузлі може бути обчислена виходячи із стискуючого навантаження, що розвивається при поєднанні двох наступних механізмів:

механізм 1: безпосередній стиск колони. Проектне значення сили, яка передається за допомогою цього механізму, не повинне перевищувати значення, що визначається за виразом:

$$F_{Rd1} = b_b d_{eff} f_{cd}; \quad (C.10)$$

C.3.2.3 Facade steel beam present; slab extending up to column outside face or beyond as a concrete cantilever edge strip (Fig. C.2(c-e-f-g)).

(1) When a facade steel beam is present, a third mechanism of force transfer F_{Rd3} is activated in compression involving the facade steel beam.

$$F_{Rd3} = n P_{Rd}, \quad (C.8)$$

where

n is the number of connectors within the effective width computed from 7.6.3 and Table 7.5II;

P_{Rd} is the design resistance of one connector.

(2) C.3.2.2 applies

(3) The design value of the maximum compression force that can be transmitted is $b_{eff} d_{eff} f_{cd}$. It is transmitted if the following expression is satisfied:

$$F_{Rd1} + F_{Rd2} + F_{Rd3} > b_{eff} d_{eff} f_{cd}. \quad (C.9)$$

The "full" composite plastic moment resistance is achieved by choosing the number n of connectors so as to achieve an adequate force F_{Rd3} . The maximum effective width corresponds to b_{eff} defined in 7.6.3 and Table 7.5 II. In this case, $b_{eff} = 0,15 l$.

C.3.3 Interior column

C.3.3.1 No transverse beam present (Fig. C.3(b-c)).

(1) When no transverse beam is present, the moment capacity of the joint may be calculated from the compressive force developed by the combination of the following two mechanisms:

mechanism 1: direct compression on the column. The design value of the force that is transferred by means of this mechanism should not exceed the value given by the following expression:

$$F_{Rd1} = b_b d_{eff} f_{cd}; \quad (C.10)$$

механізм 2: стиснуті бетонні елементи розпірки нахилені до бічних граней колони під 45°. Проектне значення сили, яка передається за допомогою цього механізму, не повинне перевищувати величини, яка визначається за наступним виразом:

$$F_{Rd2} = 0,7 h_c d_{eff} f_{cd}. \quad (C.11)$$

(2) Площа A_T поперечного перерізу розтягнутої в'язі, потрібної для розвитку механізму 2, повинна задовольняти наступному виразу:

$$A_T \geq \frac{F_{Rd2}}{f_{yd,T}}. \quad (C.12)$$

(3) Така ж сама площа A_T поперечного перерізу повинна розташовуватися на кожній бічній стороні колони, щоб забезпечити сприйняття згинаючих моментів протилежного знаку.

(4) Проектним значенням сили стиску, розвиненої поєднанням обох механізмів, є:

$$F_{Rd1} + F_{Rd2} = (0,7 h_c + b_b) d_{eff} f_{cd}. \quad (C.13)$$

(5) Загальним результатом навантаження, яке розвивається в плиті унаслідок згинаючих моментів на протилежних сторонах колони і необхідністю його передачі колоні за допомогою комбінації механізмів 1 і 2, є сума розтягуючих сил F_{st} в арматурних стрижнях паралельних балці з боку колони, де момент від'ємний, і сили стиску F_{sc} в бетоні з боку колони, де момент є додатним:

$$F_{st} + F_{sc} = A_s f_{yd} + b_{eff} d_{eff} f_{cd}, \quad (C.14)$$

де

A_s площа поперечного перерізу стрижнів в границях ефективної ширини при від'ємному згині, b_{eff} , визначається в 7.6.3 і таблиці 7.5 II; b_{eff} ефективна ширина при додатному згині, як встановлено в 7.6.3 і таблиці 7.5 II. В цьому випадку $b_{eff} = 0,15 l$.

(6) У конструкції, для того, щоб досягти пластичних деформацій в нижній полиці сталевго перерізу без руйнування бетону в плиті, має бути виконана наступна умова

$$1,2 (F_{sc} + F_{st}) \leq F_{Rd1} + F_{Rd2} \quad (C.15)$$

mechanism 2: compressed concrete struts inclined at 45° to the column sides. The design value of the force that is transferred by means of this mechanism should not exceed the value given by the following expression:

$$F_{Rd2} = 0,7 h_c d_{eff} f_{cd}. \quad (C.11)$$

(2) The tension-tie cross-sectional area A_T required for the development of mechanism 2 should satisfy the following expression:

$$A_T \geq \frac{F_{Rd2}}{f_{yd,T}}. \quad (C.12)$$

(3) The same cross-sectional area A_T should be placed on each side of the column to provide for the reversal of bending moments.

(4) The design value of the compressive force developed by the combination of the two mechanisms is

$$F_{Rd1} + F_{Rd2} = (0,7 h_c + b_b) d_{eff} f_{cd}. \quad (C.13)$$

(5) The total action effect which is developed in the slab due to the bending moments on opposite sides of the column and needs to be transferred to the column through the combination of mechanisms 1 and 2 is the sum of the tension force F_{st} in the reinforcing bars parallel to the beam at the side of the column where the moment is negative and of the compression force F_{sc} in the concrete at the side of the column where the moment is positive:

$$F_{st} + F_{sc} = A_s f_{yd} + b_{eff} d_{eff} f_{cd}, \quad (C.14)$$

where

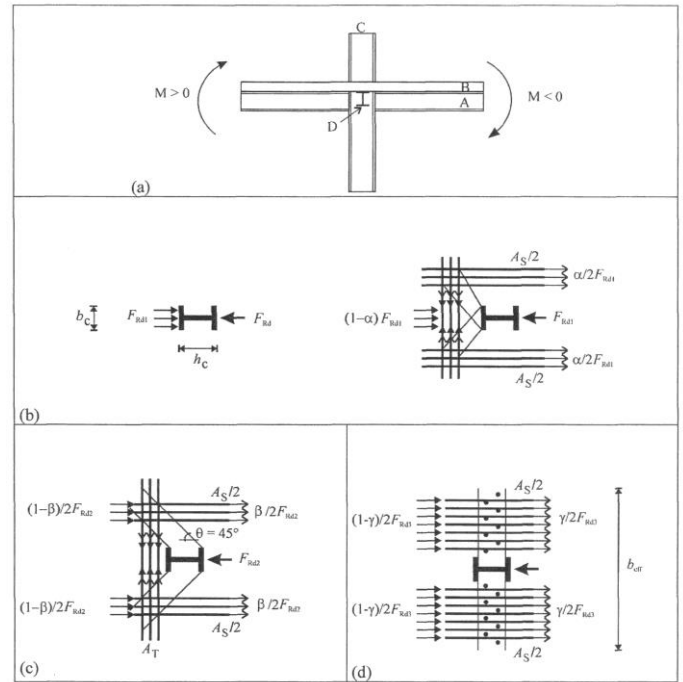
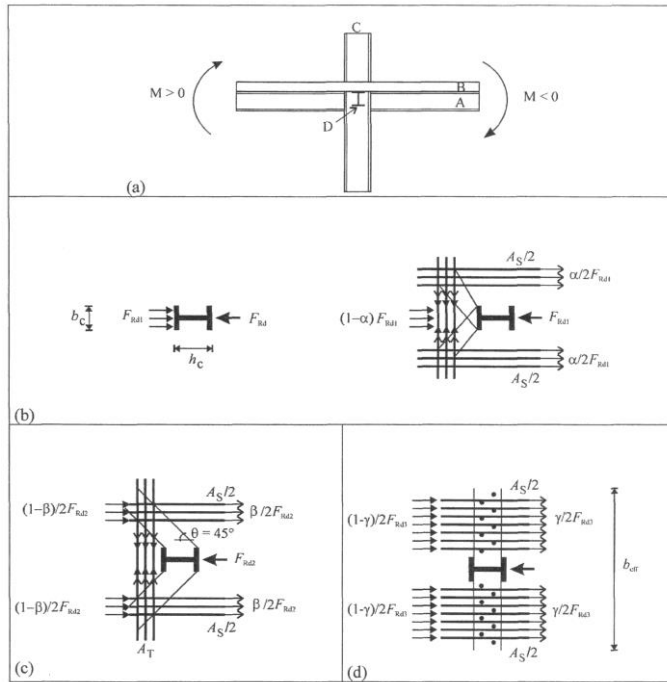
A_s is the cross-sectional area of bars within the effective width in negative bending b_{eff} specified in 7.6.3 and Table 7.5 II; and b_{eff} is the effective width in positive bending as specified in 7.6.3 and Table 7.5 II. In this case, $b_{eff} = 0,15 l$.

(6) For the design to achieve yielding in the bottom flange of the steel section without crushing of the slab concrete, the following condition should be fulfilled

$$1,2 (F_{sc} + F_{st}) \leq F_{Rd1} + F_{Rd2} \quad (C.15)$$

Якщо вищезгадана умова не виконується, то здатність стикового з'єднання передавати зусилля від плити до колони має бути збільшена: 1) або наявністю поперечної балки (див. C.3.3.2); 2) або збільшенням прямого обтискування бетону на колону шляхом додаткових пристроїв (див. C.3.2.1).

If the above condition is not fulfilled, the capability of the joint to transfer forces from the slab to the column should be increased, either by the presence of a transverse beam (see C.3.3.2), or by increasing the direct compression of the concrete on the column by additional devices (see C.3.2.1).



Позначення:

- (a) вертикальний переріз
- (b) механізм 1;
- (c) механізм 2;
- (d) механізм 3;
- A основна балка;
- B плита;
- C зовнішня колона;
- D поперечна балка.

Key:

- (a) elevation;
- (b) mechanism 1;
- (c) mechanism 2;
- (d) mechanism 3
- A main beam;
- B slab;
- C interior column;
- D transverse beam

Рисунок С.3: Можлива схема передачі сил плити у внутрішньому складеному вузлі з'єднання балки до колони за наявності і за відсутності поперечної балки, при додатному згинаючому моменті на одній стороні і від'ємному згинаючому моменті на іншій стороні

Figure C.3. Possible transfer of slab forces in an interior composite beam-to-column joint with and without a transverse beam, under a positive bending moment on one side and a negative bending moment on the other side.

С.3.3.2 Поперечна балка (Рис. С.3 (d))

(1) Коли є поперечна балка, то активується третій механізм передачі сили F_{Rd3} , шляхом включення в роботу поперечної сталевий балки:

$$F_{Rd3} = n P_{Rd}, \quad (C.16)$$

С.3.3.2 Transverse beam present (Fig.C.3(d))

(1) When a transverse beam is present, a third mechanism of force transfer F_{Rd3} is activated involving the transverse steel beam.

$$F_{Rd3} = n P_{Rd}, \quad (C.16)$$

<p>де</p> <p>n кількість елементів з'єднання (коннекторів), розташованих в границях ефективної ширини, обчислює з використанням 7.6.3 і таблиці 7.5 II;</p> <p>P_{Rd} проектний опір (несуча здатність) одного коннектора.</p> <p>(2) Для розтягнутих в'язей застосовується C.3.3.1(2).</p> <p>(3) Проектним значенням сил стиску при поєднанні трьох механізмів, є:</p> $F_{Rd1} + F_{Rd2} + F_{Rd3} = (0,7 h_c + b_b) \times d_{eff} f_{cd} + n P_{Rd}, \quad (C.17)$ <p>де n є число коннекторів в границях b_{eff} для від'ємного або для додатного моменту, як наведено в 7.6.3 і таблиці 7.5 II, незалежно від того, яка з двох балок рами є більшою.</p> <p>(4) C.3.3.1(5) застосовується для розрахунку сумарної дії $F_{st} + F_{sc}$, розвиненої в плиті при згинаючих моментах на протилежних сторонах колони.</p> <p>(5) При проектуванні для досягнення текучості внизу фланця сталевого перерізу без руйнування бетону в плиті, повинна виконуватися наступна умова:</p> $1,2 (F_{st} + F_{sc}) \leq F_{Rd1} + F_{Rd2} + F_{Rd3}. \quad (C.18)$	<p>where</p> <p>n is the number of connectors in the effective width computed using 7.6.3 and Table 7.5 II.</p> <p>P_{Rd} is the design resistance of one connector</p> <p>(2) C.3.3.1(2) applies for the tension-tie.</p> <p>(3) The design value of the compressive force developed by the combination of the three mechanisms is:</p> $F_{Rd1} + F_{Rd2} + F_{Rd3} = (0,7 h_c + b_b) \times d_{eff} f_{cd} + n P_{Rd}, \quad (C.17)$ <p>where n is the number of connectors in b_{eff} for negative moment or for positive moment as defined in 7.6.3 and Table 7.5 II, whichever is greater out of the two beams framing into the column.</p> <p>(4) C.3.3.1(5) applies for the calculation of the total action effect, $F_{st} + F_{sc}$, developed in the slab due to the bending moments on opposite sides of the column.</p> <p>(5) For the design to achieve yielding in the bottom flange of the steel section without crushing of the concrete in the slab, the following condition should be fulfilled</p> $1,2 (F_{st} + F_{sc}) \leq F_{Rd1} + F_{Rd2} + F_{Rd3}. \quad (C.18)$
--	--

**Додаток НА
(Довідковий)**

**Перелік національних стандартів України (ДСТУ), ідентичних МС,
посилання на які є в EN 1998-1:2004**

Позначення та назва європейського стандарту	Ступінь відповідності	Позначення та назва національного стандарту України (ДСТУ)
EN 1990 Єврокод Основи проектування	IDT	ДСТУ – Н Б В.1.2-13:2008 Система надійності та безпеки у будівництві. Настанова. Основи проектування конструкцій (EN 1990:2002, IDT)
EN 1992-1-1 Єврокод 2 - Проектування бетонних конструкцій – Частина 1-1: Загальні відомості – Загальні правила для будівель і цивільних споруд	IDT	ДСТУ – Н EN 1992-1-1:201x Проектування залізобетонних конструкцій. Основні положення. Загальні правила проектування (EN 1992-1-1:2004, IDT)
EN 1993-1-1 Єврокод 3- Проектування сталевих конструкцій – Частина 1-1: Загальні відомості – Загальні правила	IDT	ДСТУ – Н EN 1993-1-1:201x Проектування сталевих конструкцій. Основні положення. Загальні правила проектування (EN 1993-1-1:2005, IDT)
EN 1994-1- Єврокод 4 – Проектування складених сталевих і бетонних конструкцій – Частина 1-1: Загальні відомості – Загальні правила і правила для будівель	IDT	ДСТУ – Н EN 1994-1-1:201x Проектування сталезалізобетонних конструкцій. Основні положення. Загальні правила проектування (EN 1994-1-1:2004, IDT)
EN 1995-1-1 Єврокод 5 – Проектування дерев'яних конструкцій – Частина 1-1: Загальні відомості – Загальні правила і правила для будівель	IDT	ДСТУ – Н EN 1995-1-1:201x Проектування дерев'яних конструкцій. Основні положення. Загальні правила проектування (EN 1995-1-1:2004, IDT)
EN 1996-1- Єврокод 6 – Проектування кам'яних конструкцій – Частина 1-1: Загальні відомості – Правила для армованої і неармованої кам'яної кладки	IDT	ДСТУ – Н EN 1996 -1-1:201x Проектування кам'яних та армокам'яних конструкцій. Основні положення. Загальні правила проектування (EN 1996-1-1:2005, IDT)
EN 1997- 1 Єврокод 7 – Геотехнічне проектування – Частина 1: Загальні правила	IDT	ДСТУ – Н EN 1997-1:201x Геотехнічне проектування (проектування основ). Загальні правила (EN 1997-1:2004, IDT)

English version
Version Française
Deutsche Fassung

Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1:
General rules, seismic actions and rules for buildings.

Eurocode 8: Calcul des structures pour leur
résistance aux séismes - Partie 1: Règles
généralistes, actions sismiques et règles pour
les bâtiments

Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken
gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen,
Erdbebeneinwirkungen und Regeln für
Hochbauten

This corrigendum becomes effective on 8 July 2009 for incorporation in the three official language versions of the EN.

Ce corrigendum prendra effet le 8 juillet 2009 pour incorporation dans les trois versions linguistiques officielles de la EN.

Die Berichtigung tritt am 8. Juli 2009 zur Einarbeitung in die drei offiziellen Sprachfassungen der EN in Kraft.



EUROPEAN COMMITTEE FOR
STANDARDIZATION COMITE EUROPEEN
DE NORMALISATION EUROPAISCHES
KOMITEE FÜR NORMUNG

Management Centre: Avenue Marnix 17, B-1000 Brussels

> 2009 CEN All rights of exploitation in any form and by any means reserved worldwide for CEN national Members.
Tous droits d'exploitation sous quelque forme et de quelque manière que ce soit réservés dans le monde entier aux
membres nationaux du CEN.
Alle Rechte der Verwertung, gleich in welcher Form und in welchem Verfahren, sind weltweit den nationalen Mitgliedern
von CEN vorbehalten.

Ref. No.: EN 1998-1:2004/AC:2009 D/E/F

(Український переклад англomовної версії)

**Єврокод 8 :Проектування конструкцій стійких до впливу землетрусів – Частина 1:
Загальні правила, сейсмічні впливи та правила для будівель.**

Данна поправка вступає в силу з 8 Липня 2009р. і вноситься у три офіційні мовні версії EN.

CEN
ЄВРОПЕЙСЬКИЙ КОМІТЕТ СТАНДАРТИЗАЦІЇ

Адміністративний центр: Avenue Marnix 17, B-1000 Brussels

<p>1) Загальні зміни до документу в цілому</p> <p>В цілому документі замінити усі згадки датованого посилання "EN 1993-1-1:2004" на "EN 1993-1-1:2005"</p> <p>2) Зміни до «Впровадження Єврокодів в Національні Стандарти»</p> <p>Перший абзац, замінити фразу "та може супроводжуватись Національним додатком (інформативним)" на фразу "та може супроводжуватись Національним додатком".</p> <p>3) Зміни до «Національних додатків для EN 1998-1»</p> <p>Сторінка 12, Таблиця, 1 колонка, 1 рядок, замінити «3.2.1(5)» на «3.2.1(5)P».</p> <p>Сторінка 12, Таблиця, 1 колонка, 2 рядок, замінити «3.2.2.2(1)P» на «3.2.2.2(2)P».</p> <p>Сторінка 12, Таблиця, 2 колонка, 10 рядок, замінити: «Фактор перенапруження γ_{Rd} для діафрагми.» на: Фактор перенапруження γ_d для діафрагми.»</p> <p>Сторінка 12, Таблиця, 1 колонка, 12 рядок, замінити «5.2.1(5)» на «5.2.1(5)P».</p> <p>Сторінка 12, Таблиця, 1 колонка, 14 рядок, замінити «5.2.4(1), (3)» на «5.2.4(3)».</p> <p>Сторінка 12, Таблиця, 2 колонка, 20 рядок, замінити: «q-фактор збірних систем.» на: «Фактори послаблення k_p факторів поведінки збірних систем.»</p> <p>Сторінка 13, Таблиця, 1 колонка, 2 рядок, замінити «6.1.2(1)» на «6.1.2(1)P».</p> <p>Сторінка 13, Таблиця, 5 рядок, 2 колонка, замінити «EN 1993-1-10:2004» на «EN 1993-1-10:2005».</p> <p>Сторінка 13, Таблиця, 1 колонка, 8 рядок, замінити «7.1.2(1)» на «7.1.2(1)P».</p>	<p>1) General modification in the whole document</p> <p>All along the document, replace all the occurrences of the dated reference "EN 1993-1-1:2004" with "EN 1993-1-1:2005"</p> <p>2) Modification to “National Standards implementing Eurocodes”</p> <p>1st paragraph, replace “and may be followed by a National annex (informative)” with “ and may be followed by National annex”</p> <p>3) Modifications to “National annex for EN 1998-1”</p> <p>Page 12, Table , 1st column, 1st row, replace “3.2.1(5)” with “3.2.1(5)P”.</p> <p>Page 12, Table , 1st column, 2nd row, replace “3.2.2.2(1)” with “3.2.2.2(2)P”.</p> <p>Page 12, Table , 2nd column, 10th row, replace : “Overstrength factor γ_{Rd} for diaphragms.” with: “Overstrength factor γ_d for diaphragms.”</p> <p>Page 12, Table , 1st column, 12th row, replace “5.2.1(5)” with “5.2.1(5)P”.</p> <p>Page 12, Table , 1st column, 14th row, replace “5.2.4(1), (3)” with “5.2.4(3)”.</p> <p>Page 12, Table , 2nd column, 20th row, replace: “q – factors of precast system” with: “Reduction factors k_p of behavior factors of precast systems”</p> <p>Page 13, Table , 1st column, 2nd row, replace “6.1.2(1)” with “6.1.2(1)P”.</p> <p>Page 13, Table , 5th column, 2nd row, replace “EN 1993-1-10:2004” with “EN 1993-1-10:2005”.</p> <p>Page 13, Table , 1st column, 8th row, replace “7.1.2(1)” with “7.1.2(1)P”.</p>
--	--

<p>Сторінка 13, Таблиця, 1 колонка, 12рядок, замінити «8.3(1)» на «8.3(1)P».</p> <p>4) Зміни до 1.2.2</p> <p>Параграф «1(P)», замінити «EN 1990, на EN 1997 та на EN1999» на «EN 1990 на EN 1997 та на EN1999».</p> <p>Параграф «(2)», замінити: «EN 1090-1 Виконання сталевих конструкцій – Частина 1: Загальні правила та правила для будівель;» на: «EN 1090-2 Виконання сталевих та алюмінієвих конструкцій – Частина 2: Технічні вимоги до сталевих конструкцій;».</p> <p>Параграф «(2)», після нових посилань на «EN 1090-2», додати:</p> <p>«EN 1993-1-8 Єврокод 3: Проектування сталевих конструкцій – Частина 1-8: Проектування з'єднань;</p> <p>EN 1993-1-10 Єврокод 3: Проектування сталевих конструкцій – Частина 1-10: «Характеристики міцності та товщини матеріалів;».</p> <p>5) Зміни до 1.5.2</p> <p>Заголовок, замінити:</p> <p>«1.5.2 Додаткові терміни використані в EN 1998» на: «1.5.2 Додаткові терміни використані в EN 1998-1».</p> <p>Параграф «(1)», замінити «EN 1998» на «EN 1998-1».</p> <p>Параграф «(1)», визначення терміну «метод проектування ємності», замінити «метод проектування ємності» на «проектування ємності».</p> <p>6) Зміни до 1.6.2</p> <p>Визначення «S_d(T)», замінити:</p> <p>«S_d(T) проектний діапазон (для аналізу</p>	<p>Page 13, Table , 1st column, 12th row, replace “8.3(1)” with “8.3(1)P”.</p> <p>4) Modifications to 1.2.2</p> <p>Paragraph “1(P)”, replace “EN 1990, to EN 1997 and to EN 1999” with “EN 1990 to EN 1997 and to EN 1999”</p> <p>Paragraph “(2)”, replace: “EN 1090-1 Execution of steel structures – Part 1: General rules and rules for buildings;” with EN 1090-2 Execution of steel structures and aluminium structures – Part 2: Technical requirements for steel structures;”.</p> <p>Paragraph “(2)”, after new reference to “EN 1090-2”, add:</p> <p>“EN 1993-1-8 Eurocode 3: Design of steel structures- Part 1-8: Design of joints;</p> <p>EN 1993-1-10 Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-10: Material toughness and through-thickness properties;”</p> <p>5) Modifications to 1.5.2</p> <p>Title, replace:</p> <p>"1.5.2 Further terms used in EN 1998" with: "1.5.2 Further terms used in EN 1998-1".</p> <p>Paragraph "(1)", replace "EN 1998" with "EN 1998-1".</p> <p>Paragraph "(1)", definition of the term "capacity design method", replace "capacity design method" with "capacity design".</p> <p>6) Modification to 1.6.2</p> <p>Definition of "S_d(T)", replace:</p> <p>"S_d(T) design spectrum (for elastic analysis). At</p>
--	--

пружності). При $T=0$, спектральне прискорення ... при факторі ґрунту S »

на:

« $S_d(T)$ проектний діапазон (для аналізу пружності)».

7) Зміни до 1.6.5

Визначення « $f_{y,max}$ », замінити:

« $f_{y,max}$ максимально можлива межа текучості сталі»

на:

« $f_{y,max}$ верхнє значення межі текучості сталі».

8) Зміни до 1.6.8

Визначення « $f_{b,min}$ », замінити:

« $f_{b,min}$ нормалізована межа міцності при стисканні для кам'яної кладки фасаду основи фундаменту»

на:

« $f_{b,min}$ нормалізована межа міцності при стисканні для кам'яних блоків фасаду основи фундаменту»

Визначення « $f_{bn,min}$ », замінити:

« $f_{bn,min}$ нормалізована межа міцності при стисканні для кам'яної кладки паралельної до фасаду основи фундаменту в площині стіни»

на:

« $f_{bn,min}$ нормалізована межа міцності при стисканні для кам'яних блоків паралельних до фасаду основи фундаменту в площині стіни».

9) Зміни до 1.7

Параграф «(2)», 3 рядок, замінити « t/m^3 » на «тонна/ m^3 ».

Параграф «(2)», 4 рядок, замінити « t » на «тонна».

10) Зміни до 2.2.2

Параграф «(2)», «ПРИМІТКА», 3 рядок, замінити «будуть застосовані несприятливі лімітуючі умови» на «мають бути застосовані несприятливі лімітуючі умови».

11) Зміни до 3.2.3.1.3

Параграф «(1)P», замінити «шляхом фізичної

$T=0$, the spectral acceleration... by the soil factor S "

with:

" $S_d(T)$ design spectrum (for elastic analysis)".

7) Modification to 1.6.5

Definition of " $f_{y,max}$ ", replace:

" $f_{y,max}$ maximum permissible yield stress of steel"

with:

" $f_{y,max}$ upper value of the yield strength of steel".

8) Modifications to 1.6.8

Definition of " $f_{b,min}$ ", replace:

" $f_{b,min}$ normalised compressive strength of masonry normal to the bed face"

with:

" $f_{b,min}$ normalised compressive strength of masonry units normal to the bed face".

Definition of " $f_{bn,min}$ ", replace:

" $f_{bn,min}$ normalised compressive strength of masonry parallel to the bed face in the plane of the wall"

with:

" $f_{bn,min}$ normalised compressive strength of masonry units parallel to the bed face in the plane of the wall".

9) Modifications to 1.7

Paragraph "(2)", 3rd line, replace " t/m^3 " with "tonne/ m^3 ".

Paragraph "(2)", 4th line, replace " t " with "tonne".

10) Modification to 2.2.2

Paragraph "(2)", "NOTE", 3rd line, replace "unfavourable limiting condition shall be applied" with "unfavourable limiting condition should be applied".

11) Modification to 3.2.3.1.3

Paragraph "(1)P", replace "through a physical

симуляції» на «шляхом математичної симуляції».

12) Зміни до 4.3.3.2

Параграф «(2)», 1 рядок, замінити «Для визначення основного проміжку періоду вібрації T_1 » на «Для визначення основного періоду вібрації T_1 ».

Параграф «(4)», Рівняння «(4.8)», замінити « $A_c = \Sigma [A_i \cdot (0,2 + (l_{wi} / H))^2]$ » на « $A_c = \Sigma [A_i \cdot (0,2 + (l_{wi} / H)^2)]$ ».

13) Зміни до 4.3.6.1

Параграф «(5)», 3 рядок, замінити «Пункт9» на «Розділ9».

14) Зміни до 4.4.2.2

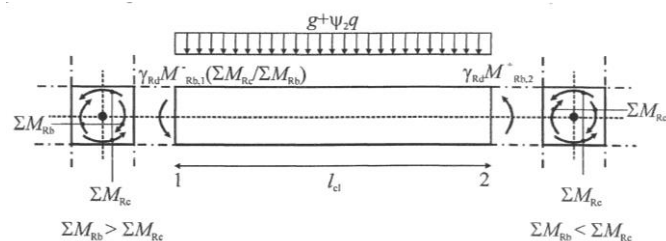
Параграф «(1)P», визначення « E_d », замінити «EN 1993-1:2004» на «EN 1993-1-1:2005».

15) Зміни до 4.4.3.2

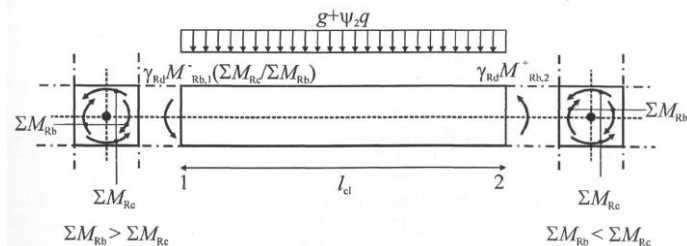
Параграф «(2)», 5 рядок, замінити «максимальна межа вимог щодо стану» на «вимоги щодо стійкості».

16) Зміни до 5.4.2.2

Замінити «Зображення5.1»:



на:



17) Зміни до 5.5.3.3

Параграф «(3)», 8 рядок, замінити: « V_{jhd} як це визначено в виразах (5.23) та (5.24)»

simulation" with "through a numerical simulation".

12)Modifications to 4.3.3.2

Paragraph "(2)", 1st line, replace "For the determination of the fundamental period of vibration period T_1 " with "For the determination of the fundamental period of vibration T_1 ".

Paragraph "(4)", Equation "(4.8)", replace “ $A_c = \Sigma [A_i \cdot (0,2 + (l_{wi} / H))^2]$ ” with “ $A_c = \Sigma [A_i \cdot (0,2 + (l_{wi} / H)^2)]$ ”.

13)Modification to 4.3.6.1

Paragraph "(5)", 3rd line, replace "Clause 9" with "Section 9".

14)Modification to 4.4.2.2

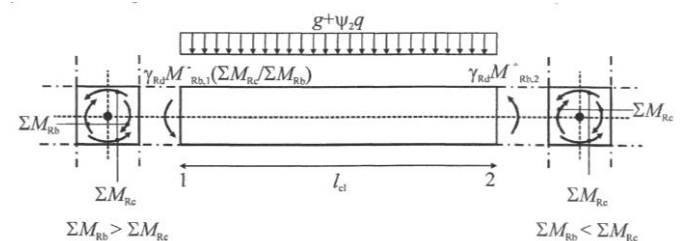
Paragraph "(1)P", definition of " E_d ", replace "EN 1993-1:2004" with "EN 1993-1-1:2005".

15)Modification to 4.4.3.2

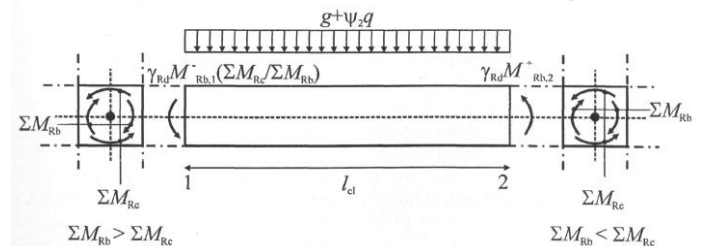
Paragraph "(2)", 5th line, replace "ultimate limit state requirement" with "no-collapse requirement".

16)Modification to 5.4.2.2

Replace "Figure 5.1";



with



17)Modification to 5.5.3.3

Paragraph "(3)", 8th line, replace: " V_{jhd} is as defined in expressions (5.23) and (5.24)"

<p>на: «V_{jhd} як це визначено в виразах (5.22) та (5.23)»</p> <p>18) Зміни до 5.11.1.2</p> <p>Параграф «(1)», реєстр «d», 10 та 11 рядки, замінити:</p> <p>«- з'єднання розташовані в середині критичних ділянок з значною гнучкістю (дивись 5.11.2.1.3 та Зображення 5.14.c).»</p> <p>на:</p> <p>«- з'єднання розташовані в середині критичних ділянок з значною гнучкістю (дивись 5.11.2.1.3 та Зображення 5.14.c) та 5.14d)).».</p> <p>19) Зміни до 5.11.1.3.2</p> <p>Параграф «(3)», «ПРИМІТКА», 3 та 4 рядки, замінити «Для систем стіних панелей рекомендується» на «Для конструкцій стіних панелей рекомендується».</p> <p>20) Зміни до 5.11.3.3</p> <p>Параграф «(2)», 1 та 2 рядки, замінити «(дивись зокрема зображення 5.14b) та c)» на «(дивись зокрема зображення 5.14b) та d)»).</p> <p>21) Зміни до 6.2</p> <p>Параграф «(3)», реєстр «a)», 1 рядок, замінити «фактична межа текучості сталі $f_{y,max}$» на «верхнє значення межі текучості сталі $f_{y,max}$».</p> <p>Параграф «(7)», 2 та 3 рядки, замінити «(дивись EN 1993-1-10:2004)» на «(дивись EN 1993-1-10)».</p> <p>Параграф «(7)», «ПРИМІТКА», замінити «EN 1993-1-10:2004» на «EN 1993-1-10:2005».</p> <p>22) Зміни до 6.5.5</p> <p>Параграф «(4)», двічі замінити «EN 1993-1-8:2004» на «EN 1993-1-8:2005».</p> <p>Параграф «(4)», 4 рядок, замінити «в ENV 1090-1» на «в ENV 1090-2».</p>	<p>with: "V_{jhd} is as defined in expressions (5.22) and (5.23)".</p> <p>18) Modification to 5.11.1.2</p> <p>Paragraph "(1)", list entry "d", 10th and 11th lines, replace:</p> <p>“ - connections located within critical regions with substantial ductility (see 5.11.2.1.3 and e.g. Figure 5.14.c).”</p> <p>with:</p> <p>“ -connections located within critical regions with substantial ductility (see 5.11.2.1.3 and e.g. Figure 5.14c) and 5.14d)).”</p> <p>19) Modification to 5.11.1.3.2</p> <p>Paragraph "(3)", "NOTE", 3rd and 4th lines, replace "For wall panel systems the recommended" with "For wall panel structures the recommended".</p> <p>20) Modification to 5.11.3.3</p> <p>Paragraph "(2)", 1st and 2nd lines, replace "(see figure 5.14b) and c) should be specifically" with "(see figure 5.14b) and d) should be specifically".</p> <p>21) Modifications to 6.2</p> <p>Paragraph "(3)", list entry "a)", 1st line, replace "the actual maximum yield strength $f_{y,max}$ of the steel" with "the upper value of the yield strength $f_{y,max}$ of the steel".</p> <p>Paragraph "(7)", 2nd and 3rd lines, replace "(see EN 1993-1-10:2004)" with "(see EN 1993-1-10)".</p> <p>Paragraph "(7)", "NOTE", replace "EN 1993-1-10:2004" with "EN 1993-1-10:2005".</p> <p>22) Modifications to 6.5.5</p> <p>Paragraph "(4)", replace twice "EN 1993-1-8:2004" with "EN 1993-1-8:2005".</p> <p>Paragraph "(4)", 4th line, replace "in ENV 1090-1" with "in EN 1090-2".</p>
--	--

23) Зміни до 6.6.3

Параграф «(5)», 1 та 2 рядки, замінити «узгоджується з правилами проектування поданими в EN 1993-1-1:2004, Розділ 6» на «узгоджується з правилами проектування поданими в EN 1993-1-8:2005, Розділ 6».

Параграф «(6)», 8 та 9 рядки, замінити «з EN 1993-1-8:2004, 6.2.4.1» на «з EN 1993-1-8:2005, 6.2.6.1».

Параграф «(7)», замінити «EN 1993-1-5:2004» на «EN 1993-1-5:2006».

24) Зміни до 6.8.2

Параграф «(15)», замінити «EN 1993-1-5:2004» на «EN 1993-1-5:2006».

25) Зміни до 6.11

Параграф «(2)», зміст «с)», 2 рядок, замінити «в EN 1090;» на «в EN 1090-2;».

Параграф «(2)», зміст «d)», 2 рядок, замінити «не перевищує зареєстрований $f_{y,max}$ » на «не перевищує зареєстрований $f_{y,max}$ ».

Параграф «(2)P», 1 рядок, замінити «(2)P» на «(3)P».

26) Зміни до 7.6.1

Параграф «(4)», «Таблиця 7.3», Заголовок, замінити:

«Таблиця 7.3: Залежність між фактором поведінки та межами гнучкості стін.»

на:

«Таблиця 7.3: Залежність між фактором поведінки та межами гнучкості стін секцій в дисипативних зонах накритих складених конструкцій.»

Параграф «(4)», 22 рядок, замінити «та товщина стінок» на «та товщина стінок сталюого профілю».

27) Зміни до 7.6.4

Параграф «(2)», після Рівняння «(7.6)», додати: «де:

23) Modifications to 6.6.3

Paragraph "(5)", 1st and 2nd lines, replace "conform to the design rules given in EN 1993-1-1:2004, Section 6" with "conform to the design rules given in EN 1993-1-8:2005, Section 6".

Paragraph "(6)", 8th and 9th lines, replace "with EN 1993-1-8:2004, 6.2.4.1" with "with EN 1993-1-8:2005, 6.2.6.1".

Paragraph "(7)", replace "EN 1993-1-5:2004" with "EN 1993-1-5:2006".

24) Modification to 6.8.2

Paragraph "(15)", replace "EN 1993-1-5:2004" with "EN 1993-1-5:2006".

25) Modifications to 6.11

Paragraph "(2)", entry "c)", 2nd line, replace "in EN 1090;" with "in EN 1090-2;".

Paragraph "(2)", entry "d)", 2nd line, replace "not exceed $f_{y,max}$ noted" with "not exceed $f_{y,max}$ noted".

Paragraph "(2)P", 1st line, replace "(2)P" with "(3)P".

26) Modifications to 7.6.1

Paragraph "(4)", "Table 7.3", Title, replace:

"Table 7.3: Relation between behaviour factor and limits of wall slenderness."

with:

"Table 7.3: Relation between behaviour factor and slenderness limits of walls of sections in dissipative zones of encased composite structures".

Paragraph "(4)", 22nd line, replace "and the wall thickness" with "and the wall thickness of the steel profile".

27) Modification to 7.6.4

Paragraph "(2)", after Equation "(7.6)", add: "where

<p>A_a площа сталю профілю A_c площа бетону A_s площа арматури f_{yd} проектне значення межі текучості сталі</p> <p>f_{cd} проектне значення межі міцності бетону на стискання f_{sd} проектне значення межі текучості арматурної сталі».</p>	<p>A_a is the area of the steel section A_c is the area of concrete A_s is the area of rebars f_{yd} is the design value of the yield strength of steel f_{cd} is the design value of the concrete compressive strength f_{sd} is the design value of the yield strength of the rebar steel”.</p>
<p>28) Зміни до 7.11.1</p>	<p>28)Modification to 7.11.1</p>
<p>Параграф «(2)», 2 рядок, замінити «для запобігання вигинів сталі» на «для запобігання вигинів сталевих пластин».</p>	<p>Paragraph "(2)", 2nd line, replace "to prevent buckling of steel" with "to prevent buckling of the steel plate".</p>
<p>29) Зміни до 8.1.3</p>	<p>29)Modification to 8.1.3</p>
<p>Параграф «(6)», 4 та 5 рядки, замінити «розраховано згідно з EN 1995-1:2004» на «розраховано згідно з EN 1995-1-1:2004».</p>	<p>Paragraph "(6)", 4th and 5th lines, replace "calculated in accordance with EN 1995-1:2004" with "calculated in accordance with EN 1995-1-1:2004".</p>
<p>30) Зміни до 8.5.3</p>	<p>30)Modification to 8.5.3</p>
<p>Параграф «5(P)», 2 рядок, замінити «мінімальні проміжки подані в EN 1995-1:2004» на «мінімальні проміжки подані в EN 1995-1-1:2004».</p>	<p>Paragraph "5(P)", 2nd line, replace "the minimum spacing given in EN 1995-1:2004" with "the minimum spacing given in EN 1995-1-1:2004".</p>
<p>31) Зміни до 8.6</p>	<p>31)Modifications to 8.6</p>
<p>Параграф «2(P)», 3 рядок, замінити «застосовуються основні комбінації навантажень з EN 1995» на «застосовуються основні комбінації навантажень з EN 1995-1-1:2004».</p>	<p>Paragraph "2(P)", 3rd line, replace "fundamental load combinations from EN 1995 apply" with "fundamental load combinations from EN 1995-1-1:2004 apply".</p>
<p>Параграф «3(P)», 3 рядок, замінити «застосовуються випадкові комбінації навантажень з EN 1995» на «застосовуються випадкові комбінації навантажень з EN 1995-1-1:2004».</p>	<p>Paragraph "3(P)", 3rd line, replace "for accidental load combinations from EN 1995 apply" with "for accidental load combinations from EN 1995-1-1:2004 apply".</p>
<p>32) Зміни до 9.3</p>	<p>32)Modification to 9.3</p>
<p>Параграф «(4)», «ПРИМІТКА 2», 4 рядок, замінити «в Національному Додатку цих документу» на «в Національному Додатку цього документу».</p>	<p>Paragraph "(4)", "NOTE 2", 4th line, replace "in its National Annex of these document" with "in its National Annex of this document".</p>

33) Зміни до 9.7.2

Параграф «(2)», реєстр «с)», «ПРИМІТКА», 1 та 2 рядки, замінити «в Національному Додатку цього документу рекомендовано» на «в цьому Національному Додатку цього документу. Рекомендовано».

34) Зміни до В.5

Після Рівняння «(В.11)», додати:

« d_t^* не має перевищувати $3 d_{et}^*$ ».

Після Рівняння «(В.12)», виключити:

« d_t^* не має перевищувати $3 d_{et}^*$ ».

Абзац, що починається фразою «Залежність між різними величинами...» (останній абзац перед заголовком «ітераційний метод (необов'язковий)», замінити «координати $d^* = S_e(T^*)(T^*/2\pi)^2$ » на «координати $d_{et}^* = S_e(T^*)(T^*/2\pi)^2$ ».

Абзац одразу після заголовку «ітераційний метод (необов'язковий)», рядки 1 та 3, замінити «Якщо розрахункове зміщення d_t^* , визначене під час 4 кроку, значно відрізняється» на «Якщо розрахункове зміщення d_t^* , визначене під час 4 кроку (вимога В.5), значно відрізняється»; після чого замінити «сила – залежність зміщення в 2 кроці, ітераційний метод» на «сила – залежність зміщення в 2 кроці (вимога В.3), ітераційний метод».

35) Зміни до С.3.2.1

Параграф «(3)», під Рівнянням «(С.3)», перед визначенням « $f_{yd,T}$ », додати:

« l – балковий проміжок, як визначено в 7.6.3(3) та на Зображенні 7.7;».

36) Зміни до С.3.2.2

Параграф «(2)», замінити Рівняння «(С.6)»:

$$A_T \geq \frac{F_{Rd2}}{f_{yd,T}}$$

на наступне:

33) Modification to 9.7.2

Paragraph "(2)", list entry "c)", "NOTE", 1st and 2nd lines, replace "in its National Annex of this documentThe recommended" with "in its National Annex of this document. The recommended".

34) Modifications to B.5

After Equation "(B.11)", add:

" d_t^* need not exceed $3 d_{et}^*$."

After Equation "(B.12)", delete:

" d_t^* need not exceed $3 d_{et}^*$."

Paragraph beginning with "The relation between different quantities..." (last paragraph before Title "**Iterative procedure (optional)**") replace "coordinates $d^* = S_e(T^*)(T^*/2\pi)^2$ " with "coordinates $d_{et}^* = S_e(T^*)(T^*/2\pi)^2$ ".

Paragraph immediately following the title "**Iterative procedure (optional)**", lines 1 to 3, replace "If the target displacement d_t^* determined in the 4th step is much different" with "If the target displacement d_t^* determined in the 4th step (cl. B.5) is much different"; then replace "force - displacement relationship in the 2nd step, an iterative procedure" with "force - displacement relationship in the 2nd step (cl. B.3), an iterative procedure".

35) Modification to C.3.2.1

Paragraph "(3)", under Equation "(C.3)", just before the definition of " $f_{yd,T}$ ", add:

" l is the beam span, as defined in 7.6.3(3) and Figure 7.7;"

36) Modification to C.3.2.2

Paragraph "(2)", replace Equation "(C.6)":

$$A_T \geq \frac{F_{Rd2}}{f_{yd,T}}$$

with the following one:

$$\langle A_T \geq 0,5 \frac{F_{Rd2}}{f_{yd,T}} \rangle.$$

37) Зміни до С.3.3.1

Параграф «(2)», замінити Рівняння «(С.12)»:

$$\langle A_T \geq \frac{F_{Rd2}}{f_{yd,T}} \rangle$$

на наступне:

$$\langle A_T \geq 0,5 \frac{F_{Rd2}}{f_{yd,T}} \rangle.$$

$$“A_T \geq 0,5 \frac{F_{Rd2}}{f_{yd,T}} ”$$

37) Modification to C.3.3.1

Paragraph "(2)", replace Equation "(C.12)":

$$“A_T \geq \frac{F_{Rd2}}{f_{yd,T}} ”$$

with the following one:

$$“A_T \geq 0,5 \frac{F_{Rd2}}{f_{yd,T}} ”$$

Ключові слова: землетрус, сейсмонебезпечність, Єврокоди, сейсмостійкість, правила проектування, нелінійна реакція, спектри коливань, сейсмічні навантаження.

Заступник директора ДП «НДІБК»
з наукової роботи

В.Г. Тарасюк

Науковий керівник

Ю.І. Немчинов

Відповідальний виконавець

М.Г. Мар'єнков