



НАЦІОНАЛЬНИЙ СТАНДАРТ УКРАЇНИ

**ЄВРОКОД 5. ПРОЕКТУВАННЯ ДЕРЕВ'ЯНИХ
КОНСТРУКЦІЙ**

**Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд
(EN 1995-1-1:2004, IDT)**

ДСТУ-Н Б EN 1995-1-1

НАЦІОНАЛЬНИЙ ВСТУП

Цей стандарт є тотожний переклад EN 1995-1-1:2004 Eurocode 5: Design of timber structures – Part 1-1: General – Common rules and rules for buildings (Єврокод 5: Проектування дерев'яних конструкцій – Частина 1-1: Загальні правила і правила для будівель) з технічною поправкою EN 1995-1-1:2004/AC:2006 і зміною EN 1995-1-1:2004/A1:2008.

EN 1995-1-1:2004 підготовлено Технічним комітетом CEN/TC 250, секретаріатом якого керує BSI.

До національного стандарту долучено англomовний текст.

На території України як національний стандарт діє ліва колонка тексту ДСТУ-Н Б EN 1995-1-1:2010 Єврокод 5: Проектування дерев'яних конструкцій – Частина 1-1: Загальні правила і правила для будівель (EN 1995-1-1:2004, IDT), викладена українською мовою.

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

Стандарт містить вимоги, які відповідають чинному законодавству.

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

До стандарту внесено такі редакційні зміни:

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

Перелік національних стандартів України (ДСТУ), ідентичних МС, посилання на які є в EN 1995-1-1:2004, наведено в додатку НА.

Копії МС, неприйнятих як національні стандарти, на які є посилання EN 1995-1-1:2004, можна отримати в Головному фонді нормативних документів ДП «УкрНДНЦ».

Технічна поправка EN 1995-1-1:2004/AC:2006 і зміна EN 1995-1-1:2004/A1:2008 та їх переклад подана в кінці ДСТУ-Н Б EN 1995-1-1:2010 після додатку НА.

ЗМІСТ

ПЕРЕДМОВА	II
НАЦІОНАЛЬНИЙ ВСТУП	III
Вступ	1
Основи програми Єврокодів	2
Статус та сфера застосування Єврокодів	4
Національні стандарти, що впроваджують Єврокоди	5
Зв'язки між Єврокодами та гармонізованими специфікаціями (ENs and ETAs) для виробів	5
Додаткова інформація стосовно EN 1995-1-1	6
Національні додатки до EN 1995-1-1	6
РОЗДІЛ 1 ЗАГАЛЬНІ ПОЛОЖЕННЯ	8
1.1 Галузь	8
1.1.1 Галузь застосування EN 1995	8
1.1.2 Галузь застосування EN 1995-1-1	9
1.2 Нормативні посилання	9
1.3 Припущення	14
1.4 Відмінності між основними положеннями і правилами застосування	14
1.5 Терміни та визначення	15
1.5.1 Загальні положення	15
1.5.2 Додаткові терміни та визначення, використані у цьому стандарті.	15
1.6 Позначення використані у EN 1995-1-1	16
РОЗДІЛ 2 ОСНОВИ ПРОЕКТУВАННЯ	25
2.1 Вимоги	25
2.1.1 Основні вимоги	25
2.1.2 Управління надійністю	25
2.1.3 Проектний термін експлуатації і довговічність	25
2.2 Основні положення розрахунку за граничними станами	25
2.2.1 Загальні положення	25
2.2.2 Граничні стани за міцністю і стійкістю	25
2.2.3 Граничний стан за придатністю до експлуатації	26
2.3 Основні змінні	28
2.3.1 Дії та впливи навколишнього середовища	28
2.3.1.1 Загальні положення	28
2.3.1.2. Класи дій за тривалістю навантаження	28
2.3.1.3 Експлуатаційні класи	30
2.3.2 Дії і впливи навколишнього середовища	30
2.3.2.1 Вплив тривалості навантаження і вологості на міцність	30
2.3.2.2 Вплив тривалості навантаження і вологості на деформації.	31
2.4 Розрахункова перевірка методом коефіцієнтів надійності	32
2.4.1 Розрахункова величина характеристики матеріалу	32
2.4.2 Розрахункове визначення геометричних даних	34
2.4.3 Розрахункові опори	35
2.4.4 Перевірка рівноваги(EQU)	35
РОЗДІЛ 3 ВЛАСТИВОСТІ МАТЕРІАЛІВ	35
3.1 Загальні положення	35
3.1.1 Характеристики міцності і жорсткості	35
3.1.2 Співвідношення «напруження-деформації»	35
3.1.3 Перехідні коефіцієнти міцності для експлуатаційних класів і класів за тривалістю навантаження	36
3.1.4 Перехідні коефіцієнти деформацій для експлуатаційних класів	36
3.2 Цільна деревина	36
3.3 Дощато-клеєна деревина	38
3.4 Фанеровані пиломатеріали (LVL)	41
3.5 Панелі на основі деревини	42
3.6 Клеючі речовини	42

3.7	Металеві кріпильні елементи	42
РОЗДІЛ 4 ДОВГОВІЧНІСТЬ		42
4.1	Стійкість проти біологічних організмів	42
4.2	Стійкість проти корозії	43
РОЗДІЛ 5 ОСНОВИ РОЗРАХУНКУ КОНСТРУКЦІЙ		44
5.1	Загальні положення	44
5.2	Елементи	45
5.3	З'єднання	45
5.4	Вироби	46
5.4.1	Загальні положення	46
5.4.2	Рамні конструкції	46
5.4.3	Спрощений розрахунок ферм із з'єднаннями з перфорованих металевих пластин	48
5.4.4	Плоскі рами і арки	49
РОЗДІЛ 6 ГРАНИЧНІ СТАНИ ЗА МІЦНІСТЮ І СТІЙКІСТЮ		50
6.1	Розрахунок поперечних перерізів при дії головних напружень	50
6.1.1	Загальні положення	50
6.1.2	Розтяг паралельно волокнам	51
6.1.3	Розтяг перпендикулярно волокнам.	51
6.1.4	Стиск паралельно волокнам.	51
6.1.5	Стиск перпендикулярно волокнам	52
6.1.6	Згин	58
6.1.7	Зсув.	58
6.1.8	Кручення.	60
6.2	Розрахунок поперечних перерізів на дію складного напруженого стану	61
6.2.1	Загальні положення	61
6.2.2	Стискаючі напруження під кутом до волокна	61
6.2.3	Спільна дія згину та осьового розтягу	62
6.2.4	Спільна дія згину та осьового стиску	62
6.3	Стійкість елементів	63
6.3.1	Загальні положення.	63
6.3.2	Стійкість колон на дію стиску або спільну дію стиску і згину	63
6.3.3	Балки під дією згину або спільно згину і стиску	65
6.4	Розрахунок поперечних перерізів елементів перерізами змінної або криволінійної форми.	68
6.4.1	Загальні положення	68
6.4.2	Односкатні балки	68
6.4.3	Двоскатні, криволінійні та з випуклим гребенем балки	69
6.5	Елементи з вирізами	74
6.5.1	Загальні положення.	74
6.5.2	Балки з вирізами на опорах	74
6.6	Міцність системи	76
РОЗДІЛ 7 ГРАНИЧНІ СТАНИ ЗА ПРИДАТНІСТЮ ДО ЕКСПЛУАТАЦІЇ		77
7.1	Ковзання з'єднань	77
7.2	Граничні величини прогинів для балок	79
7.3	Коливання	81
7.3.1	Загальні положення	81
7.3.2	Коливання від роботи обладнання .	81
7.3.3	Перекриття у житлових будинках	81
РОЗДІЛ 8 З'ЄДНАННЯ ІЗ МЕТАЛЕВИМИ ЕЛЕМЕНТАМИ КРІПЛЕННЯ		84
8.1	Загальні положення	84
8.1.1	Вимоги до елементів кріплення	84
8.1.2	З'єднання з багатократними елементами кріплення	84
8.1.3	З'єднання з сувом по багатьох площинах	85
8.1.4	Зусилля у вузлах під кутом до волокон	85
8.1.5	Знакоперемінні зусилля у з'єднаннях	87
8.2	Поперечна несуча здатність сталевих штирових елементів кріплення	87
8.2.1	Загальні положення	87
8.2.2	З'єднання «брус-брус» і «брус-панель»	88

8.2.3 З'єднання «сталь-брус»	90
8.3 З'єднання на цвяхах	93
8.3.1 Поперечно завантажені цвяхи.	93
8.3.1.1 Загальні положення	93
8.3.1.2 З'єднання на цвяхах «деревина-деревина»	97
8.3.1.3 З'єднання на цвяхах «лист-деревина»	102
8.3.1.4 З'єднання на цвяхах «сталь-деревина»	103
8.3.2 Цвяхи при осьовому навантаженні	103
8.3.3 Цвяхи, завантажені у поперечному і осьовому напрямках	106
8.4 З'єднання на скобах	106
8.5 Болтові з'єднання	109
8.5.1 Болти навантажені у поперечному напрямі	109
8.5.1.1 Загальні положення та болтові з'єднання типу «деревина-деревина»	109
8.5.1.2 З'єднання «панель-деревина» на болтах	112
8.5.1.3 З'єднання «сталь-деревина» на болтах	113
8.5.2 Болти при осьовому навантаженні	113
8.6 З'єднання нагельного типу	113
8.7 З'єднання на шурупах	114
8.7.1 Шурупи при поперечному навантаженні	114
8.7.2 Шурупи при осьовому навантаженні	115
8.7.3 Шурупи при спільній дії поперечного і осьового навантаження	117
8.8 З'єднання виготовлені із застосуванням перфорованих металевих пластин	117
8.8.1 Загальні положення	117
8.8.2 Геометрія пластини	118
8.8.3 Характеристики міцності плити	118
8.8.4 Міцність ззакерованих пластин	120
8.8.5 Перевірка міцності з'єднання	120
8.8.5.1 Несуча здатність заанкерення пластини	120
8.8.5.2 Несуча здатність пластини	122
8.9 зєднання розрізними і гладкими кільцевими шпонками	124
8.10 Зубчасті шпонки	129
РОЗДІЛ 9 КОМПОНЕНТИ КОНСТРУКЦІЇ	134
9.1 Компоненти	134
9.1.1 Клеєні тонкостінні балки	134
9.1.2 Клеєні тонкостінні балки	138
9.1.3 Балки з'єднанні механічним способом	140
9.1.4 Клеєні і механічно з'єднанні колони	141
9.2 Збірні конструкції	141
9.2.1 Ферми	141
9.2.2 Ферми із з'єднанням з перфорованих сталевих пластин.	143
9.2.3 Діафрагми покриття та перекриття	144
9.2.3.1 Загальні положення	144
9.2.3.2 Спрощений розрахунок діафрагм покриття та перекриття	144
9.2.4 Стінові діафрагми	145
9.2.4.1 Загальні положення	145
9.2.4.2 Спрощений аналіз стінових діафрагм – Метод А	146
9.2.4.3 Спрощений розрахунок стінових діафрагм – Метод В	150
9.2.4.3.1 Вимоги до конструкції стін і панелей у відповідності зі спрощеним розрахунком	150
9.2.4.3.2 Методи розрахунку	152
9.2.5 В'язі	156
9.2.5.1 Загальні положення	156
9.2.5.2 Окремі елементи при стисканні	158
9.2.5.3 Розкріплення в'язями систем балок або ферм	159
РОЗДІЛ 10 КОНСТРУЮВАННЯ І КОНТРОЛЬ	161
10.1 Загальні положення	161
10.2 Матеріали	161
10.3 Клеєві з'єднання	161
10.4 З'єднання з механічними елементами кріплення	162

10.4.1 Загальні положення	162
10.4.2 Цвяхи	162
10.4.3 Болти і шайби.	162
10.4.4 Нагелі	163
10.4.5 Шурупи	163
10.5 Зборка	164
10.6 Транспортування і зведення	164
10.7 Контроль	164
10.8 Особливі правила до конструкцій діафрагм	165
10.8.1 Діафрагми перекриттів і покриттів	165
10.8.2 Стінові діафрагми	166
10.9 Окремі правила для ферм із кріпленням сталевими перфорованими пластинами	166
10.9.1 Виготовлення	166
10.9.2 Зведення	166
ДОДАТОК А (Інформативний) Моделі руйнування при зсуві по лінії або зоні розташування з'єднувальних елементів нагельного типу «сталь-дерево»	169
ДОДАТОК В (Інформативний) Балки з механічним сполученням	173
ДОДАТОК С (Інформативний) Збірні колони	179
ДОДАТОК D (Інформативний) БІБЛІОГРАФІЯ	193
ДОДАТОК НА (довідковий) Перелік національних стандартів України (ДСТУ), ідентичних МС, посилання на які є в EN 1995-1-1:2004	195
	198
	202

Вступ

Даний Європейський стандарт EN 1995-1-1, був підготовлений Технічним Комітетом CEN/TC250 «Будівельні Єврокоди», секретаріат якого підтримується BSI (Британським інститутом стандартів).

Цей Європейський стандарт повинен набути статусу національного стандарту шляхом публікації ідентичного тексту, або через підтвердження, найпізніше до травня 2005р., а національні стандарти, які йому протирічать, повинні бути відмінені найпізніше до березня 2010р.

Даний Європейський стандарт замінює ENV 1995-1-1:1993.

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

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

Foreword

This European Standard EN 1995-1-1 has been prepared by Technical Committee CEN/TC250 "Structural Eurocodes", the Secretariat of which is held by BSI.

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

This European Standard supersedes ENV 1995-1-1:1993.

CEN/TC250 is responsible for all Structural Eurocodes.

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

ЄВРОКОД 5:ПРОЕКТУВАННЯ ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ

ЧАСТИНА 1-1:ЗАГАЛЬНІ ПРАВИЛА І ПРАВИЛА ДЛЯ СПОРУД

ЕВРОКОД 5: ПРОЕКТИРОВАНИЕ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

ЧАСТЬ 1-1: ОБЩИЕ НОРМЫ И ПРАВИЛА ДЛЯ СООРУЖЕНИЙ

EUROCODE 5: DESIGN OF TIMBER STRUCTURES

PART 1-1: GENERAL – COMMON RULES AND RULES FOR BUILDINGS

Чинний від 01.07.2013

Основи програми Єврокодів

У 1975 році Комісія Європейської Спільноти визначила програму дій в галузі будівництва, яка базується на статті 95 Угоди. Мета програми полягала в усуненні технічних перешкод у торгівлі та в гармонізації технічних вимог.

В рамках цієї програми дій Комісія висунула ініціативу щодо запровадження певного переліку гармонізованих технічних норм для проектування будівельних споруд, котрі на першій стадії повинні були застосовуватись в якості альтернативи національним нормам, що діють в країнах-членах і, врешті-решт, замінити їх.

На протязі п'ятнадцяти років Комісія, за допомогою виконавчого комітету із представників країн-членів, здійснювала розробку програми Єврокодів, результатом чого стало перше покоління Європейських норм у 1980-х роках.

В 1989 році Комісія і країни-члени ЕУ та ЕФТА (Європейської Асоціації Вільної Торгівлі) на основі угоди¹ між Комісією та

Background of the Eurocode programme

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

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

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

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

CEN вирішили надати CEN серію мандатів на підготовку та публікацію Єврокодів з метою забезпечення їм у майбутньому статусу Європейських стандартів (EN). Це фактично поєднало Єврокоди із положеннями всіх Директив Ради і/або рішень Комісії, що стосуються Європейських стандартів (наприклад Директива Ради 89/106/ЕЕС щодо будівельних виробів – CPD – і Директиви Ради 93/37/ЕЕС, 92/50/ЕЕС та 89/440/ЕЕС щодо громадських споруд і послуг та еквівалент Директиви ЕФТА започаткували прагнення до становлення внутрішнього ринку.

Програма будівельних Єврокодів включає наступні стандарти, які, як правило, складаються з декількох частин:

EN 1990	Єврокод:	Основи проектування споруд
EN 1991	Єврокод 1:	Дії на споруди
EN 1992	Єврокод 2:	Проектування залізобетонних конструкцій
EN 1993	Єврокод 3:	Проектування сталевих конструкцій
EN 1994	Єврокод 4:	Проектування комбінованих сталебетонних 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 споруд
EN 1999	Єврокод 9:	Проектування алюмінієвих конструкцій

Стандартами Єврокодів визнається відповідальність регулюючих органів кожної країни-члена і гарантується їхнє право визначати показники пов'язані з питаннями регулювання безпеки на національному рівні, котрі залишатимуться різними в залежності від країни

¹ Угода між Комісією Європейських Спільнот і Європейським Комітетом Стандартизації (CEN) щодо роботи над Єврокодами стосовно проектування будівель і цивільних споруд (BC/CEN/03/89).

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 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 1990:2002	Єврокод:	Основи проектування споруд
EN 1991	Єврокод 1:	Дії на споруди
EN 1992	Єврокод 2:	Проектування залізобетонних конструкцій
EN 1993	Єврокод 3:	Проектування сталевих конструкцій
EN 1994	Єврокод 4:	Проектування комбінованих сталебетонних 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 споруд
EN 1999	Єврокод 9:	Проектування алюмінієвих конструкцій

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.

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).

Статус та сфера застосування Єврокодів

Країни-члени EU та EFTA визнають, що Єврокоди слугують базовими документами з наступною метою:

- як засіб забезпечення відповідності будівель та цивільних споруд основним вимогам Директиви Ради 89/106/ЕЕС, особливо основній вимозі №1 – Механічний опір та стійкість – та основній вимозі №2 – Пожежна безпека ;
- як основа для визначення контрактів для будівельних споруд та пов'язаних з ними інжинірингових послуг ;
- як основа для розробки гармонізованих технічних умов для будівельних виробів (ENs та ETAs).

Єврокоди, оскільки вони самі по собі стосуються будівельних споруд, мають прямий взаємозв'язок з тлумачними документами² на які є посилання в Статті 12 CPD, хоча їх сутність є відмінною від гармонізованих стандартів на вироби³. Тому технічні аспекти, які виникають при застосуванні Єврокодів потребують адекватного розгляду Технічними комітетами CEN і/або Робочими групами EOTA, що працюють над стандартами на вироби, з точки зору досягнення повної сумісності цих технічних умов з Єврокодами.

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

³ Відповідно до Ст.12 CPD тлумачні документи повинні:

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

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

Status and field of application of Eurocodes

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

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

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

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

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

- 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 ;
 - 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. ;
 - serve as a reference for the establishment of harmonised standards and guidelines for European technical approvals.
- The Eurocodes, *de facto*, play a similar role in the field of the ER 1 and a part of ER 2.

Стандарти Єврокодів забезпечують загальні норми будівельного проектування для повсякденного застосування при проектуванні споруд як у цілому, так і окремих складових виробів, як традиційного типу так і вдосконалених. У випадках незвичайної форми споруд або умов проектування, що конкретно не охоплюються, є необхідним додатковий експертний розгляд проектувальниками.

Національні стандарти, що впроваджують Єврокоди

Національні стандарти, в яких запроваджено Єврокоди, будуть включати повний текст відповідного Єврокоду (включно з додатками) у вигляді опублікованому CEN, якому може передувати національна титульна сторінка та національна передмова, а після може слідувати національний додаток.

Національний додаток може вміщувати інформацію тільки щодо тих параметрів, які залишені відкритими в Єврокоді для національного вибору, так звані Національно визначені параметри, які повинні застосовуватись для проектування будівель та цивільних споруд, що будуть зводитись у конкретній країні, тобто:

- величини і/або класи щодо яких у Єврокоді надано альтернативи,
- величини, які повинні застосовуватись, і щодо яких у Єврокоді надано тільки символ,
- конкретні дані щодо країни (географічні, кліматичні, і т.п.), наприклад карта снігового покриву,
- методики, що повинні застосовуватись, і щодо яких у Єврокоді надано альтернативні методики.
- рішення щодо застосування інформативних додатків,
- посилання на джерела несуперечливої додаткової інформації, що допомагає користувачеві застосовувати Єврокод.

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

Існує необхідність узгодженості між гармонізованими технічними умовами на будівельні вироби і технічними нормами для споруд⁴. Більш того, вся інформація, що супроводить CE маркування будівельних виробів де є посилання на Єврокоди, повинна однозначно вказувати які національно визначені параметри були враховані.

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

National Standards implementing Eurocodes

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

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

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

Додаткова інформація стосовно EN 1995-1-1

EN 1995-1-1 описує Основні правила і вимоги щодо безпеки, експлуатаційної придатності та довговічності дерев'яних конструкцій. Вони базуються на концепції граничного стану в поєднанні з методом коефіцієнтів надійності.

Для проектування нових споруд передбачено безпосереднє застосування EN 1995-1-1 спільно з EN 1990:2002 і відповідними частинами EN 1991.

Числові значення коефіцієнтів надійності та інших параметрів надійності рекомендуються в якості базових величин, які забезпечують прийнятний рівень надійності. Вони були назначені виходячи з умови, що застосовується відповідний рівень виконання та управління якістю. При застосуванні EN 1995-1-1 у якості базового документа іншими Технічними комітетами/CEN повинні прийматись такі самі величини.

Національні додатки до EN 1995-1-1

Цей стандарт надає альтернативні методики, величини і рекомендації з примітками, в яких випадках можливий вибір національних альтернатив. Таким чином, національний стандарт, що запроваджує EN 1995-1-1, повинен мати національний додаток, що містить всі національно визначені параметри (характеристики), які використовуються для проектування будівель та цивільних споруд, що будуть зведені у відповідній країні.

Національна альтернатива дозволяється в EN 1995-1-1 через наступні статті:

- 2.3.1.2(1)P Встановлення навантажень для класів тривалості навантаження;
- 2.3.1.3(1)P Призначення споруд за експлуатаційними класами;
- 2.4.1(1)P Коефіцієнти надійності для властивостей матеріалів;
- 6.4.3(8) Двоскатні, криволінійні і випуклі балки;
- 7.2(2) Граничні величини прогинів;
- 7.3.3(2) Граничні величини вібрацій;
- 8.3.1.2(4) З'єднання «брус-брус» на цвяхах: Правила розташування цвяхів;
- 8.3.1.2(7) З'єднання «брус-брус» на цвяхах: Елементи чутливі до розколювання;
- 9.2.4.1(7) Методи проектування діафрагм стінок;
- 9.2.5.3(1) Перехідні коефіцієнти

Additional information specific to EN 1995-1-1

EN 1995 describes the Principles and requirements for safety, serviceability and durability of timber structures. It is based on the limit state concept used in conjunction with a partial factor method.

For the design of new structures, EN 1995 is intended to be used, for direct application, together with EN 1990:2002 and relevant Parts of EN 1991.

Numerical values for partial factors and other reliability parameters are recommended as basic values that provide an acceptable level of reliability. They have been selected assuming that an appropriate level of workmanship and of quality management applies. When EN 1995-1-1 is used as a base document by other CEN/TCs the same values need to be taken.

National annex for EN 1995-1-1

This standard gives alternative procedures, values and recommendations with notes indicating where national choices may have to be made. Therefore the National Standard implementing EN 1995-1-1 should have a National annex containing all Nationally Determined Parameters to be used for the design of buildings and civil engineering works to be constructed in the relevant country.

National choice is allowed in EN 1995-1-1 through clauses:

- 2.3.1.2(2)P Assignment of loads to load-duration classes;
- 2.3.1.3(1)P Assignment of structures to service classes;
- 2.4.1 (1)P Partial factors for material properties;
- 6.4.3(8) Double tapered, curved and pitched cambered beams;
- 7.2(2) Limiting values for deflections;
- 7.3.3(2) Limiting values for vibrations;
- 8.3.1.2(4) Nailed timber-to-timber connections: Rules for nails in end grain;
- 8.3.1.2(7) Nailed timber-to-timber connections: Species sensitive to splitting;
- 9.2.4.1 (7) Design method for wall diaphragms;
- 9.2.5.3(1) Bracing modification factors for beam or truss systems;

в'язей для систем балок або ферм;
- 10.9.2(3) Зведення ферм з перфорованими плоскими металевими з'єднаннями:
Максимальний вигин;
10.9.2(4) Зведення ферм з перфорованими плоскими металевими з'єднаннями:
Максимальне відхилення

⁴ Див. Ст.3.3 і Ст.12 CPD а також 4.2, 4.3.1, 4.3.2 і 5.2 ID 1, Тлумачний документ №1 «Механічний опір та стійкість»

10.9.2(3) Erection of trusses with punched metal plate fasteners: Maximum bow;

10.9.2(4) Erection of trusses with punched metal plate fasteners: Maximum deviatio

. ⁴ see Art.3.3 and Art. 12 of the CPD, as well as clauses 4.2, 4.3.1, 4.3.2 and 5.2 of ID 1.

РОЗДІЛ 1 ЗАГАЛЬНІ ПОЛОЖЕННЯ

1.1 Галузь

1.1.1 Галузь застосування EN 1995

(1) P EN 1995-1-1 застосовується для проектування будівель і споруд із деревини (цільної деревини, обробленої, плоскої форми або у виді стійок, дощатоклеєні вироби, на основі деревини, напр., фанеровані пиломатеріали), деревинних плит, з'єднаних між собою за допомогою клеєм або механічними з'єднувальними елементами. Він відповідає основним положенням і вимогам щодо безпеки і експлуатаційної придатності споруд, основам проектування і перевірки наданим у EN 1990 – Основи проектування споруд.

(2) P EN 1995 розглядаються вимоги тільки стосовно міцності, придатності до експлуатації, довговічності і пожежної безпеки дерев'яних конструкцій. Інші вимоги, наприклад щодо тепло або звукоізоляції, не розглядаються.

(3) EN 1995 призначений для застосування у поєднанні з:

EN 1990:2002 Єврокод: Основи проектування споруд

EN 1991 Дії на споруди

EN's, для будівельних виробів що відносяться до дерев'яних конструкцій

EN 1998 Проектування сейсмостійких споруд

(4) EN 1995 складається із декількох частин:

EN 1995-1 Основні положення

EN 1995-2 Мости

(5) EN 1995-1 Основні положення включають:

EN 1995-1-1 Загальні положення – норми і правила для будівель

EN 1995-1-2 Основні правила – Пожежна безпека

(6) EN 1995-2 посилається на загальні норми EN 1995-1-1. Положення EN 1995-2 доповнюють положення EN 1995-1.

Section 1 General

1.1 Scope

1.1.1 Scope of EN 1995

(1) P EN 1995 applies to the design of buildings and civil engineering works in timber (solid timber, sawn, planed or in pole form, glued laminated timber or wood-based structural products, e.g. LVL) or wood-based panels jointed together with adhesives or mechanical fasteners. It complies with the principles and requirements for the safety and serviceability of structures and the basis of design and verification given in EN 1990:2002.

(2) P EN 1995 is only concerned with requirements for mechanical resistance, serviceability, durability and fire resistance of timber structures. Other requirements, e.g. concerning thermal or sound insulation, are not considered.

(3) EN 1995 is intended to be used in conjunction with:

EN 1990:2002 Eurocode - Basis of design

EN 1991 "Actions on structures"

EN's for construction products relevant to timber structures

EN 1998 "Design of structures for earthquake resistance", when timber structures are built in seismic regions

(4) EN 1995 is subdivided into various parts:

EN 1995-1 General

EN 1995-2 Bridges

(5) EN 1995-1 "General" comprises:

EN 1995-1-1 General - Common rules and rules for buildings

EN 1995-1-2 General rules - Structural Fire Design

(6) EN 1995-2 refers to the common rules in EN 1995-1-1. The clauses in EN 1995-2 supplement the clauses in EN 1995-1.

1.1.2 Галузь застосування EN 1995-1-1

(1) У EN 1995-1-1 наведено загальні норми для проектування дерев'яних конструкцій та конкретні правила для будівель.

(2) У EN 1995-1-1 розглядаються наступні питання:

Розділ 1: Загальні положення

Розділ 2: Основи проектування

Розділ 3: Властивості матеріалів

Розділ 4: Довговічність

Розділ 5: Основи розрахунку конструкцій

Розділ 6: Граничні стани за міцністю і стійкістю

Розділ 7: Граничні стани за придатністю до експлуатації

Розділ 8: З'єднання на металевих елементах

Розділ 9: Елементи і конструкції

Розділ 10: Конструювання та контроль

(3) EN 1995-1-1 не розповсюджується на проектування конструкцій, що зазнають довготривалу дію температури вище 60°C.

1.2 Нормативні посилання

(1) Цей Європейський стандарт об'єднує діючі джерела, термін дії яких спливає, так і діючі, і положення з інших видань. Ці нормативні джерела розміщені у відповідних місцях тексту а видання перераховані нижче. Для джерел, термін дії яких скінчився, наступні доповнення до них, або переглянуті будь-які із таких видань, використовуються цим Європейським стандартом тільки тоді, коли включені в нього шляхом доповнення або нової редакції. З діючих джерел застосовується остання редакція видання на яке є посилання (включно з доповненнями).

Стандарти ISO:

ISO 2081:1986 Металеві покриття. Гальванізовані цинкові покриття чавуну та сталі

ISO 2631-2:1989 Оцінка впливу на

1.1.2 Scope of EN 1995-1-1

(1) EN 1995-1-1 gives general design rules for timber structures together with specific design rules for buildings.

(2) The following subjects are dealt with in EN 1995-1-1:

Section 1: General

Section 2: Basis of design

Section 3: Material properties

Section 4: Durability

Section 5: Basis of structural analysis

Section 6: Ultimate limit states

Section 7: Serviceability limit states

Section 8: Connections with metal fasteners

Section 9: Components and assemblies

Section 10: Structural detailing and control.

(3) EN 1995-1-1 does not cover the design of structures subject to prolonged exposure to temperatures over 60°C.

1.2 Normative references

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

ISO standards:

ISO 2081:1986 Metallic coatings. Electroplated coatings of zinc on iron or steel

ISO 2631-2:1989 Evaluation of human exposure to whole-body vibration. Part 2:

людину вібрацій всього тіла. Частина 2: Постійні і викликані імпульсом вібрації в будівлях (від 1 до 80 Гц)

Continuous and shock-induced vibrations in buildings (1 to 80 Hz)

Європейські стандарти:

European Standards:

EN 300:1997	Oriented Strand Board (OSB) – Визначення класифікація і технічні умови	EN 300:1997 Oriented Strand Board (OSB) - Definition, classification and specifications
EN 301:1992	Клеючі речовини, фенольні та амінопластичні для несучих дерев'яних конструкцій ; класифікація і технічні вимоги до характеристик	EN 301:1992 Adhesives, phenolic and aminoplastic for load-bearing timber structures; classification and performance requirements
EN 312-4:1996	Деревно-стружкові плити - Технічні умови. Частина 4: Вимоги до плит несучих конструкцій у сухих умовах	EN 312-4:1996 Particleboards - Specifications. Part 4: Requirements for load-bearing boards for use in dry conditions
EN 312-5:1997	Деревно-стружкові плити - Технічні умови. Частина 5: Вимоги до плит несучих конструкцій у вологих умовах	EN 312-5:1997 Particleboards - Specifications. Part 5: Requirements for load-bearing boards for use in humid conditions
EN 312-6:1996	Деревно-стружкові плити - Технічні умови. Частина 6: Вимоги до плит несучих конструкцій важкого режиму роботи у сухих умовах	EN 312-6:1996 Particleboards - Specifications. Part 6: Requirements for heavy duty load-bearing boards for use in dry conditions
EN 312-7:1997	Деревно-стружкові плити - Технічні умови. Частина 7: Вимоги до плит несучих конструкцій важкого режиму роботи у вологих умовах	EN 312-7:1997 Particleboards - Specifications. Part 7: Requirements for heavy duty load-bearing boards for use in humid conditions
EN 335-1:1992	Довговічність дерев'яних виробів та виробів на основі деревини – Визначення класів за небезпекою біологічного ураження. Частина 1: Загальні положення	EN 335-1:1992 Durability of wood and wood-based products - definition of hazard classes of biological attack. Part 1: General
EN 335-2:1992	Довговічність дерев'яних виробів та виробів на основі деревини – Визначення класів за небезпекою біологічного ураження. Частина 2: Застосування для цільної деревини	EN 335-2:1992 Durability of wood and wood-based products - definition of hazard classes of biological attack. Part 2: Application to solid wood
EN 335-3:1995	Довговічність дерев'яних виробів та виробів на основі деревини – Визначення класів за небезпекою біологічного	EN 335-3:1995 Durability of wood and wood-based products - Definition of hazard classes of biological attack. Part 3: Application to wood-based panels

	ураження. Частина 3: Застосування для плит на основі деревини	
EN 350-2:1994	Довговічність дерев'яних виробів та виробів на основі деревини – Природна довговічність цільної деревини. Частина 2: Довідник з природної довговічності і придатності до обробки порід деревини, що застосовуються у Європі	EN 350-2:1994 Durability of wood and wood-based products - Natural durability of solid wood. Part 2: Guide to natural durability and treatability of selected wood species of importance in Europe
EN 351-1:1995	Довговічність дерев'яних виробів та виробів на основі деревини – Цільна деревина оброблена антисептиками. Частина 1: Класифікація проникаючої здатності антисептиків та довговічності	EN 351-1:1995 Durability of wood and wood-based products - Preservative treated solid wood. Part 1: Classification of preservative penetration and retention
EN 383:1993	Дерев'яні конструкції. – Методи випробувань. Визначення величин міцності на висмикування і основи для з'єднань нагельного типу.	EN 383:1993 Timber structures - Test methods. Determination of embedding strength and foundation values for dowel type fasteners
EN 385:2001	Дерев'яні конструкції із з'єднаннями “в замок”. Вимоги до технічних характеристик і мінімальні вимоги до виготовлення.	EN 385:2001 Finger jointed structural timber. Performance requirements and minimum production requirements
EN 387:2001	Клеєна багат шарова деревина – Технологічні вимоги до крупноштирьових з'єднань. Вимоги до технічних характеристик і мінімальні вимоги до виготовлення.	EN 387:2001 Glued laminated timber - Production requirements for large finger joints. Performance requirements and minimum production requirements
EN 409:1993	Дерев'яні конструкції. – Методи випробувань. Визначення точки текучості для з'єднувальних елементів нагельного типу - Цвяхи	EN 409:1993 Timber structures - Test methods. Determination of the yield moment of dowel type fasteners – Nails
EN 460:1994	Довговічність дерев'яних конструкцій і виробів на основі деревини – Природна довговічність цільної деревини – Довідник по вимогам стосовно довговічності деревини, залежно від класів за небезпекою ураження	EN 460:1994 Durability of wood and wood-based products - Natural durability of solid wood - Guide of the durability requirements for wood to be used in hazard classes
EN 594:1995	Дерев'яні конструкції – Методи випробувань. Міцність і жорсткість стінових панелей з дерев'яними рамами при	EN 594:1995 Timber structures - Test methods - Racking strength and stiffness of timber frame wall panels

	складуванні	
EN 622-2:1997	Деревно волокнисті плити (ДВП)– Технічні умови. Частина 2: Вимоги до твердих ДВП	EN 622-2:1997 Fibreboards - Specifications. Part 2: Requirements for hardboards
EN 622-3:1997	Деревно волокнисті плити (ДВП)– Технічні умови. Частина 3: Вимоги до ДВП середньої твердості	EN 622-3:1997 Fibreboards - Specifications. Part 3: Requirements for medium boards
EN 622-4:1997	Деревно волокнисті плити (ДВП)– Технічні умови. Частина 4: Вимоги до м'яких ДВП	EN 622-4:1997 Fibreboards - Specifications. Part 4: Requirements for softboards
EN 622-5:1997	Деревно волокнисті плити (ДВП)– Технічні умови. Частина 5: Вимоги до ДВП сухого виготовлення (MDF)	EN 622-5:1997 Fibreboards - Specifications. Part 5: Requirements for dry process boards (MDF)
EN 636-1:1996	Фанера – Технічні умови. Частина 1: Вимоги до фанери призначеної для сухих умов експлуатації	EN 636-1:1996 Plywood - Specifications. Part 1: Requirements for plywood for use in dry conditions
EN 636-2:1996	Фанера – Технічні умови. Частина 2: Вимоги до фанери призначеної для вологих умов експлуатації	EN 636-2:1996 Plywood - Specifications. Part 2: Requirements for plywood for use in humid conditions
EN 636-3:1996	Фанера – Технічні умови. Частина 3: Вимоги до фанери призначеної для зовнішніх[умов експлуатації	EN 636-3:1996 Plywood - Specifications. Part 3: Requirements for plywood for use in exterior conditions
EN 912:1999	Кріпильні деталі для деревини – Технічні умови на з'єднання для деревини	EN 912:1999 Timber fasteners - Specifications for connectors for timber
EN 1075: 1999	Дерев'яні конструкції – Методи випробувань. Випробування з'єднань виготовлених із застосуванням перфорованих металевих пластин	EN 1075:1999 Timber structures - Test methods. Testing of joints made with punched metal plate fasteners
EN 1380:1999	Дерев'яні конструкції – Методи випробувань – Несучі з'єднання на цвяхах	EN 1380:1999 Timber structures - Test methods - Load bearing nailed joints
EN 1381:1999	Дерев'яні конструкції – Методи випробувань – Несучі з'єднання на скобах	EN 1381:1999 Timber structures - Test methods - Load bearing stapled joints
EN 1382:1999	Дерев'яні конструкції – Методи випробувань – Несуча здатність елементів з'єднання деревини на зворотне витягування	EN 1382:1999 Timber structures - Test methods - Withdrawal capacity of timber fasteners
EN 1383:1999	Дерев'яні конструкції – Методи випробувань – Висмикування елементів з'єднання деревини шляхом	EN 1383:1999 Timber structures - Test methods - Pull through testing of timber Fasteners

	випробування	
EN 1990:2002	Єврокод – Основи проектування споруд	EN 1990:2002 Eurocode - Basis of structural design
EN 1991-1-1:2002	Єврокод 1: Дії на споруди – Частина 1-2: Загальні дії – Питома вага, власна вага і прикладені навантаження	EN 1991-1-1:2002 Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-2: General actions-Densities, self-weight and imposed loads
EN 1991-1-3	Єврокод 1: Дії на споруди – Частина 1-3: Загальні дії – Снігове навантаження	EN 1991-1-3 Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-3: General actions - Snow Loads
EN 1991-1-4	Єврокод 1: Дії на споруди – Частина 1-4: Загальні дії – Вітрове навантаження	EN 1991-1-4 Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-4: General actions - Wind Loads
EN 1991-1-5	Єврокод 1: Дії на споруди – Частина 1-5: Загальні дії – Температурні дії	EN 1991-1-5 Eurocode 1: Actions on structures - Part 1 -5: General actions - Thermal Actions
EN 1991-1-6	Єврокод 1: Дії на споруди – Частина 1-6: Загальні дії – Дії при зведенні	EN 1991-1-6 Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-6: General actions - Actions during execution
EN 1991-1-7	Єврокод 1: Дії на споруди – Частина 1-7: Загальні дії – Аварійні дії від удару та вибуху	EN 1991-1-7 Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-7: General actions - Accidental actions due to impact and explosions
EN 10147:2000	Гарячолужені оцинковані прокатні листові і стрічкові сталі: Технічні умови поставки	EN 10147:2000 Specification for continuously hot-dip zinc coated structural steel sheet and strip - Technical delivery conditions
EN 13271:2001	З'єднувальні елементи для деревини – Нормативна несуча здатність і модуль ковзання для з'єднувальних вузлів	EN 13271:2001 Timber fasteners - Characteristic load-carrying capacities and slip moduli for connector joints
EN 13986	Деревні плити для конструкцій – Властивості, оцінка відповідності та маркування	EN 13986 Wood-based panels for use in construction - Characteristics, evaluation of conformity and marking
EN 14080	Дерев'яні конструкції – Клеєна деревина – Технічні вимоги	EN 14080 Timber structures - Glued laminated timber – Requirements
EN 14081-1	Дерев'яні конструкції – Сортування деревини прямокутного перерізу за міцністю – Частина 1: Загальні вимоги	EN 14081-1 Timber structures - Strength graded structural timber with rectangular cross-section - Part 1, General requirements
EN 14250	Дерев'яні конструкції – Технологічні вимоги для ферм заводського виготовлення із застосуванням з'єднань з перфорованими металевими пластинами.	EN 14250 Timber structures. Production requirements for fabricated trusses using punched metal plate fasteners

EN 14279	Фанеровані пиломатеріали (LVL)– Технологічні умови, визначення, класифікація і вимоги	EN 14279 Laminated veneer lumber (LVL) - Specifications, definitions, classification and requirements
EN 14358	Дерев'яні конструкції – З'єднувальні елементи і вироби на основі деревини – Обчислення нормативної 5-ти процентильної величини і критеріїв прийомки для зразка	EN 14358 Timber structures - Fasteners and wood-based products - Calculation of characteristic 5-percentile value and acceptance criteria for a sample
EN 14374	Дерев'яні конструкції – Фанеровані пиломатеріали для конструкцій –Технічні вимоги	EN 14374 Timber structures - Structural laminated veneer lumber – Requirements
EN 14544	Сортування деревини круглого перерізу за міцністю - Технічні вимоги	EN 14544 Strength graded structural timber with round cross-section – Requirements
EN 14545	Дерев'яні конструкції – З'єднувальні елементи – Технічні вимоги	EN 14545 Timber structures - Connectors - Requirements
EN 14592	Дерев'яні конструкції – Елементи кріплення – Технічні вимоги	EN 14592 Timber structures - Fasteners - Requirements
EN 26891:1991	Дерев'яні конструкції. З'єднання із застосуванням механічних елементів кріплення. Основні положення для визначення характеристик міцності і деформативності	EN 26891:1991 Timber structures. Joints made with mechanical fasteners. General principles for the determination of strength and deformation characteristics
EN 28970:1991	Дерев'яні конструкції. Випробування з'єднань із застосуванням механічних елементів кріплення; технічні вимоги до щільності деревини (ISO 8970:1989)	EN 28970:1991 Timber structures. Testing of joints made with mechanical fasteners; requirements for wood density (ISO 8970:1989)

Примітка: Враховуючи, що EN 14250, EN 14081-1, EN 14080, EN 13986, EN 14374, EN 14358, EN 14544, EN 14545 і EN 14593 не застосовуються у якості Європейських стандартів, більше інформації може бути надано у національному додатку

1.3 Припущення

- (1)P Застосовуються основні припущення EN 1990:2002.
- (2) Додаткові вимоги стосовно конструювання і контролю наводяться у розділі 10.

1.4 Відмінності між основними положеннями і правилами застосування

- (1)P Застосовуються правила статті 1.4

1.3 Assumptions

- (1)P The general assumptions of EN 1990:2002 apply.
- (2) Additional requirements for structural detailing and control are given in section 10.

1.4 Distinction between Principles and Application Rules

- (1)P The rules in EN 1990:2002 clause 1.4 apply.

EN 1990:2002.

1.5 Терміни та визначення

1.5.1 Загальні положення

(1)Р Застосовуються Терміни та визначення статті 1.5 EN 1990:2002.

1.5.2 Додаткові терміни та визначення, використані у цьому стандарті

1.5.2.1

Нормативна величина

Див. EN 1990:2002 підпункт 1.5.4.1

1.5.2.2

Нагельне з'єднання

З'єднання, виконане із застосуванням циліндричних стрижнів круглого перерізу, як правило сталєних, з головками або без, щільно підігнані у попередньо висвердлені отвори і, які служать для передачі навантажень, що діють перпендикулярно осі нагеля

1.5.2.3 Рівноважна вологість

Вміст вологи, при якому деревина і не вбирає і не віддає вологу у навколишнє середовище

1.5.2.4

Границя гігроскопічності деревини

Вміст вологи, при якому пори деревини повністю насичені вологою

1.5.2.5

LVL

Фанеровані пиломатеріали, визначається згідно з EN 14279 і EN 14374

1.5.2.6

Багат шаровий дерев'яний настил

Панель виготовлена із прилягаючих паралельних і твердих шарів з'єднаних цвяхами, шурупами, попереднім напруженням або склеєних

1.5.2.7

Вміст вологи (Вологість)

Маса води у деревині, виражена пропорційно від маси абсолютно сухої деревини

1.5.2.8

Поперечний розтяг

Ефект, спричинений горизонтальними діями у площині стіни

1.5 Terms and definitions

1.5.1 General

(1)P The terms and definitions of EN 1990:2002 clause 1.5 apply

1.5.2 Additional terms and definitions used in this present standard

1.5.2.1

Characteristic value

Refer to EN 1990:2002 subclause 1.5.4.1.

1.5.2.2

Dowelled connection

Connection made with a circular cylindrical rod usually of steel, with or without a head, fitting tightly in prebored holes and used for transferring loads perpendicular to the dowel axis.

1.5.2.3 Equilibrium moisture content

The moisture content at which wood neither gains nor loses moisture to the surrounding air

1.5.2.4

Fibre saturation point

Moisture content at which the wood cells are completely saturated.

1.5.2.5

LVL

Laminated veneer lumber, defined according to EN 14279 and EN 14374

1.5.2.6

Laminated timber deck

A plate made of abutting parallel and solid laminations connected together by nails or screws or prestressing or gluing.

1.5.2.7

Moisture content

The mass of water in wood expressed as a proportion of its oven-dry mass.

1.5.2.8

Racking

Effect caused by horizontal actions in the plane of a wall.

1.5.2.9

Жорсткісна характеристика

Характеристика, що використовується у розрахунках деформацій конструкцій; такі як модуль пружності, модуль зсуву, модуль ковзання

1.5.2.10

Модуль ковзання

Характеристика, що використовується у розрахунках деформацій між двома елементами конструкції

1.6 Терміни та визначення у EN 1995-1-1

У EN 1995-1-1 застосовуються наступні позначення

Латинські великі букви

A Площа поперечного перерізу

A_{ef} Робоча площа загальної поверхні контакту між перфорованою металеву з'єднувальною пластиною і деревом

A_f Площа поперечного перерізу полиці

$A_{net,t}$ Площа нетто поперечного перерізу перпендикулярного до волокна

$A_{net,v}$ Площа зсуву нетто паралельно до волокна

C Жорсткість пружини

$E_{0,05}$ П'ятивідсоткова величина модуля пружності

E_d Розрахункова величина модуля пружності

E_{mean} Середня величина модуля пружності

$E_{mean,fin}$ Кінцева середня величина модуля пружності

F Сила

$F_{A,Ed}$ Розрахункова сила, яка діє на перфоровану металеву з'єднувальну пластину у центрі ваги робочої площі

$F_{A,min,d}$ Мінімальна розрахункова сила, яка діє на перфоровану металеву з'єднувальну пластину у центрі ваги робочої площі

$F_{ax,Ed}$ Розрахункова осьова сила на з'єднувальний елемент

1.5.2.9

Stiffness property

A property used in the calculation of the deformation of the structure, such as modulus of elasticity, shear modulus, slip modulus.

1.5.2.10

Slip modulus

A property used in the calculation of the deformation between two members of a structure.

1.6 Symbols used in EN 1995-1-1

For the purpose of EN 1995-1-1, the following symbols apply.

Latin upper case letters

A Cross-sectional area

A_{ef} Effective area of the total contact surface between a punched metal plate fastener and the timber

A_f Cross-sectional area of flange

$A_{net,t}$ Net cross-sectional area perpendicular to the grain

$A_{net,v}$ Net shear area parallel to the grain

C Spring stiffness

$E_{0,05}$ Fifth percentile value of modulus of elasticity;

E_d Design value of modulus of elasticity;

E_{mean} Mean value of modulus of elasticity

$E_{mean,fin}$ Final mean value of modulus of elasticity

F Force

$F_{A,Ed}$ Design force acting on a punched metal plate fastener at the centroid of the effective area

$F_{A,min,d}$ Minimum design force acting on a punched metal plate fastener at the centroid of the effective area

$F_{ax,Ed}$ Design axial force on fastener

$F_{ax,Rd}$ Розрахункова величина осьової несучої здатності з'єднувального елемента на висмикування	$F_{ax,Rd}$ Design value of axial withdrawal capacity of the fastener;
$F_{ax,Rk}$ Характеристична величина осьової несучої здатності з'єднувального елемента на висмикування	$F_{ax,Rk}$ Characteristic axial withdrawal capacity of the fastener;
F_c Стискаюча сила	F_c Compressive force
F_d Розрахункова сила	F_d Design force
$F_{d,ser}$ Розрахункова сила при граничному стані за придатністю до експлуатації	$F_{d,ser}$ Design force at the serviceability limit state
$F_{f,Rd}$ Розрахункова несуча здатність з'єднувального елемента в стіновій діафрагмі	$F_{f,Rd}$ Design load-carrying capacity per fastener in wall diaphragm
$F_{i,c,Ed}$ Розрахункова стискаюча реактивна сила на краю стіни, що працює на зсув	$F_{i,c,Ed}$ Design compressive reaction force at end of shear wall
$F_{i,t,Ed}$ Розрахункова розтягуюча реактивна сила на краю стіни, що працює на зсув	$F_{i,t,Ed}$ Design tensile reaction force at end of shear wall
$F_{i,vert,Ed}$ Вертикальне навантаження на стіну	$F_{i,vert,Ed}$ Vertical load on wall
$F_{i,v,Rd}$ Розрахунковий опір панелі i поперечному розтягу (в 9.2.4.2) або стіни i (в 9.2.4.3)	$F_{i,v,Rd}$ Design racking resistance of panel i (in 9.2.4.2) or wall i (in 9.2.4.3)
F_{la} Поперечне навантаження	F_{la} Lateral load
$F_{M,Ed}$ Розрахункове зусилля від розрахункового моменту	$F_{M,Ed}$ Design force from a design moment
F_t Розтягуюча сила	F_t Tensile force
$F_{v,O,Rk}$ Нормативна несуча здатність з'єднання вдовж волокна	$F_{v,O,Rk}$ Characteristic load-carrying capacity of a connector along the grain;
$F_{v,Ed}$ Розрахункова поперечна сила на площині зсуву з'єднувального елемента; горизонтальна розрахункова дія на стінову діафрагму	$F_{v,Ed}$ Design shear force per shear plane of fastener; Horizontal design effect on wall diaphragm
$F_{v,Rd}$ Розрахункова несуча здатність з'єднувального елемента на площині зсуву; розрахункова несуча здатність на поперечний розтяг	$F_{v,Rd}$ Design load-carrying capacity per shear plane per fastener; Design racking load capacity
$F_{v,Rk}$ Нормативна несуча здатність з'єднувального елемента на площині зсуву	$F_{v,Rk}$ Characteristic load-carrying capacity per shear plane per fastener
$F_{v,w,Ed}$ Розрахункова поперечна сила, яка діє на стінку	$F_{v,w,Ed}$ Design shear force acting on web;
$F_{x,Ed}$ Розрахункова величина сили в напрямку x	$F_{x,Ed}$ Design value of a force in x -direction
$F_{y,Ed}$ Розрахункова величина сили в напрямку y	$F_{y,Ed}$ Design value of a force in y -direction

$F_{x,Rd}$ Розрахункова величина несучої здатності пластини в напрямку x	$F_{x,Rd}$ Design value of plate capacity in x-direction;
$F_{y,Rd}$ Розрахункова величина несучої здатності пластини в напрямку y	$F_{y,Rd}$ Design value of plate capacity in y-direction;
$F_{x,Rk}$ Нормативна несуча здатність пластини в напрямку x	$F_{x,Rk}$ Characteristic plate capacity in x-direction;
$F_{y,Rk}$ Нормативна несуча здатність пластини в напрямку y	$F_{y,Rk}$ Characteristic plate capacity in y-direction;
$G_{0,05}$ П'ятивідсоткова величина модуля зсуву	$G_{0,05}$ Fifth percentile value of shear modulus
G_d Розрахункова величина модуля зсуву	G_d Design value of shear modulus
G_{mean} Середня величина модуля зсуву	G_{mean} Mean value of shear modulus
H Габаритний розмір ферми	H Overall rise of a truss
I_f Момент інерції площі полиці	I_f Second moment of area of flange
I_{tor} Момент інерції при крученні	I_{tor} Torsional moment of inertia
I_z Момент площі навколо ослабленої осі	I_z Second moment of area about the weak axis
K_{ser} Модуль ковзання	K_{ser} Slip modulus
$K_{ser,fin}$ Кінцевий модуль ковзання	$K_{ser,fin}$ Final slip modulus
K_u Миттєвий модуль ковзання для граничного стану за міцністю і стійкістю	K_u Instantaneous slip modulus for ultimate limit states
$L_{net,t}$ Ширина нетто поперечного перерізу перпендикулярного до волокна	$L_{net,t}$ Net width of the cross-section perpendicular to the grain
$L_{net,v}$ Довжина нетто площі зламу при зсуві	$L_{net,v}$ Net length of the fracture area in shear
$M_{A,Ed}$ Розрахунковий момент, який діє на перфоровану з'єднувальну металеву пластину	$M_{A,Ed}$ Design moment acting on a punched metal plate fastener
$M_{ap,d}$ Розрахунковий момент у зоні гребеня	$M_{ap,d}$ Design moment at apex zone
M_d Розрахунковий момент	M_d Design moment
$M_{y,Rk}$ Нормативний момент текучості з'єднувального елемента	$M_{y,Rk}$ Characteristic yield moment of fastener
N Осьова сила	N Axial force
$R_{90,d}$ Розрахунковий опір сколюванню	$R_{90,d}$ Design splitting capacity
$R_{90,k}$ Нормативний опір сколюванню	$R_{90,k}$ Characteristic splitting capacity
$R_{ax,d}$ Розрахункова несуча здатність з'єднання при осьовому навантаженні	$R_{ax,d}$ Design load-carrying capacity of an axially loaded connection
$R_{ax,k}$ Нормативна несуча здатність з'єднання при осьовому навантаженні	$R_{ax,k}$ Characteristic load-carrying capacity of an axially loaded connection
$R_{ax,\alpha,k}$ Нормативна несуча здатність під кутом до волокна	$R_{ax,\alpha,k}$ Characteristic load-carrying capacity at an angle to grain
R_d Розрахункова величина несучої здатності	R_d Design value of a load-carrying capacity

$R_{ef,k}$ Фактична нормативна несуча здатність з'єднання	$R_{ef,k}$ Effective characteristic load-carrying capacity of a connection
$R_{iv,d}$ Розрахункова несуча здатність стіни на поперечний розтяг	$R_{iv,d}$ Design racking racking capacity of a wall
R_k Нормативна величина несучої здатності	R_k Characteristic load-carrying capacity
$R_{sp,k}$ Нормативний опір сколюванню	$R_{sp,k}$ Characteristic splitting capacity
$R_{to,k}$ Нормативна несуча здатність зубчатого пластинчатого з'єднувального елемента	$R_{to,k}$ Characteristic load-carrying capacity of a toothed plate connector
$R_{v,d}$ Розрахунковий опір стінової діафрагми поперечному розтягу	$R_{v,d}$ Design racking capacity of a wall diaphragm
V Зусилля зрізу; Об'єм	V Shear force; Volume
V_u, V_l Зусилля зрізу у верхній і нижній частинах балки з отвором	V_u, V_l Shear forces in upper and lower part of beam with a hole
W_y Момент опору перерізу відносно осі y	W_y Section modulus about axis y
X_d Розрахункова величина певної характеристики міцності	X_d Design value of a strength property
X_k Нормативна величина певної характеристики міцності	X_k Characteristic value of a strength property
 <i>Латинські малі букви</i>	
a Відстань	a Distance
a_1 Крок, паралельно волокну, з'єднувальних елементів у одному ряді	a_1 Spacing, parallel to grain, of fasteners within one row
a_2 Крок, перпендикулярно волокну, між рядами з'єднувальних елементів	a_2 Spacing, perpendicular to grain, between rows of fasteners
$a_{3,c}$ Відстань між з'єднувальним елементом і ненавантаженим кінцем	$a_{3,c}$ Distance between fastener and unloaded end
$a_{3,t}$ Відстань між з'єднувальним елементом і навантаженим кінцем	$a_{3,t}$ Distance between fastener and loaded end
$a_{4,c}$ Відстань між з'єднувальним елементом і ненавантаженою гранню	$a_{4,c}$ Distance between fastener and unloaded edge
$a_{4,t}$ Відстань між з'єднувальним елементом і навантаженою гранню	$a_{4,t}$ Distance between fastener and loaded edge
a_{bow} Максимальна кривизна елемента ферми	a_{bow} Maximum bow of truss member
$a_{bow,perm}$ Максимально допустима кривизна елемента ферми	$a_{bow,perm}$ Maximum permitted bow of truss member
a_{dev} Максимальне відхилення ферми	a_{dev} Maximum deviation of truss
$a_{dev,perm}$ Максимально допустиме відхилення ферми	$a_{dev,perm}$ Maximum permitted deviation of truss
b Ширина	b Width

b_i Ширина панелі i (9.2.4.2) або стіни i (9.2.4.3)	b_i Width of panel i (in 9.2.4.2) or wall i (in 9.2.4.3)
b_{net} Відстань нетто між стійками	b_{net} Clear distance between studs
b_w Ширина стінки	b_w Web width
d Діаметр	d Diameter
d_1 Діаметр центрального отвору з'єднання	d_1 Diameter of centre hole of connector
d_c Діаметр з'єднання	d_c Connector diameter
d_{ef} Фактичний діаметр	d_{ef} Effective diameter
$f_{h,i,k}$ Нормативний опір зони заанкерування дерев'яного елемента i	$f_{h,i,k}$ Characteristic embedment strength of timber member i
$f_{a,0,0}$ Нормативна несуча здатність заанкерування на одиницю довжини при $\alpha = 0^\circ$ і $\beta = 0^\circ$	$f_{a,0,0}$ Characteristic anchorage capacity per unit area for $\alpha = 0^\circ$ and $\beta = 0^\circ$
$f_{a,90,90}$ Нормативна несуча здатність заанкерування на одиницю довжини при $\alpha = 90^\circ$ і $\beta = 90^\circ$	$f_{a,90,90}$ Characteristic anchorage capacity per unit area for $\alpha = 90^\circ$ and $\beta = 90^\circ$
$f_{a,\alpha,\beta,k}$ Нормативний опір заанкерування	$f_{a,\alpha,\beta,k}$ Characteristic anchorage strength
$f_{ax,k}$ Нормативна характеристика цвяхів при висмикуванні	$f_{ax,k}$ Characteristic withdrawal parameter for nails
$f_{c,0,d}$ Розрахунковий опір при стиску вдовж волокон	$f_{c,0,d}$ Design compressive strength along the grain
$f_{c,w,d}$ Розрахункова міцність стінки при стиску	$f_{c,w,d}$ Design compressive strength of web
$f_{i,c,d}$ Розрахункова міцність полки при стиску	$f_{i,c,d}$ Design compressive strength of flange
$f_{c,90,k}$ Нормативний опір при розтязі перпендикулярно волокну	$f_{c,90,k}$ Characteristic compressive strength perpendicular to grain
$f_{i,t,d}$ Розрахункова міцність полки при розтязі	$f_{i,t,d}$ Design tensile strength of flange
$f_{h,k}$ Нормативний опір заанкерування	$f_{h,k}$ Characteristic embedment strength
$f_{head,k}$ Нормативна характеристика проникнення для цвяхів	$f_{head,k}$ Characteristic pull through parameter for nails
f_1 Власна частота	f_1 Fundamental frequency
$f_{m,k}$ Нормативний опір при згині	$f_{m,k}$ Characteristic bending strength
$f_{m,y,d}$ Розрахунковий опір згинанню відносно головної осі y	$f_{m,y,d}$ Design bending strength about the principal y -axis
$f_{m,z,d}$ Розрахунковий опір згинанню відносно головної осі z	$f_{m,y,d}$ Design bending strength about the principal z -axis
$f_{m,\alpha,d}$ Розрахунковий опір згинанню під кутом α до волокна	$f_{m,\alpha,d}$ Design bending strength at an angle α to the grain
$f_{t,0,d}$ Розрахунковий опір розтягу вдовж волокна	$f_{t,0,d}$ Design tensile strength along the grain
$f_{t,0,k}$ Нормативний опір розтягу вдовж волокна	$f_{t,0,k}$ Characteristic tensile strength along the grain
$f_{t,90,d}$ Розрахунковий опір розтягу	$f_{t,90,d}$ Design tensile strength perpendicular to the grain

перпендикулярно волокну

$f_{t,w,d}$ Розрахунковий опір стінки розтягу

$f_{u,k}$ Нормативний опір болтів розтягу

$f_{v,0,d}$ Розрахунковий опір панелі зрізу

$f_{v,ax,\alpha,k}$ Нормативний опір висмикуванню під кутом до волокна

$f_{v,ax,90,k}$ Нормативний опір висмикуванню перпендикулярно волокну

$f_{v,d}$ Розрахунковий опір зрізу

h Висота перерізу; Висота стіни

h_{ap} Висота зони гребеня

h_d Глибина отвору

h_e Глибина заанкерування

h_e Висота завантаженої грані

h_{ef} Робоча висота

$h_{f,c}$ Висота стиснутої зони полки

$h_{f,t}$ Висота розтягнутої зони полки

h_{rl} Відстань від нижньої грані отвору до низу елемента

h_{ru} Відстань від верхньої грані отвору до верха елемента

h_w Висота стінки

i Нахил зарубки

$k_{c,y}$ або $k_{c,z}$ Коефіцієнт хиткості

k_{crit} Коефіцієнт втрати стійкості із площини

k_d Коефіцієнт розмірів для панелі

k_{def} Коефіцієнт деформативності

k_{dis} Коефіцієнт, що враховує розподіл напружень в зоні гребеня

$k_{f,1}$, $k_{f,2}$, $k_{f,3}$ Перехідні коефіцієнти для опору в'язей

k_h Коефіцієнт висоти перерізу

$k_{i,q}$ Коефіцієнт рівномірно розподіленого навантаження

k_m Коефіцієнт перерозподілу згинаючих напружень у поперечному перерізі

k_{mod} Перехідний коефіцієнт для тривалості навантаження і вологості

k_n Коефіцієнт зсуву матеріалу

$f_{t,w,d}$ Design tensile strength of the web

$f_{u,k}$ Characteristic tensile strength of bolts

$f_{v,0,d}$ Design panel shear strength

$f_{v,ax,\alpha,k}$ Characteristic withdrawal strength at an angle to grain

$f_{v,ax,90,k}$ Characteristic withdrawal strength perpendicular to grain

$f_{v,d}$ Design shear strength

h Depth; Height of wall

h_{ap} Depth of the apex zone

h_d Hole depth

h_e Embedment depth

h_e Loaded edge distance

h_{ef} Effective depth

$h_{f,c}$ Depth of compression flange

$h_{f,t}$ Depth of tension flange

h_{rl} Distance from lower edge of hole to bottom of member

h_{ru} Distance from upper edge of hole to top of member

h_w Web depth

i Notch inclination

$k_{c,y}$, $k_{c,z}$ Instability factor

k_{crit} Factor used for lateral buckling

k_d Dimension factor for panel

k_{def} Deformation factor

k_{dis} Factor taking into account the distribution of stresses in an apex zone

$k_{f,1}$, $k_{f,2}$, $k_{f,3}$ Modification factors for bracing resistance

k_h Depth factor

$k_{i,q}$ Uniformly distributed load factor

k_m Factor considering re-distribution of bending stresses in a cross-section

k_{mod} Modification factor for duration of load and moisture content

k_n Sheathing material factor

k_r Понижуючий коефіцієнт	k_r Reduction factor
$k_{R,red}$ Понижуючий коефіцієнт для несучої здатності	$k_{R,red}$ Reduction factor for load-carrying capacity
k_s Коефіцієнт врахування кроку з'єднувальних елементів; Перехідний коефіцієнт для жорсткості пружин	k_s Fastener spacing factor; Modification factor for spring stiffness
$k_{s,red}$ Перехідний коефіцієнт для кроку	$k_{s,red}$ Reduction factor for spacing
k_{shape} Коефіцієнт впливу форми поперечного перерізу	k_{shape} Factor depending on the shape of the cross-section
k_{sys} Коефіцієнт міцності системи	k_{sys} System strength factor
k_v Перехідний коефіцієнт для балок на врубах	k_v Reduction factor for notched beams
k_{vol} Коефіцієнт об'єму	k_{vol} Volume factor
k_y або k_z Коефіцієнт хиткості	k_y, k_z Instability factor
$l_{a,min}$ Мінімальна довжина заанкерування для вклеєних стрижнів	$l_{a,min}$ Minimum anchorage length for a glued-in rod
l Прольот; довжина контакту	l Span; contact length
l_A Опорна відстань отвору	l_A Support distance of a hole
l_{ef} Робоча довжина; Фактична довжина розподілу	l_{ef} Effective length; Effective length of distribution
l_V Відстань від отвору до кінця елемента	l_V Distance from a hole to the end of the member
l_Z Крок отворів	l_Z Spacing between holes
m Маса на одиницю площі	m Mass per unit area
n_{40} Кількість частот коливань нижче 40Гц	n_{40} Number of frequencies below 40 Hz
n_{ef} Фактична кількість з'єднувальних елементів	n_{ef} Effective number of fasteners
p_d Розподілене навантаження	p_d Distributed load
q_i Еквівалентне рівномірно розподілене навантаження	q_i Equivalent uniformly distributed load
r Радіус кривизни	r Radius of curvature
s Крок	s Spacing
s_0 Основний крок з'єднувальних елементів	s_0 Basic fastener spacing
r_{in} Внутрішній радіус	r_{in} Inner radius
t Товщина	t Thickness
t_{pen} Глибина проникнення	t_{pen} Penetration depth
u_{creep} Деформація повзучості	u_{creep} Creep deformation
u_{fin} Повна деформація	u_{fin} Final deformation
$u_{fin,G}$ Повна деформація від постійної дії G	$u_{fin,G}$ Final deformation for a permanent action G
$u_{fin,Q,1}$ Повна деформація від основної змінної дії Q_1	$u_{fin,Q,1}$ Final deformation for the leading variable action Q_1
$u_{fin,Q,i}$ Повна деформація від супутніх змінних дій Q_i	$u_{fin,Q,i}$ Final deformation for accompanying variable actions Q_i

u_{inst} Миттєва деформація	u_{inst} Instantaneous deformation
$u_{inst,G}$ Миттєва деформація від постійної дії G	$u_{inst,G}$ Instantaneous deformation for a permanent action G
$u_{inst,Q,1}$ Миттєва деформація від основної змінної дії Q_1	$u_{inst,Q,1}$ Instantaneous deformation for the leading variable action Q_1
$u_{inst,Q,i}$ Миттєва деформація від супутніх змінних дій Q_i	$u_{inst,Q,i}$ Instantaneous deformation for accompanying variable actions,
w_c Попередній прогин	w_c Precamber
w_{creep} Прогин від повзучості	w_{creep} Creep deflection
w_{fin} Повний прогин	w_{fin} Final deflection
w_{inst} Миттєвий прогин	w_{inst} Instantaneous deflection
$w_{net,fin}$ Чистий кінцевий прогин	$w_{net,fin}$ Net final deflection
v Швидкість відгуку одиничного імпульсу	v Unit impulse velocity response
<i>Грецькі малі букви</i>	<i>Greek lower case letters</i>
α Кут між напрямком осі X і силою для перфорованих металевих пластин; Кут між силою і напрямом волокна; Кут між напрямом навантаження і навантаженою гранню (або кінцем)	α Angle between the x-direction and the force for a punched metal plate; Angle between a force and the direction of grain; Angle between the direction of the load and the loaded edge (or end)
β Кут між напрямом волокна і силою для перфорованих металевих пластин	β Angle between the grain direction and the force for a punched metal plate
β_c Коефіцієнт прямолінійності	β_c Straightness factor
γ Кут між напрямком осі X і лінією з'єднання деревини для перфорованих металевих пластин	γ Angle between the x-direction and the timber connection line for a punched metal plate
γ_M Коефіцієнт надійності для властивостей матеріалу, також обчислюється для невизначеностей моделі і коливань розмірів	γ_M Partial factor for material properties, also accounting for model uncertainties and dimensional variations
λ_y Гнучкість при поздовжньому згині відносно осі y	λ_y Slenderness ratio corresponding to bending about the y-axis
λ_z Гнучкість при поздовжньому згині відносно осі z	λ_z Slenderness ratio corresponding to bending about the z-axis
$\lambda_{rel,y}$ Відносна гнучкість при поздовжньому згині відносно осі y	$\lambda_{rel,y}$ Relative slenderness ratio corresponding to bending about the y-axis
$\lambda_{rel,z}$ Відносна гнучкість при поздовжньому згині відносно осі z	$\lambda_{rel,z}$ Relative slenderness ratio corresponding to bending about the z-axis
ρ_k Нормативна густина	ρ_k Characteristic density
ρ_m Середня густина	ρ_m Mean density
$\sigma_{c,0,d}$ Розрахункове напруження стиску вдовж	$\sigma_{c,0,d}$ Design compressive stress along the grain

ВОЛОКОН

$\sigma_{c,\alpha,d}$ Розрахункове напруження стиску під кутом α до волокна	$\sigma_{c,\alpha,d}$ Design compressive stress at an angle α to the grain
$\sigma_{f,c,d}$ Середнє розрахункове напруження стиску для полиці	$\sigma_{f,c,d}$ Mean design compressive stress of flange
$\sigma_{f,c,max,d}$ Розрахункове напруження стиску крайнього волокна полиці	$\sigma_{f,c,max,d}$ Design compressive stress of extreme fibres of flange
$\sigma_{f,t,d}$ Середнє розрахункове напруження розтягу для полиці	$\sigma_{f,t,d}$ Mean design tensile stress of flange
$\sigma_{f,t,max,d}$ Розрахункове напруження розтягу крайнього волокна полиці	$\sigma_{f,t,max,d}$ Design tensile stress of extreme fibres of flange
$\sigma_{m,crit}$ Критичне напруження згину	$\sigma_{m,crit}$ Critical bending stress
$\sigma_{m,y,d}$ Розрахункове напруження згину відносно головної осі y	$\sigma_{m,y,d}$ Design bending stress about the principal y -axis
$\sigma_{m,z,d}$ Розрахункове напруження згину відносно головної осі z	$\sigma_{m,z,d}$ Design bending stress about the principal z -axis
$\sigma_{m,\alpha,d}$ Розрахункове напруження згину під кутом α до волокна	$\sigma_{m,\alpha,d}$ Design bending stress at an angle α to the grain
σ_N Осьове напруження	σ_N Axial stress
$\sigma_{t,0,d}$ Розрахункове напруження розтягу вдовж волокна	$\sigma_{t,0,d}$ Design tensile stress along the grain
$\sigma_{t,90,d}$ Розрахункове напруження розтягу перпендикулярно до волокна	$\sigma_{t,90,d}$ Design tensile stress perpendicular to the grain
$\sigma_{w,c,d}$ Розрахункове напруження стиску стінки	$\sigma_{w,c,d}$ Design compressive stress of web
$\sigma_{w,t,d}$ Розрахункове напруження розтягу стінки	$\sigma_{w,t,d}$ Design tensile stress of web
τ_d Розрахункове напруження зрізу	τ_d Design shear stress
$\tau_{F,d}$ Розрахункове напруження заанкерування від осьового зусилля	$\tau_{F,d}$ Design anchorage stress from axial force
$\tau_{M,d}$ Розрахункове напруження заанкерування від моменту	$\tau_{M,d}$ Design anchorage stress from moment
$\tau_{tor,d}$ Розрахункове напруження зрізу від закручування	$\tau_{tor,d}$ Design shear stress from torsion
ψ_0 Коефіцієнт комбінації для змінної дії	ψ_0 Factor for combination value of a variable action
ψ_2 Коефіцієнт умовно постійної величини змінної дії	ψ_2 Factor for quasi-permanent value of a variable action
ζ Модальний коефіцієнт затухання	ζ Modal damping ratio

Розділ 2 Основи проектування

2.1 Вимоги

2.1.1 Основні вимоги

(1)Р Проектування дерев'яних конструкцій повинно здійснюватись у відповідності з EN 1990:2002.

(2)Р Додаткові положення, наведені у цьому розділі також повинні застосовуватись

(3) Вважається, що основині положення розділу 2 EN 1990:2002 повинні задовольнятись для проектування дерев'яних конструкцій за граничними станами у поєднанні з методом коефіцієнтів безпеки, який використовується EN 1990:2002 і EN 1991 для дій і їх сполучень, і EN 1995 для опорів і норм експлуатаційної придатності та довговічності.

2.1.2 Управління надійністю

(1) У разі застосування різних рівнів надійності, ці рівні належить забезпечувати переважно через відповідний вибір належного рівня якості проектного менеджменту і виконання, відповідно до додатка С EN 1990:2002.

2.1.3 Проектний термін експлуатації і довговічності

(1) Застосовується стаття 2.3 EN 1990:2002.

2.2 Основи проектування за граничними станами

2.2.1 Загальні положення

(1)Р Розрахункові моделі для різних граничних станів, у відповідних випадках, враховують наступне:

- різні характеристики матеріалів (напр., міцність і жорсткість);
- різний характер роботи матеріалів, залежно від плину часу (тривалість навантаження, повзучість);
- різні кліматичні умови (температуру, зміну вологості);
- різні розрахункові випадки (стадії будівництва, зміну умов обпирання).

2.2.2 Граничні стани за міцністю і стійкістю

(1)Р Розрахунок конструкцій повинен виконуватись із застосуванням наступних величин жорсткосних характеристик:

Section 2 Basis of design

2.1 Requirements

2.1.1 Basic requirements

(1) P The design of timber structures shall be in accordance with EN 1990:2002.

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

(3) The basic requirements of EN 1990:2002 section 2 are deemed to be satisfied for timber structures when limit state design, in conjunction with the partial factor method using EN 1990:2002 and EN 1991 for actions and their combinations and EN 1995 for resistances, rules for serviceability and durability, is applied.

2.1.2 Reliability management

(1) When different levels of reliability are required, these levels should be preferably achieved by an appropriate choice of quality management in design and execution, according to EN 1990:2002 Annex C.

2.1.3 Design working life and durability

(1) EN 1990:2002 clause 2.3 applies.

2.2 Principles of limit state design

2.2.1 General

(1)P The design models for the different limit states shall, as appropriate, take into account the following:

- different material properties (e.g. strength and stiffness);
- different time-dependent behaviour of the materials (duration of load, creep);
- different climatic conditions (temperature, moisture variations);
- different design situations (stages of construction, change of support conditions).

2.2.2 Ultimate limit states

(1) P The analysis of structures shall be carried out using the following values for stiffness properties:

- при лінійно-пружному розрахунку конструкції, у яких розподіл внутрішніх зусиль не залежить від розподілу жорсткостей в межах конструкції (напр., всі елементи мають однакові характеристики, що залежать від тривалості навантаження) повинні застосовуватись середні величини;

- при лінійно-пружному розрахунку конструкції, у яких розподіл внутрішніх зусиль залежить від розподілу жорсткостей в межах конструкції (напр., композитні елементи, що включають матеріали з різними характеристиками, що залежать від тривалості навантаження) повинні застосовуватись повні середні величини приведені до навантаження, яке викликає найбільші напруження відносно опору;

- для лінійно-пружного розрахунку деформованої конструкції повинні застосовуватись розрахункові величини, що не залежать від тривалості дії навантаження

ПРИМІТКА 1: Стосовно повних середніх величин приведених до тривалості навантаження, див. 2.3.2.2(2)

ПРИМІТКА 2: Стосовно розрахункових величин жорсткосних характеристик, див. 2.4.1(2)P.

(2) Модуль ковзання для з'єднання при граничному стані за міцністю і стійкістю K_u повинен прийматись як:

$$K_u = \frac{2}{3} K_{ser} \quad (2.1)$$

де K_{ser} - модуль ковзання, див. 2.2.3(3)P

2.2.3 Граничний стан за придатністю до експлуатації

(1)P Деформації конструкції, спричинені впливом дій (таких як осьові та перерізуючі сили, згинальні моменти та ковзання у вузлах) і вологістю повинні бути у відповідних межах, враховуючи можливість ушкодження, поверхонь матеріалів, стель, підлог, перегородок і оздоблювання, і технологічні потреби, як і будь-які вимоги до зовнішнього вигляду.

(2) Миттєва деформація u_{inst} , див. рисунок 7.1, повинна визначатись при нормативній комбінації дій, див. EN 1990, стаття 6.5.3(2) а), застосовуючи середні значення відповідних модулів пружності, зсуву і

- for a first order linear elastic analysis of a structure, whose distribution of internal forces is not affected by the stiffness distribution within the structure (eg. all members have the same time-dependent properties), mean values shall be used;

- for a first order linear elastic analysis of a structure, whose distribution of internal forces is affected by the stiffness distribution within the structure (eg. composite members containing materials having different time-dependent properties), final mean values adjusted to the load component causing the largest stress in relation to strength shall be used;

- for a second order linear elastic analysis of a structure, design values, not adjusted for duration of load, shall be used.

NOTE 1: For final mean values adjusted to the duration of load, see 2.3.2.2(2).

NOTE 2: For design values of stiffness properties, see 2.4.1(2)P.

(2) The slip modulus of a connection for the ultimate limit state, K_u should be taken as:

where K_{ser} is the slip modulus, see 2.2.3(3)P

2.2.3 Serviceability limit states

(1)P The deformation of a structure which results from the effects of actions (such as axial and shear forces, bending moments and joint slip) and from moisture shall remain within appropriate limits, having regard to the possibility of damage to surfacing materials, ceilings, floors, partitions and finishes, and to the functional needs as well as any appearance requirements.

(2) The instantaneous deformation, u_{mst} , see figure 7.1, should be calculated for the characteristic combination of actions, see EN 1990, clause 6.5.3(2) a), using mean values of the appropriate moduli of elasticity, shear moduli and slip moduli.

КОВЗАННЯ.

(3) Повна деформація u_{fin} , див. рисунок 7.1, повинна визначатись при квазі-постійній комбінації дій, див. EN 1990, стаття 6.5.3(2) с).

(4) Якщо конструкція включає елементи або складові з різним характером повзучості, повна деформація повинна визначатись при повних середніх величинах відповідних модулів пружності, зсуву і ковзання у відповідності з 2.3.2.2(1).

(5) Для конструкцій, що включають елементи, складові і з'єднання з однаковим характером повзучості і за припущення лінійної залежності діями і відповідними деформаціями, як спрощення 2.2.3(3), повні деформації u_{fin} між можуть прийматись як:

(3) The final deformation, u_{fin} , see figure 7.1, should be calculated for the quasi-permanent combination of actions, see EN 1990, clause 6.5.3(2) c).

(4) If the structure consists of members or components having different creep behaviour, the final deformation should be calculated using final mean values of the appropriate moduli of elasticity, shear moduli and slip moduli, according to 2.3.2.2(1).

(5) For structures consisting of members, components and connections with the same creep behaviour and under the assumption of a linear relationship between the actions and the corresponding deformations, as a simplification of 2.2.3(3), the final deformation, u_{fin} , may be taken as:

$$u_{fin} = u_{fin,G} + u_{fin,Q_1} + u_{fin,Q_i} \quad (2.2)$$

де,

where:

$$u_{fin,G} = u_{inst,G} (1 + k_{def}) \quad \text{при постійній дії, } G \quad (2.3)$$

for a permanent action G

$$u_{fin,Q_1} = u_{inst,Q_1} (1 + \psi_{2,1} k_{def}) \quad \text{при дії провідної змінної, } Q_1 \quad (2.4)$$

for the leading variable action, Q_1 ,

$$u_{fin,Q_i} = u_{inst,Q_i} (\psi_{0,i} + \psi_{2,i} k_{def}) \quad \text{при діях супутніх змінних, } Q_i (i > 1) \quad (2.5)$$

for accompanying variable actions $Q_i (i > 1)$

$u_{inst,G}$, u_{inst,Q_1} , u_{inst,Q_i} - миттєві деформації при дії G , Q_1 , Q_i відповідно;

$\psi_{2,1}$, $\psi_{2,i}$ - коефіцієнти квазі-постійної величини змінних дій;

$\psi_{0,i}$ - коефіцієнти сполучень змінних дій;

k_{def} - надається у таблиці 3.2 для деревини і матеріалів на основі деревини, і у 2.3.2.2(3) і 2.3.2.2(4) для з'єднань.

При застосуванні виразів (2.3) до (2.5),

$u_{inst,G}$, u_{inst,Q_1} , u_{inst,Q_i} - are the instantaneous deformations for action G , Q_1 , Q_i respectively;

$\psi_{2,1}$, $\psi_{2,i}$ - are the factors for the quasi-permanent value of variable actions;

$\psi_{0,i}$ are the factors for the combination value of variable actions;

k_{def} - is given in table 3.2 for timber and wood-based materials, and in 2.3.2.2 (3) and 2.3.2.2 (4) for connections.

When expressions (2.3) to (2.5) are used, the

коєфіцієнти ψ_2 у виразах (6.16a) і (6.16b) EN 1990:2002 необхідно опускати.

ПРИМІТКА: У більшості випадків зручніше застосовувати спрощений метод.

(6) Для граничного стану за придатністю до експлуатації відносно коливань, повинні застосовуватись відповідні середні величини модулів жорсткості.

2.3 Основні змінні

2.3.1 Дії і впливи навколишнього середовища

2.3.1.1 Загальні положення

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

ПРИМІТКА 1: Відповідні частини EN 1991 для використання при проектуванні включають:

EN 1991-1-1	Густина, власна вага і прикладені навантаження
EN 1991-1-3	Снігові навантаження
EN 1991-1-4	Вітрові дії
EN 1991-1-5	Температурні впливи
EN 1991-1-6	Дії протягом спорудження
EN 1991-1-7	Аварійні дії

(2)P Тривалість навантаження і вологість впливають на характеристики міцності і жорсткості деревини і елементів на основі деревини, і повинні враховуватись при проектуванні для механічного опору і придатності для експлуатації.

(3)P повинні враховуватись дії спричинені впливом зміни вологості у деревині.

2.3.1.2 Класи тривалості навантаження

(1)P Класи тривалості навантаження характеризуються впливом постійного навантаження, що діє протягом певного періоду часу відносно терміну експлуатації конструкції. Для змінних дій, відповідний клас повинен визначатись на основі оцінки характерної зміни навантаження протягом часу.

(2)P Дії повинні відноситись до одного з класів тривалості навантаження, наведених у таблиці 2.1, для обчислень міцності і жорсткості.

ψ_2 factors should be omitted from expressions (6.16a) and (6.16b) of EN 1990:2002.

Note: In most cases, it will be appropriate to apply the simplified method.

(6) For serviceability limit states with respect to vibrations, mean values of the appropriate stiffness moduli should be used.

2.3 Basic variables

2.3.1 Actions and environmental influences

2.3.1.1 General

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

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

EN 1991-1-1	Densities, self-weight and imposed loads
EN 1991-1-3	Snow loads
EN 1991-1-4	Wind actions
EN 1991-1-5	Thermal actions
EN 1991-1-6	Actions during execution
EN 1991-1-7	Accidental actions

(2) P Duration of load and moisture content affect the strength and stiffness properties of timber and wood-based elements and shall be taken into account in the design for mechanical resistance and serviceability.

(3) P Actions caused by the effects of moisture content changes in the timber shall be taken into account.

2.3.1.2 Load-duration classes

(1) P The load-duration classes are characterised by the effect of a constant load acting for a certain period of time in the life of the structure. For a variable action the appropriate class shall be determined on the basis of an estimate of the typical variation of the load with time

(2) P Actions shall be assigned to one of the load-duration classes given in Table 2.1 for strength and stiffness calculations.

Таблиця 2.1 – Класи тривалості навантаження

Клас тривалості навантаження	Порядок розподілу тривалості нормативних навантажень
Постійне	більше ніж 10 років
Довготривале	6 місяців – 10 років
Середньої тривалості	1 тиждень – 6 місяців
Короткочасне	менше ніж один тиждень
Миттєве	

ПРИМІТКА: Приклади призначення тривалості навантаження наведені у таблиці 2.2. Оскільки кліматичні навантаження (сніг, вітер) змінюються залежно від країни, призначення класів тривалості навантаження може здійснюватись у національних додатках

Table 2.1 - Load-duration classes

Load-duration class	Order of accumulated duration of characteristic load
Permanent	more than 10 years
Long-term	6 months - 10 years
Medium-term	1 week - 6 months
Short-term	less than one week
Instantaneous	

NOTE: Examples of load-duration assignment are given in Table 2.2. Since climatic loads (snow, wind) vary between countries, the assignment of load-duration classes may be specified in the National annex.

Таблиця 2.2 – Приклади призначення тривалості навантаження

Клас тривалості навантаження	Приклади навантаження
Постійне	власна вага
Довготривале	навантаження при зберіганні
Середньої тривалості	тимчасове навантаження на перекриття, снігове
Короткочасне	снігове, вітрове
Миттєве	вітрове, аварійне навантаження

Table 2.2 - Examples of load-duration assignment

Load-duration class	Examples of loading
Permanent	self-weight
Long-term	storage
Medium-term	imposed floor load, snow
Short-term	snow, wind
Instantaneous	wind, accidental load

$$k_{\text{mod}} = \sqrt{k_{\text{mod},1} k_{\text{mod},2}} \quad (2.6)$$

2.3.1.3 Експлуатаційні класи

(1)Р Конструкціям повинні призначатись один із наведених нижче експлуатаційних класів.

ПРИМІТКА 1: Система експлуатаційних класів в основному націлена на призначення величин міцності та обчислення деформацій при певних умовах оточуючого середовища.

ПРИМІТКА 2: Інформація стосовно призначення експлуатаційних класів для конструкцій наведена у (2)Р, (3)Р і (4)Р може надаватись у національних додатках.

(2)Р Експлуатаційний клас 1 характеризується вологістю матеріалів, що відповідає температурі 20°C і відносній вологості навколишнього повітря, що перевищує 85% тільки декілька тижнів протягом року.

ПРИМІТКА: Для експлуатаційного класу 1 середня вологість деревини хвойних порід не перевищує 12%.

(3)Р Експлуатаційний клас 2 характеризується вологістю матеріалів, що відповідає температурі 20°C і відносній вологості навколишнього повітря, що перевищує 65% тільки декілька тижнів протягом року.

ПРИМІТКА: Для експлуатаційного класу 2 середня вологість деревини хвойних порід не перевищує 20%.

(4)Р Експлуатаційний клас 3 характеризується кліматичними умовами, що призводять до вищої вологості чим для експлуатаційного класу 2.

2.3.2 Дії і впливи навколишнього середовища

2.3.2.1 Вплив тривалості навантаження і вологості на міцність

(1) Перехідні коефіцієнти, що враховують вплив на міцність тривалості навантаження і вологості (див.2.4.1), наведено у 3.1.3.

(2) Якщо з'єднання утворюється двома дерев'яними елементами, що мають різну залежність характеру роботи протягом часу, визначення розрахункової несучої здатності необхідно здійснювати при наступному

2.3.1.3 Service classes

(1)P Structures shall be assigned to one of the service classes given below:

NOTE 1: The service class system is mainly aimed at assigning strength values and for calculating deformations under defined environmental conditions.

NOTE 2: Information on the assignment of structures to service classes given in (2)P, (3)P and (4)P may be given in the National annex.

(2)P Service class 1 is characterised by a moisture content in the materials corresponding to a temperature of 20°C and the relative humidity of the surrounding air only exceeding 65 % for a few weeks per year.

NOTE: In service class 1 the average moisture content in most softwoods will not exceed 12 %.

(3)P Service class 2 is characterised by a moisture content in the materials corresponding to a temperature of 20°C and the relative humidity of the surrounding air only exceeding 85 % for a few weeks per year.

NOTE: In service class 2 the average moisture content in most softwoods will not exceed 20 %.

(4)P Service class 3 is characterised by climatic conditions leading to higher moisture contents than in service class 2.

2.3.2 Materials and product properties

2.3.2.1 Load-duration and moisture influences on strength

(1) Modification factors for the influence of load-duration and moisture content on strength, see 2.4.1, are given in 3.1.3.

(2) Where a connection is constituted of two timber elements having different time-dependent behaviour, the calculation of the design load-carrying capacity should be made with the following modification factor k_{mod} :

перехідному коефіцієнті k_{mod} :

$$k_{mod} = \sqrt{k_{mod,1} k_{mod,2}} \quad (2.6)$$

де $k_{mod,1}$ і $k_{mod,2}$ – перехідні коефіцієнти для двох дерев'яних елементів.

where $k_{mod,1}$ and $k_{mod,2}$ are the modification factors for the two timber elements.

2.3.2.2 Вплив тривалості навантаження і вологості на деформації

(1) Для граничних станів за придатністю до експлуатації, якщо конструкція складається з елементів або частин, що мають різні характеристики у залежності від часу, повні середні значення модуля пружності $E_{mean,fin}$, модуля зсуву $G_{mean,fin}$ і модуль ковзання $K_{ser,fin}$, які використовуються для обчислення повних деформацій, необхідно визначати за наступними виразами:

2.3.2.2 Load-duration and moisture influences on deformations

(1) For serviceability limit states, if the structure consists of members or components having different time-dependent properties, the final mean value of modulus of elasticity, $E_{min,fin}$, shear modulus $G_{mean,fin}$, and slip modulus, $K_{ser,fin}$, which are used to calculate the final deformation should be taken from the following expressions:

$$E_{mean,fin} = \frac{E_{mean}}{(1 + k_{def})} \quad (2.7)$$

$$G_{mean,fin} = \frac{G_{mean}}{(1 + k_{def})} \quad (2.8)$$

$$K_{ser,fin} = \frac{K_{ser}}{(1 + k_{def})} \quad (2.9)$$

(2) для граничних станів, при яких розподіл жорсткостей у конструкції впливає на розподіл зусиль і моментів, повні середні значення модуля пружності $E_{mean,fin}$, модуля зсуву $G_{mean,fin}$ і модуль ковзання $K_{ser,fin}$, повинні обчислюватись за наступними виразами

(2) For ultimate limit states, where the distribution of member forces and moments is affected by the stiffness distribution in the structure, the final mean value of modulus of elasticity, $E_{min,fin}$, shear modulus $G_{mean,fin}$, and slip modulus, $K_{ser,fin}$, should be calculated from the following expressions:

$$E_{mean,fin} = \frac{E_{mean}}{(1 + \psi_2 k_{def})} \quad (2.10)$$

$$G_{mean,fin} = \frac{G_{mean}}{(1 + \psi_2 k_{def})} \quad (2.11)$$

$$K_{ser,fin} = \frac{K_{ser}}{(1 + \psi_2 k_{def})} \quad (2.12)$$

де

E_{mean} - середнє значення модуля пружності;

G_{mean} - середнє значення модуля зсуву;

K_{ser} - модуль ковзання;

k_{def} - коефіцієнт для оцінки деформацій повзучості з урахуванням відповідного експлуатаційного класу;

ψ_2 - коефіцієнт квазі-постійної величини дії, яка спричиняє найбільші напруження, відносно до міцності (якщо така дія буде постійною, то ψ_2 необхідно замінити на 1).

ПРИМІТКА 1: Величини k_{def} наведені у 3.1.4.

ПРИМІТКА 2: Величини ψ_2 наведені у EN 1990:2002

(3) У випадку, якщо з'єднання утворено дерев'яними елементами з однаковою залежністю характеру роботи протягом часу, значення k_{def} необхідно подвоїти.

(4) У випадку, якщо з'єднання утворено двома елементами на основі деревини, що мають різну залежність характеру роботи протягом часу, обчислення повних деформацій повинно виконуватись при наступному коефіцієнті деформацій k_{def} :

$$k_{def} = 2\sqrt{k_{def,1}k_{def,2}} \quad (2.13)$$

де $k_{def,1}$ і $k_{def,2}$ - коефіцієнти деформацій для двох дерев'яних елементів.

2.4 Перевірка методом коефіцієнтів надійності

2.4.1 Розрахункова величина характеристики матеріалу

(1)Р Розрахункова величина характеристики міцності повинна розраховуватись як:

where:

E_{mean} - is the mean value of modulus of elasticity;

G_{mean} - is the mean value of shear modulus;

K_{ser} - is the slip modulus;

k_{def} - is a factor for the evaluation of creep deformation taking into account the relevant service class;

ψ_2 - is the factor for the quasi-permanent value of the action causing the largest stress in relation to the strength (if this action is a permanent action, ψ_2 should be replaced by 1).

NOTE 1: Values of k_{def} are given in 3.1.4.

NOTE 2: Values of ψ_2 are given in EN 1990:2002.

(3) Where a connection is constituted of timber elements with the same time-dependent behaviour, the value of k_{def} should be doubled.

(4) Where a connection is constituted of two wood-based elements having different time-dependent behaviour, the calculation of the final deformation should be made with the following deformation factor k_{def} :

where $k_{def,1}$ and $k_{def,2}$ are the deformation factors for the two timber elements.

2.4 Verification by the partial factor method

2.4.1 Design value of material property

(1)P The design value X_A of a strength property shall be calculated as:

$$X_d = k_{\text{mod}} \frac{X_k}{\gamma_M} \quad (2.14)$$

де:

X_k - нормативне значення характеристики міцності;

γ_M - коефіцієнт надійності за характеристикою матеріалу;

k_{mod} - перехідний коефіцієнт, що враховує вплив тривалості навантаження та вологості.

ПРИМІТКА 1: Величини k_{mod} наведені у 3.1.3

ПРИМІТКА 2: Рекомендовані коефіцієнти надійності для характеристик матеріалу (γ_M) наведено у Таблиці 2.3. Інформацію стосовно національного вибору можна знайти у національному додатку

where:

X_k is the characteristic value of a strength property;

γ_M is the partial factor for a material property;

k_{mod} is a modification factor taking into account the effect of the duration of load and moisture content.

NOTE 1: Values of k_{mod} are given in 3.1.3.

NOTE 2: The recommended partial factors for material properties (γ_M) are given in Table 2.3. Information on the National choice may be found in the National annex.

Таблиця 2.3 - Рекомендовані коефіцієнти надійності γ_M для характеристик матеріалів і опорів

Основні сполучення:	
Цільна деревина	1,3
Дощатоклеєна деревина	1,25
Фанеровані пиломатеріали LVL, фанера, OSB	1,2
Деревно-стружкові плити (ДСП)	1,3
Деревно-волокнисті плити, тверді	1,3
Деревно-волокнисті плити, середньої твердості	1,3
Деревно-волокнисті плити, (MDF)	1,3
Деревно-волокнисті плити, м'які	1,3
З'єднання	1,3
З'єднання перфорованими металевими пластинами	1,25
Аварійні сполучення	1,0

Table 2.3 - Recommended partial factors γ_M for material properties and resistances

Fundamental combinations:	
Solid timber	1,3
Glued laminated timber	1,25
LVL, plywood, OSB,	1,2
Particleboards	1,3
Fibreboards, hard	1,3
Fibreboards, medium	1,3
Fibreboards, MDF	1,3
Fibreboards, soft	1,3
Connections	1,3
Punched metal plate fasteners	1,25
Accidental combinations	1,0

(2)Р Розрахункова характеристика жорсткості елемента E_d або G_d повинно визначатись як: (2)P The design member stiffness property E_d or G_d shall be calculated as:

$$E_d = \frac{E_{mean}}{\gamma_M} \quad (2.15)$$

$$G_d = \frac{G_{mean}}{\gamma_M} \quad (2.16)$$

де:

E_{mean} середнє значення модуля пружності;

G_{mean} середнє значення модуля зсуву.

2.4.2 Розрахункове визначення геометричних даних

(1) Геометричні дані для поперечних перерізів та систем можуть прийматись як номінальні величини з гармонізованих hEN специфікацій на виробі або робочих креслень.

(2) Розрахункові величини допусків за геометричними розмірами, які встановлено у цих стандартах, охоплюють впливи від:

- геометричних неточностей елементів;
- дефектів конструкцій від виготовлення та зведення;
- неоднорідності матеріалів (наприклад сучків).

where:

E_{mean} is the mean value of modulus of elasticity;

G_{mean} is the mean value of shear modulus.

2.4.2 Design value of geometrical data

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

(2) Design values of geometrical imperfections specified in this standard comprise the effects of

- geometrical imperfections of members;
- the effects of structural imperfections from fabrication and erection;
- inhomogeneity of materials (e.g. due to knots).

2.4.3 Розрахункові опори

(1)Р Розрахункова величина опору R_d (несучої здатності) повинна визначатись як:

$$R_d = k_{\text{mod}} \frac{R_k}{\gamma_M} \quad (2.17)$$

де:

R_k - нормативне значення несучої здатності;

γ_M - коефіцієнт надійності для характеристики матеріалу

k_{mod} - перехідний коефіцієнт, що враховує вплив тривалості навантаження та вологості.

ПРИМІТКА 1: Величини k_{mod} наведені у 3.1.3

ПРИМІТКА 2: Для коефіцієнтів надійності див. 2.4.1.

2.4.4 Перевірка рівноваги (EQU)

(1) Форми надійності для перевірки статичної рівноваги? наведена у таблиці A1.2 (A) додатка A1 EN 1990:2002, відповідним чином застосовуються для розрахунку дерев'яних конструкцій, напр., для розрахунку анкерних болтів, або перевірки опор, що зазнають підйому від нерозрізних балок.

Розділ 3 Властивості матеріалів

3.1 Загальні положення

3.1.1 Характеристики міцності і жорсткості

(1)Р Характеристики міцності і жорсткості повинні визначатись на основі випробувань для типів дій, впливу яких зазнаватиме матеріал у конструкції, або на основі порівнянь із такими ж зразками деревини і сортами, або матеріалами на основі деревини, або на основі належним чином встановлених залежностей між різними властивостями.

3.1.2 Співвідношення «напруження-деформації»

(1)Р Оскільки нормативні значення визначаються за припущення лінійної

2.4.3 Design resistances

(1)P The design value of a resistance (load-carrying capacity) shall be calculated as:

where:

R_k is the characteristic value of load-carrying capacity;

γ_M is the partial factor for a material property,

k_{mod} is a modification factor taking into account the effect of the duration of load and moisture content.

NOTE 1: Values of k_{mod} are given in 3.1.3.

NOTE 2: For partial factors, see 2.4.1.

2.4.4 Verification of equilibrium (EQU)

(1) The reliability format for the verification of static equilibrium given in Table A1.2 (A) in Annex A1 of EN 1990:2002 applies, where appropriate, to the design of timber structures, e.g. for the design of holding-down anchors or the verification of bearings subject to uplift from continuous beams.

Section 3 Material properties

3.1 General

3.1.1 Strength and stiffness parameters

(1)P Strength and stiffness parameters shall be determined on the basis of tests for the types of action effects to which the material will be subjected in the structure, or on the basis of comparisons with similar timber species and grades or wood-based materials, or on well-established relations between the different properties.

3.1.2 Stress-strain relations

(1)P Since the characteristic values are determined on the assumption of a linear relation between stress and strain until failure, the strength

залежності між напруженнями і деформаціями до руйнування, перевірка міцності окремих елементів також повинна базуватись на такій лінійній залежності.

(2) Для елементів, або їх окремих частин, що зазнають стиску, може застосовуватись нелінійна залежність (пружно-пластична).

3.1.3 Перехідні коефіцієнти міцності для експлуатаційних класів і класів за тривалістю навантаження

(1) Повинні застосовуватись перехідні коефіцієнти k_{mod} , що наведені у таблиці 3.1.

(2) Якщо сполучення навантажень складається із дій, що належать до різних класів за тривалістю навантаження необхідно вибирати значення k_{mod} , яке відноситься до дії з найкоротшою тривалістю, наприклад, для сполучення навантаження від власної ваги та якогось короткотривалого, повинно застосовуватись значення k_{mod} , що відноситься до короткотривалого навантаження.

3.1.4 Перехідні коефіцієнти деформацій для експлуатаційних класів

(1) Повинні застосовуватись значення коефіцієнтів деформації k_{def} , які наведено у таблиці 3.2

3.2 Цільна деревина

(1)Р Дерев'яні елементи повинні відповідати EN 14081-1. Дерев'яні елементи круглого перерізу повинні відповідати EN 14544.

ПРИМІТКА: Класи міцності для деревини наведено у EN 338.

(2) Може враховуватись вплив розміру елемента на міцність.

(3) Для прямокутної цільної деревини з нормативною густиною $\rho_k \leq 700 \text{ кг/м}^3$, базова висота перерізу при згині або ширина (максимальний розмір перерізу) при розтязі приймається 150 мм. Для висот перерізів з цільної деревини при згині або ширини при розтязі менше 150 мм, нормативні значення $f_{m,k}$ $f_{t,0,k}$ можуть бути збільшені застосуванням коефіцієнту k_h , що визначається як:

verification of individual members shall also be based on such a linear relation.

(2) For members or parts of members subjected to compression, a non-linear relationship (elastic-plastic) may be used.

3.1.3 Strength modification factors for service classes and load-duration classes

(1) The values of the modification factor k_{mod} given in Table 3.1 should be used.

(2) If a load combination consists of actions belonging to different load-duration classes a value of k_{mod} should be chosen which corresponds to the action with the shortest duration, e.g. for a combination of dead load and a short-term load, a value of k_{mod} corresponding to the short-term load should be used.

3.1.4 Deformation modification factors for service classes

(1) The values of the deformation factors k_{def} given in Table 3.2 should be used.

3.2 Solid timber

(1)P Timber members shall comply with EN 4081-1. Timber members with round cross-section shall comply with EN 14544.

NOTE: Strength classes for timber are given in EN 338.

(2) The effect of member size on strength may be taken into account.

(3) For rectangular solid timber with a characteristic timber density $\rho_k \leq 700 \text{ kg/m}^3$, the reference depth in bending or width (maximum cross-sectional dimension) in tension is 150 mm. For depths in bending or widths in tension of solid timber less than 150 mm the characteristic values for $f_{m,k}$ and $f_{t,0,k}$ may be increased by the factor k_h , given by:

$$k_h = \min \left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{150}{h} \right)^{0,2} \\ 1,3 \end{array} \right. \quad (3.1)$$

де h - висота перерізу при згині або ширина where h is the depth for bending members or width
при розтязі елемента, в мм. for tension members, in mm

Таблиця 3.1 Значення k_{mod}

Матеріал	Стандарт	Експлуат аційний клас	Класи за тривалістю навантаження				
			Постійна дія	Довготри вала дія	Середньо тривала	Коротко тривала	Миттє ва дія
Цільна деревина	EN 14081-1	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Дошато- клесна деревина	EN 14080	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Фанеровані матеріали LVL	EN 14374, EN 14279	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Фанера	EN 636 Частина 1, 2, 3 Частина 2, 3 Частина 3	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
OSB	EN 300 OSB/2 OSB/3, OSB/4 OSB/3, OSB/4	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
		1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
		2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
ДСП	EN 312 Частина 4, 5 Частина 5 Частина 6, 7 Частина 7	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
		2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
		1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
		2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
ДВП тверда	EN 622-2 НВ.LA, НВ.HLA або 2 НВ.HLH або 2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
		2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
ДВП Середньої твердості	EN 622-3 МВH.LA1 або 2 МВH.HLS1 або 2 МВH.HLS1 або 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
		1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
		2	-	-	-	0,45	0,80
ДВП MDF	EN 622-5 MDF.LA, MDF.HLS MDF.HLS	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
		2	-	-	-	0,45	0,80

Table 3.1 - Values of k_{mod}

Material	Standard	Service class	Load-duration class				
			Permanent action	Long term action	Medium term action	Short term action	Instantaneous action
Solid timber	EN 14081-1	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Glued laminated timber	EN 14080	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
LVL	EN 14374, EN 14279	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Plywood	EN 636						
	Part 1, Part 2, Part3	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	Part 2, Part 3	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	Part3	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
OSB	EN 300						
	OSB/2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
	OSB/3, OSB/4	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
	OSB/3, OSB/4	2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Particle-board	EN 312						
	Part 4, Part 5	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
	Part5	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
	Part 6, Part 7	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
Fibreboard, hard	EN 622-2						
	HB.LA, HB.HLA 1 or	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
	HB.HLA 1 or2	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
Fibreboard, medium	EN 622-3						
	MBH.LA1 or 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
	MBH.HLS1 or 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
Fibreboard, MDF	EN 622-5						
	MDF.LA, MDF.HLS	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
	MDF.HLS	2	-	-	-	0,45	0,80

(4) Для деревини, яка встановлена на або близько границі гігроскопічності, і яка вірогідно висушена під навантаженням, значення k_{def} , наведені у таблиці 3.2, повинні збільшуватись до 1,0.

(5)Р Шипові з'єднання повинні відповідати EN 385.

3.3 Дощато-клеєна деревина

(1)Р Дощато-клеєні елементи повинні відповідати EN 14080.

ПРИМІТКА: В EN 1194 значення властивостей міцності і жорсткості надано для дощато-клеєної деревини відповідно до класів, див. Додаток D (інформативний).

(4) For timber which is installed at or near its fibre saturation point, and which is likely to dry out under load, the values of k_{def} , given in Table 3.2, should be increased by 1,0.

(5)P Finger joints shall comply with EN 385.

3.3 Glued laminated timber

(1)P Glued laminated timber members shall comply with EN 14080.

NOTE: In EN 1194 values of strength and stiffness properties are given for glued laminated timber allocated to strength classes, see annex D (Informative)

(2) Вплив розмірів елемента на міцність може враховуватись.

(3) Для дощато-клеєної деревини прямокутного перерізу, за базову висоту при згині, або ширину при розтязі, приймається 600 мм. Для висоти при згині або ширини при розтязі дощато-клеєної деревини менше ніж 600 мм, нормативні значення $f_{m,k}$ і $f_{t0,k}$ можуть збільшуватись на коефіцієнт k_h , прийнятий як:

$$k_h = \min \left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{600}{h} \right)^{0,1} \\ 1,1 \end{array} \right. \quad (3.2)$$

де h - висота для згинальних елементів або ширина для розтягнутих елементів, в мм.

(4)P Крупні шипові з'єднання, що відповідають вимогам ENV 387, не повинні застосовуватись для виробів, які використовуються у експлуатаційному класі 3, де напрям волокон змінюється у вузлі.

(5)P Необхідно враховувати вплив розмірів елемента на міцність при згині перпендикулярно волокнам.

(2) The effect of member size on strength may be taken into account.

(3) For rectangular glued laminated timber, the reference depth in bending or width in tension is 600 mm. For depths in bending or widths in tension of glued laminated timber less than 600 mm the characteristic values for $f_{m,k}$ and $f_{t0,k}$ may be increased by the factor k_h , given by

where h is the depth for bending members or width for tensile members, in mm.

(4)P Large finger joints complying with the requirements of ENV 387 shall not be used for products to be installed in service class 3, where the direction of grain changes at the joint.

(5) P The effect of member size on the tensile strength perpendicular to the grain shall be taken into account.

Таблиця 3.2 - Значення k_{def} для деревини і матеріалів на основі деревини

Матеріал	Стандарт	Експлуатаційний клас		
		1	2	3
Цільна деревина	EN 14081-1	0,60	0,80	2,00
Дощато-клеєна деревина	EN 14080	0,60	0,80	2,00
Фанеровані матеріали	EN 14374, EN 14279	0,60	0,80	2,00
Фанера	EN 636			
	Частина 1	0,80	-	
	Частина 2	0,80	1,00	
OSB	EN 300			
	OSB/2	2,25	-	-
	OSB/3, OSB/4	1,50	2,25	-
ДСП	EN 312			
	Частина 4	2,25	-	-
	Частина 5	2,25	3,00	-
	Частина 6	1,50	-	-
ДВП	EN 622-2			
	НВ.LA	2,25	-	-
	НВ.LA1, НВ.LA 2	2,25	3,00	-
	EN 622-3	3,00	-	-
Середньої твердості	МВН.LA1, МВН.LA2	3,00	4,00	-
	МВН.HLS1, МВН.HLS2			
ДВП	EN 622-5			

MDF	MDF.LA	2,25	-	-
	MDF.HLS	2,25	3,00	-

Table 3.2 - Values of k_{def} for timber and wood-based materials

Material	Standard	Service class		
		1	2	3
Solid timber	EN 14081-1	0,60	0,80	2,00
Glued Laminated timber	EN 14080	0,60	0,80	2,00
LVL	EN 14374, EN 14279	0,60	0,80	2,00
Plywood	EN 636			
	Part 1	0,80	—	—
	Part 2	0,80	1,00	—
	Part3	0,80	1,00	2,50
OSB	EN 300			
	OSB/2	2,25	-	—
	OSB/3, OSB/4	1,50	2,25	-
Particleboard	EN 312			
	Part 4	2,25	—	—
	Part 5	2,25	3,00	—
	Part 6	1,50	—	—
	Part 7	1,50	2,25	-
Fibreboard, hard	EN 622-2			
	HB.LA	2,25	—	—
	HB.HLA1, HB.HLA2	2,25	3,00	—
Fibreboard, medium	EN 622-3			
	MBH.LA1, MBH.LA2	3,00	—	—
	MBH.HLS1, MBH.HLS2	3,00	4,00	—
Fibreboard, MDF	EN 622-5			
	MDF.LA	2,25	—	—
	MDF.HLS	2,25	3,00	-

3.4 Фанеровані пиломатеріали (LVL)

(1)P Конструкційні елементи з LVL повинні відповідати EN 14374

(2)P Для LVL прямокутного перерізу з орієнтацією всіх волокон шпону в одному напрямі, повинен враховуватись вплив розміру елемента на міцність при згині і розтязі.

(3) Базовою при згині є висота 300мм. Для висотах при згині не рівних 300мм нормативне значення $f_{m,k}$ повинно збільшуватись на коефіцієнт k_h , що визначається як:

$$k_h = \min \left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{300}{h} \right)^s \\ 1,2 \end{array} \right. \quad (3.3)$$

де, h - висота елемента, в мм.

s – експоненціальна залежність впливу розміру, див. 3.4(5)P.

(4) При розтязі базовою є довжина 3000 мм. Для довжин при розтязі не рівних 3000 мм, нормативне значення $f_{t,0,k}$ повинно збільшуватись на коефіцієнт k_l , що визначається як:

$$k_l = \min \left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{3000}{l} \right)^{s/2} \\ 1,1 \end{array} \right. \quad (3.4)$$

l – довжина елемента, в мм.

(5)P Експоненціальна залежність впливу розміру s для LVL повинна прийматись як заявлена у відповідності з EN 14374.

(6)P Крупні шипові з'єднання, що відповідають вимогам ENV 387, не повинні

3.4 Laminated veneer lumber (LVL)

(1) P LVL structural members shall comply with EN 14374.

(2) P For rectangular LVL with the grain of all veneers running essentially in one direction, the effect of member size on bending and tensile strength shall be taken into account.

(3) The reference depth in bending is 300 mm. For depths in bending not equal to 300 mm the characteristic value for $f_{m, k}$ should be multiplied by the factor k_h , given by

where: h is the depth of the member, in mm;

s is the size effect exponent, refer to 3.4(5)P.

(4) The reference length in tension is 3000 mm. For lengths in tension not equal to 3000 mm the characteristic value for $f_{t,0, k}$ should be multiplied by the factor k_l given by

where l is the length, in mm.

(5)P The size effect exponent s for LVL shall be taken as declared in accordance with EN 14374.

(6)P Large finger joints complying with the requirements of ENV 387 shall not be used for

застосовуватись для виробів, які використовуються у експлуатаційному класі 3, де напрям волокон змінюється у вузлі.

(7)P Для LVL з орієнтацією всіх волокон шпону в одному напрямі, повинен враховуватись вплив розміру елемента на міцність при розтязі перпендикулярно до волокон.

3.5 Панелі на основі деревини

(1)P Панелі на основі деревини повинні відповідати EN 13986, а LVL, що використовуються у якості панелей - EN 14279.

(2) Застосування м'яких ДСП відповідно до EN 622-4 повинні розкріплятись вітровими в'язями і проектуватись через випробування.

3.6 Клеючі речовини

(1)P Клеючі матеріали для конструкцій повинні забезпечувати з'єднання такої міцності та довговічності, щоб цілісність з'єднання підтримувалась на рівні визначеного експлуатаційного класу протягом передбаченого терміну експлуатації конструкції.

(2) Клеючі речовини, які відповідають класу 1 технічних вимог, визначених у EN 301, можуть застосовуватись для всіх експлуатаційних класів.

(3) Клеючі речовини, які відповідають класу 2 технічних вимог, визначених у EN 301, повинні застосовуватись тільки для експлуатаційних класів 1 або 2, і при нетривалому впливі температури, що перевищує 50°C.

3.7 Металеві кріпильні елементи

(1)P Металеві кріпильні елементи повинні відповідати вимогам EN 14592, а металеві з'єднання - EN 14545.

Розділ 4 Довговічність

4.1 Стійкість проти біологічних організмів

(1)P Деревина і матеріали на її основі повинні мати або достатню природну довговічність, відповідно до EN 350-2 для

products to be installed in service class 3, where the direction of grain changes at the joint.

(7)P For LVL with the grain of all veneers running essentially in one direction, the effect of member size on the tensile strength perpendicular to the grain shall be taken into account.

3.5 Wood-based panels

(1) P Wood-based panels shall comply with EN 13986 and LVL used as panels shall comply with EN 14279.

(2) The use of softboards according to EN 622-4 should be restricted to wind bracing and should be designed by testing.

3.6 Adhesives

(1)P Adhesives for structural purposes shall produce joints of such strength and durability that the integrity of the bond is maintained in the assigned service class throughout the expected life of the structure.

(2) Adhesives which comply with Type I specification as defined in EN 301 may be used in all service classes.

(3) Adhesives which comply with Type II specification as defined in EN 301 should only be used in service classes 1 or 2 and not under prolonged exposure to temperatures in excess of 50°C.

3.7 Metal fasteners

(1)P Metal fasteners shall comply with EN 14592 and metal connectors shall comply with EN 14545.

Section 4 Durability

4.1 Resistance to biological organisms

(1)P Timber and wood-based materials shall either have adequate natural durability in accordance with EN 350-2 for the particular hazard class (defined in EN 335-1, EN 335-2 and EN 335-3), or be given a

особливо небезпечного класу (визначеного в EN 335-1, EN 335-2 і EN 335-3), або піддаватись захисній обробці, визначеній у відповідності до EN 351-1 і EN 460.

ПРИМІТКА 1: Захисна обробка може впливати на міцність і жорсткість.

ПРИМІТКА 2: Правила визначення захисних обробок наведені у EN 350-2 EN 335.

4.2 Стійкість проти корозії

(1)Р Металеві кріпильні елементи та інші конструктивні з'єднання повинні або мати необхідну корозійну стійкість, або бути захищеними від корозії.

(2) Приклади мінімального протикорозійного захисту, або технічних вимог до матеріалів для різних експлуатаційних класів (див. 2.3.1.3) наведено у таблиці 4.1.

preservative treatment selected in accordance with EN 351-1 and EN 460.

NOTE 1: Preservative treatment may affect the strength and stiffness properties.

NOTE 2: Rules for specification of preservation treatments are given in EN 350-2 and EN 335.

4.2 Resistance to corrosion

(1)P Metal fasteners and other structural connections shall, where necessary, either be inherently corrosion-resistant or be protected against corrosion.

(2) Examples of minimum corrosion protection or material specifications for different service classes (see 2.3.1.3) are given in Table 4.1.

Таблиця 4.1 Приклади мінімальних технічних вимог до захисту матеріалів кріплення проти корозії (відповідно з ISO 2081)

Кріплення	Експлуатаційний клас ^b		
	1	2	3
Цвяхи і шурупи з $d \leq 4$ мм	Не застосов	Fe/Zn 12c ^a	Fe/Zn 25c ^a
Болти, нагелі, цвяхи і шурупи з $d > 4$ мм	Не застосов	Не застосов	Fe/Zn 25c ^a
Скоби	Fe/Zn 12c ^a	Fe/Zn 12c ^a	Нержавіюча сталь
Кріплення з металевих перфорованих пластин і сталевих пластин до 3 мм завтовшки	Fe/Zn 12c ^a	Fe/Zn 12c ^a	Нержавіюча сталь
Сталеві пластини від 3 мм до 5 мм завтовшки	Не застосов	Fe/Zn 12c ^a	Fe/Zn 25c ^a
Сталеві пластини більше 5 мм завтовшки	Не застосов	Не застосов	Fe/Zn 25c ^a
^a Якщо застосовується гаряче цинкування, то Fe/Zn 12c необхідно замінювати на Z275, а Fe/Zn 25c на Z350, відповідно до EN 10147			
^b Для особливо агресивних умов необхідно передбачати застосування глибшого гарячого цинкування або нержавіючої сталі.			

Table 4.1 - Examples of minimum specifications for material protection against corrosion for fasteners (related to ISO 2081)

Fastener	Service Class ⁶		
	1	2	3
Nails and screws with $d < 4$ mm	None	Fe/Zn 12c ^a	Fe/Zn 25c ^a
Bolts, dowels, nails and screws with $d > 4$ mm	None	None	Fe/Zn 25c ^a
Staples	Fe/Zn 12c ^a	Fe/Zn 12c ^a	Stainless steel
Punched metal plate fasteners and steel plates up to 3 mm thickness	Fe/Zn 12c ^a	Fe/Zn 12c ^a	Stainless steel
Steel plates from 3 mm up to 5 mm in thickness	None	Fe/Zn 12c ^a	Fe/Zn 25c ^a
Steel plates over 5 mm thickness	None	None	Fe/Zn 25c ^a

^a If hot dip zinc coating is used, Fe/Zn 12c should be replaced by Z275 and Fe/Zn 25c by Z350 in accordance with EN 10147

^b For especially corrosive conditions consideration should be given to heavier hot dip coatings or stainless steel.

Розділ 5 Основи розрахунку конструкцій Section 5 Basis of structural analysis

5.1 Загальні положення

(1)Р Розрахунки повинні здійснюватись із застосуванням розрахункових моделей (поповнюватись за необхідності випробуваннями) із використанням всіх відповідних змінних величин. Моделі повинні з належною точністю відображати роботу конструкції, відповідати загальноприйнятому рівню виконання, який повинен досягати і надійності інформації на якій ґрунтуються розрахунки.

(2) Загальний характер роботи конструкції повинен оцінюватись шляхом розрахунку наслідків дій при лінійній моделі матеріалу (пружній характер роботи).

(3) Для конструкцій, здатних перерозподіляти внутрішні зусилля через з'єднання з відповідною податливістю, можуть застосовуватись пружно-пластичні моделі розрахунку внутрішніх зусиль в елементах.

(4)Р Моделі для обчислення внутрішніх

5.1 General

(1)P Calculations shall be performed using appropriate design models (supplemented, if necessary, by tests) involving all relevant variables. The models shall be sufficiently precise to predict the structural behaviour, commensurate with the standard of workmanship likely to be achieved, and with the reliability of the information on which the design is based.

(2) The global structural behaviour should be assessed by calculating the action effects with a linear material model (elastic behaviour).

(3) For structures able to redistribute the internal forces via connections of adequate ductility, elastic-plastic methods may be used for the calculation of the internal forces in the members.

(4)P The model for the calculation of internal

зусиль у конструкції або її частині повинні враховувати вплив деформацій з'єднань.

(5) Як правило, вплив деформацій з'єднань повинен враховуватись через їх жорсткість (наприклад крутильну або передаточну), або через величини зсуву, що встановлюються як функція рівня навантаження у з'єднанні.

5.2 Елементи

(1)P При розрахунку конструкцій повинні враховуватись:

- відхилення від лінійних розмірів ;
- неоднорідності матеріалу.

ПРИМІТКА: Відхилення від лінійних розмірів і неоднорідності враховуються неявним чином методами розрахунків, наведеними у цьому нормативному документі.

(2)P Ослаблення у поперечному перерізі повинні враховуватись при перевірці міцності елемента.

(3) Послабленнями у поперечному перерізі можна знехтувати у наступних випадках:

- цвяхи і шурупи \varnothing 6 мм і менше, встановлено без попереднього висвердлювання отворів ;
- отвори у стиснутій зоні елементів заповнені матеріалом з вищими характеристиками жорсткості ніж дерева.

(4) При оцінці робочої величини поперечного перерізу у з'єднанні з багато чисельними з'єднувальними елементами, всі отвори, які знаходяться на відстані половини мінімального кроку з'єднувальних елементів, відкладеної паралельно волокну даного поперечного перерізу, повинні вважатись такими, що знаходяться у цьому перерізі.

5.3 З'єднання

(1)P Несуча здатність з'єднання повинна перевірятись з урахуванням сил і моментів між елементами, які визначено при загальному розрахунку конструкції.

(2)P Деформація з'єднання повинна бути сумісною з деформацією, що визначена загальним розрахунком конструкції.

(3)P Розрахунок конкретного з'єднання повинен враховувати характер роботи елементів, що утворюють з'єднання.

forces in the structure or in part of it shall take into account the effects of deformations of the connections.

(5) In general, the influence of deformations in the connections should be taken into account through their stiffness (rotational or translational for instance) or through prescribed slip values as a function of the load level in the connection.

5.2 Members

(1)P The following shall be taken into account by the structural analysis:

- deviations from straightness;
- inhomogeneities of the material.

NOTE: Deviations from straightness and inhomogeneities are taken into account implicitly by the design methods given in this standard.

(2)P Reductions in the cross-sectional area shall be taken into account in the member strength verification.

(3) Reductions in the cross-sectional area may be ignored for the following cases:

- nails and screws with a diameter of 6 mm or less, driven without pre-drilling;
- holes in the compression area of members, if the holes are filled with a material of higher stiffness than the wood.

(4) When assessing the effective cross-section at a joint with multiple fasteners, all holes within a distance of half the minimum fastener spacing measured parallel to the grain from a given cross-section should be considered as occurring at that cross-section.

5.3 Connections

(1)P The load-carrying-capacity of the connections shall be verified taking into account the forces and the moments between the members determined by the global structural analysis.

(2)P The deformation of the connection shall be compatible with that assumed in the global analysis.

(3)P The analysis of a connection shall take into account the behaviour of all the elements which constitute the connection.

5.4 Вироби

5.4.1 Загальні положення

(1)Р Розрахунок конструкцій повинен виконуватись із використанням статичних моделей, які враховують з достатнім рівнем точності роботу конструкцій та опор.

(2) Для рамних моделей розрахунок повинен виконуватись у відповідності з 5.4.2, або за спрощеним розрахунком у відповідності з 5.4.3 для ферм із з'єднаннями перфорованими металевими пластинами.

(3) Розрахунок плоских рам і арок за деформованою схемою повинен виконуватись у відповідності з 5.4.4.

5.4.2 Рамні конструкції

(1)Р Рамні конструкції повинні розраховуватись таким чином, щоб при визначенні сил і моментів урахувались деформації елементів та вузлів, і вплив ексцентриситетів опор та жорсткості опорних конструкцій, див. Рисунок 5.1 для визначення конфігурації конструкції та моделювання елементів.

5.4 Assemblies

5.4.1 General

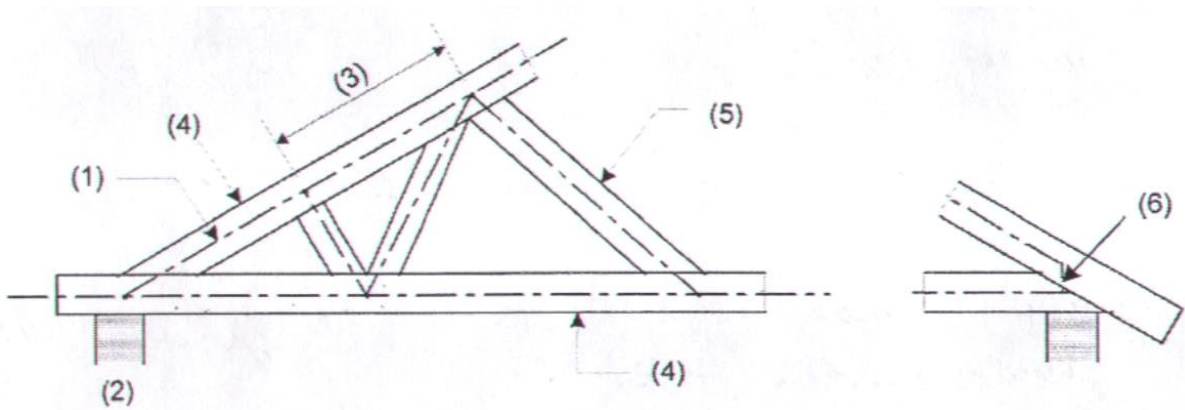
(1)P The analysis of structures shall be carried out using static models which consider to an acceptable level of accuracy the behaviour of the structure and of the supports.

(2) The analysis should be performed by frame models in accordance with 5.4.2 or by a simplified analysis in accordance with 5.4.3 for trusses with punched metal plate fasteners.

(3) Second order analysis of plane frames or arches should be performed in accordance with 5.4.4.

5.4.2 Frame structures

(1)P Frame structures shall be analysed such that the deformations of the members and joints, the influence of support eccentricities and the stiffness of the supporting structure are taken into account in the determination of the member forces and moments, see Figure 5.1 for definitions of structure configurations and model elements.



Позначення: (1) – лінія розрахункової моделі ; (2) – опора ; (3) – прольот ;
(4) – зовнішній елемент ; (5) – внутрішній елемент

Рисунок 5.1 - Приклади аналізу моделювання елементів

Key:

- (1) System line
- (2) Support
- (3) Bay
- (4) External member
- (5) Internal member
- (6) Fictitious beam element

Figure 5.1 - Examples of frame analysis model elements

- (2)P При розрахунку рам, лінії моделей всіх елементів повинні проходити в контурі профілю елемента. Для основних елементів, наприклад зовнішніх елементів ферм, лінії моделей повинні співпадати з центральними осями елементів.
- (2)P In a frame analysis, the system lines for all members shall lie within the member profile. For the main members, e.g. the external members of a truss, the system lines shall coincide with the member centre-line.
- (3)P Якщо лінії системи не співпадають з центральними осями елементів, то при перевірці міцності таких елементів повинен враховуватись вплив ексцентриситету.
- (3)P If the system lines for internal members do not coincide with the centre lines, the influence of the eccentricity shall be taken into account in the strength verification of these members.
- (4) Фіктивні балочні елементи і пружні елементи можуть використовуватись для моделювання з'єднань з ексцентриситетом та опор. Орієнтація фіктивних елементів та розміщення пружних елементів повинні якнайближче співпадати з фактичною конфігурацією вузла.
- (4) Fictitious beam elements and spring elements may be used to model eccentric connections or supports. The orientation of fictitious beam elements and the location of the spring elements should coincide as closely as possible with the actual joint configuration.
- (5) Для лінійно-пружного розрахунку, вплив початкових деформацій і наведених прогинів можна не враховувати, якщо вони враховані при перевірці міцності елемента.
- (5) In a first order linear elastic analysis, the effect of initial deformations and induced deflections may be disregarded if taken into account by the strength verification of the member.
- (6) Розрахунок рам повинен виконуватись із застосуванням відповідних величин жорсткості елементів, визначених згідно 2.2.2. Жорсткість фіктивних балочних елементів повинна відповідати реальній жорсткості з'єднань.
- (6) The frame analysis should be carried out using the appropriate values of member stiffness defined in 2.2.2. Fictitious beam elements should be assumed to have a stiffness corresponding to that of the actual connections.
- (7) Якщо крутильні деформації не мають значного впливу на розподіл сил і моментів, то вузли можна вважати жорсткими на дію закручування. В іншому випадку з'єднання, як правило, вважаються шарнірними на дію закручування.
- (7) Connections may be assumed to be rotationally stiff, if their deformation has no significant effect upon the distribution of member forces and moments. Otherwise, connections may be generally assumed to be rotationally pinned.
- (8) Передаточний зсув у вузлах, якщо він суттєво не впливає на розподіл внутрішніх сил і моментів, може не враховуватись при перевірці міцності.
- (8) Translational slip at the joints may be disregarded for the strength verification unless it significantly affects the distribution of internal forces and moments.
- (9) Зрошені з'єднання, що застосовуються у решіткових конструкціях, можуть моделюватись, як жорсткі на кручення, якщо під дією навантаження фактичний поворот не має значного впливу на зусилля в елементах. Ця вимога задовольняється, якщо виконується одна з наступних умов:
- (9) Splice connections used in lattice structures may be modelled as rotationally stiff if the actual rotation under load would have no significant effect upon member forces. This requirement is fulfilled if one of the following conditions is satisfied:
- зрошене з'єднання має несучу здатність яка відповідає, щонайменш, 1,5 кратній від комбінації зосередженої сили і моменту;
 - The splice connection has a load-carrying capacity which corresponds to at least 1,5 times the combination of applied force and moment

- зрощене з'єднання має несучу здатність, що відповідає, щонайменш, несучій здатності від комбінації зосередженої сили і моменту, при умові, що дерев'яні елементи не піддаються напруженням згину, більшим ніж у 0,3 рази міцності елемента на згин, і стійкість виробу буде забезпечена, якщо всі з'єднання будуть шарнірними.

5.4.3 Спрощений розрахунок ферм із з'єднаннями з перфорованих металевих пластин

(1) Спрощений розрахунок трикутних ферм повинен задовольняти наступні умови:

- відсутні будь-які вхідні кути у зовнішньому профілі;
- ширина опор знаходиться у межах довжини a_1 , а відстань a_2 на рисунку 5.2 не більше ніж $a_1/3$, або 100 мм, від більшої із величин;
- висота ферми більша ніж 0,15 величини прольоту і в 10 раз – максимальної висоти перерізу зовнішнього елемента.

(2) Осьові зусилля в елементах повинні визначатись при умові, що всі вузли з'єднані шарнірно.

(3) Згинальні моменти у одно прольотному елементі повинні визначатись при умові, що вузли з'єднані шарнірно. Згинальні моменти в елементах, які є нерозрізними на декілька прольотів, повинні визначатись при умові, що елемент є балкою з одною шарнірно-рухомою опорою у кожному вузлі. Вплив прогину у вузлах і часткове защемлення у з'єднанні повинні враховуватись шляхом 10 %-го зменшення моментів на внутрішніх опорах елемента. Моменти на внутрішніх опорах повинні використовуватись для обчислення згинальних моментів у прольотах.

- The splice connection has a load-carrying capacity which corresponds to at least the combination of applied force and moment, provided that the timber members are not subject to bending stresses which are greater than 0,3 times the member bending strength, and the assembly would be stable if all such connections acted as pins.

5.4.3 Simplified analysis of trusses with punched metal plate fasteners

(1) A simplified analysis of fully triangulated trusses should comply with the following conditions:

- there are no re-entrant angles in the external profile;
- the bearing width is situated within the length a_1 and the distance a_2 in Figure 5.2 is not greater than $a_1/3 >$ or 100 mm, whichever is the greater;

- the truss height is greater than 0,15 times the span and 10 times the maximum external member depth.

(2) The axial forces in the members should be determined on the basis that every node is pin-jointed.

(3) The bending moments in single-bay members should be determined on the basis that the end nodes are pin-jointed. Bending moments in members that are continuous over several bays should be determined on the basis that the member is a beam with a simple support at each node. The effect of deflection at the nodes and partial fixity at the connections should be taken into account by a reduction of 10 % of the moments at the inner supports of the member. The inner support moments should be used to calculate the span bending moments.

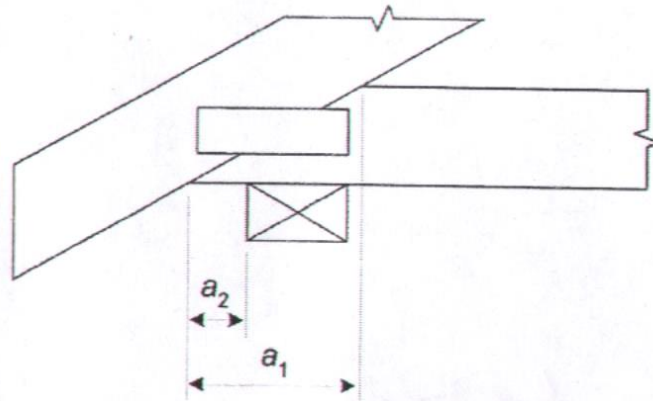


Рисунок 5.2 Геометричні розміри опори

Figure 5.2 - Geometry of support

5.4.4 Плоскі рами і арки

(1) Застосовуються вимоги 5.2. Необхідно враховувати вплив наведених прогинів на внутрішні сили і моменти.

(2) Врахування впливу наведених прогинів на внутрішні сили і моменти може враховуватись виконанням лінійного розрахунку за деформованою схемою при наступних припущеннях:

- вважається, що дефекти форми повинні відповідати певним початковим деформаціям, які знаходяться через прикладання до конструкції, або її відповідних частин, певного кута нахилу ϕ спільно з певною початковою синусоїдальною кривизною між вузлами конструкції, що відповідає максимальному ексцентриситету e ;

- мінімальна величина ϕ (в радіанах) повинна прийматись як

$$\phi = 0,005 \quad \text{для } h \leq 5\text{м}$$

$$\phi = 0,005 \sqrt{5/h} \quad \text{для } h > 5\text{м}$$

де h – висота конструкції або довжина елемента, в м.

- мінімальна величина e повинна прийматись, як $e = 0,0025 \cdot l$

Приклади прийнятих початкових відхилень у геометрії і прогинах від l наведено на

5.4.4 Plane frames and arches

(1) The requirements of 5.2 apply. The effects of induced deflection on internal forces and moments shall be taken into account.

(2) The effects of induced deflection on internal forces and moments may be taken into account by carrying out a second order linear analysis with the following assumptions:

- the imperfect shape of the structure should be assumed to correspond to an initial deformation which is found by applying an angle ϕ of inclination to the structure or relevant parts, together with an initial sinusoidal curvature between the nodes of the structure corresponding to a maximum eccentricity e .

- the value of ϕ in radians should as a minimum be taken as

$$\phi = 0,005 \quad \text{для } h \leq 5\text{м}$$

$$\phi = 0,005 \sqrt{5/h} \quad \text{для } h > 5\text{м}$$

where h is the height of the structure or the length of the member, in m.

- the value of e should as a minimum be taken as: $e = 0,0025 \cdot l$

Examples of assumed initial deviations in the geometry and the definition of l are given in Figure

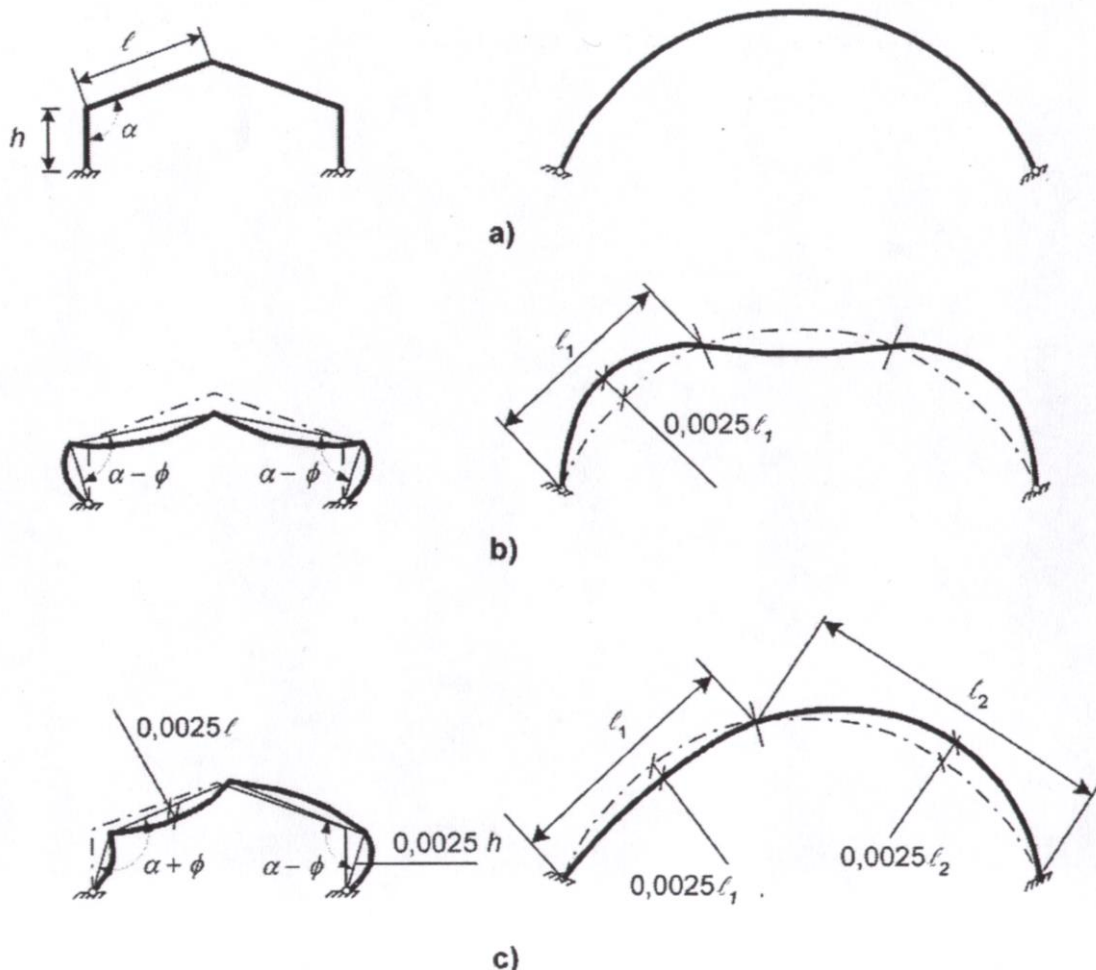


Рисунок 5.3 - приклади прийнятих початкових відхилень у геометрії для рам (а), відповідно до симетричного навантаження (б) і несиметричного (с)

Figure 5.3 - Examples of assumed initial deviations in the geometry for a frame (a), corresponding to a symmetrical load (b) and non-symmetrical load (c)

Розділ 6 Граничні стани за міцністю і стійкістю

Section 6 Ultimate limit states

6.1 Розрахунок поперечних перерізів при дії головних напружень

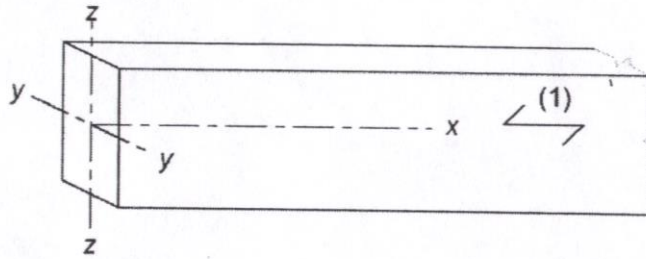
6.1 Design of cross-sections subjected to stress in one principal direction

6.1.1 Загальні положення

6.1.1 General

(1) Стаття 6.1 поширюється на цільну деревину, клеєні пиломатеріали або вироби на основі деревини, постійного поперечного перерізу, волокна яких направлені практично паралельно довжині елемента. Припускається, що елемент знаходиться під дією напружень у напрямку тільки однієї з його головних осей (див. Рисунок 6.1).

(1) Clause 6.1 applies to straight solid timber, glued laminated timber or wood-based structural products of constant cross-section, whose grain runs essentially parallel to the length of the member. The member is assumed to be subjected to stresses in the direction of only one of its principal axes (see Figure 6.1).



Позначення: (1) – напрям волокон

Рисунок 6.1 - Осі елемента

Key:

(1) direction of grain

Figure 6.1 - Member Axes

6.1.2 Розтяг паралельно волокнам

(1)P Повинна задовольнятися наступна умова:

$$\sigma_{t,0,d} \leq f_{t,0,d} \quad (6.1)$$

де:

$\sigma_{t,0,d}$ - розрахункове напруження розтягу поздовж волокон,

$f_{t,0,d}$ - розрахунковий опір розтягу поздовж волокон.

6.1.2 Tension parallel to the grain

(1)P The following expression shall be satisfied:

where:

$\sigma_{t,0,d}$ is the design tensile stress along the grain;

$f_{t,0,d}$ is the design tensile strength along the grain.

6.1.3 Розтяг перпендикулярно волокнам

(1)P Повинен враховуватись вплив розмірів елемента

6.1.4 Стиск паралельно волокнам

(1)P Повинна задовольнятися наступна умова:

6.1.3 Tension perpendicular to the grain

(1)P The effect of member size shall be taken into account.

6.1.4 Compression parallel to the grain

(1)P The following expression shall be satisfied:

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d} \quad (6.2)$$

де:

$\sigma_{c,0,d}$ - розрахункове напруження стиску поздовж волокон,

$f_{c,0,d}$ - розрахунковий опір стиску поздовж волокон.

ПРИМІТКА: Правила стосовно стійкості елементів наведено у 6.3.

6.1.5 Стиск перпендикулярно волокнам

(1)Р Повинна задовольнятися наступна умова:

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90,d}$$

де:

$\sigma_{c,90,d}$ - розрахункові напруження стиску у зоні контакту перпендикулярно волокну;

$f_{c,90,d}$ - розрахунковий опір стиску перпендикулярно волокну;

$k_{c,90}$ - коефіцієнт, що враховує конфігурацію навантаження, можливість розколювання і ступінь стискаючих деформацій

(2) У разі, якщо не застосовується конфігурація елемента наведена у наступних параграфах, значення $k_{c,90}$ повинно прийматись 1,0. У зазначених випадках значення $k_{c,90}$ може бути аж до граничної величини $k_{c,90} = 4,0$.

ПРИМІТКА: Якщо застосовується більше значення $k_{c,90}$, і зона контакту простягається на всю ширину елемента b , результуюча деформація стиску при граничному стані за міцністю буде становити приблизно 10 % від висоти перерізу елемента.

(3) Для вільно обпертого балочного елемента (див. Рисунок 6.2), коефіцієнт $k_{c,90}$ повинен визначатись за наступними виразами:

- якщо відстань від грані опори до кінця балки $a_i \leq h/3$,

$$k_{c,90} = \left(2,38 - \frac{l}{250} \right) \left(1 + \frac{h}{12l} \right)$$

where:

$\sigma_{c,0,d}$ is the design compressive stress along the grain;

$f_{c,0,d}$ is the design compressive strength along the grain.

NOTE: Rules for the instability of members are given in 6.3.

6.1.5 Compression perpendicular to the grain

(1)P The following expression shall be satisfied:

$$(6.3)$$

where:

$\sigma_{c,90,d}$ is the design compressive stress in the contact area perpendicular to the grain;

$f_{c,90,d}$ is the design compressive strength perpendicular to the grain;

$k_{c,90}$ is a factor taking into account the load configuration, possibility of splitting and degree of compressive deformation.

(2) The value of $k_{c,90}$ should be taken as 1,0, unless the member arrangements in the following paragraphs apply. In these cases the higher value of $k_{c,90}$ specified may be taken, up to a limiting value of $k_{c,90} = 4,0$.

NOTE: When a higher value of $k_{c,90}$ is used, and contact extends over the full member width b , the resulting compressive deformation at the ultimate limit state will be approximately 10 % of the member depth.

(3) For a beam member resting on supports (see Figure 6.2), the factor $k_{c,90}$ should be calculated from the following expressions:

- When the distance from the edge of a support to the end of a beam $a \leq h/3$:

$$(6.4)$$

- для внутрішньої опори,

At internal supports:

$$k_{c,90} = \left(2,38 - \frac{l}{250}\right) \left(1 + \frac{h}{6l}\right) \quad (6.5)$$

де:

l – довжина контакту в мм;
 h – висота перерізу в мм

where:

l is the contact length in mm;
 h is member depth in mm.

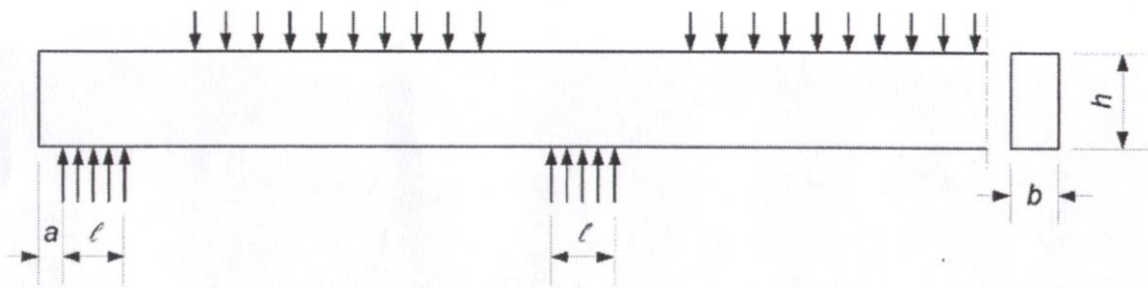


Рисунок 6.2 - Балка на опорах

Figure 6.2 - Beam on supports

(4) Для елемента з $h \leq 2,5b$, якщо зосереджена сила, що передається на всю ширину елемента b , прикладена безпосередньо до однієї площини, і через безперервне або дискретне обпирання до протилежної сторони, див. Рисунок 6.3, коефіцієнт $k_{c,90}$ визначається виразом:

(4) For a member with a depth $h < 2,5b$ where a concentrated force with contact over the full width b of the member is applied to one face directly over a continuous or discrete support on the opposite face, see Figure 6.3, the factor $k_{c,90}$ is given by:

$$k_{c,90} = \left(2,38 - \frac{l}{250}\right) \left(\frac{l_{ef}}{l}\right)^{0,5} \quad (6.6)$$

де:

l_{ef} – фактична довжина розподілу, в мм, див (5) нижче;
 l – довжина контакту, див. Рисунок 6.3, в мм.

where:

l_{ef} is the effective length of distribution, in mm, see (5) below;
 l is the contact length, see Figure 6.3, in mm.

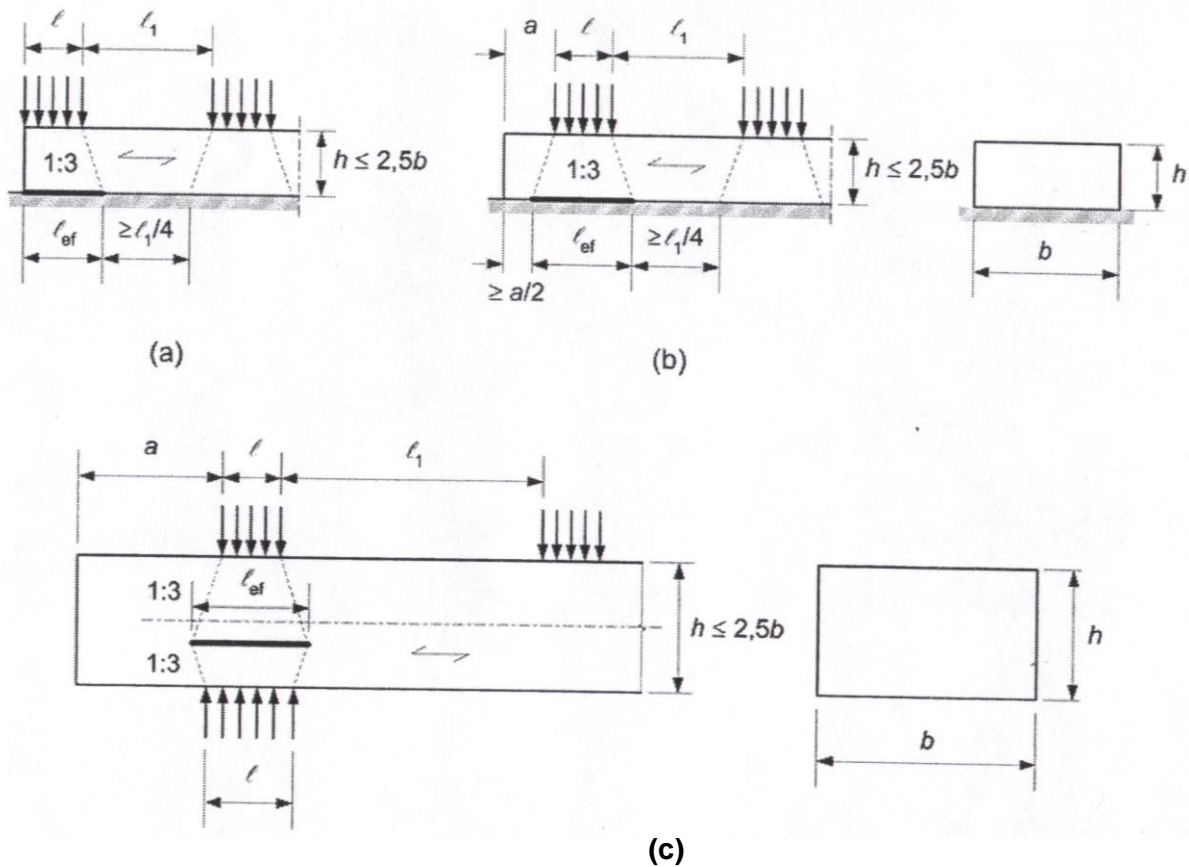


Рисунок 6.3 -Визначення робочих довжин для елементів з $h/b \leq 2,5$, (a) і (b) - суцільна опора, (c) – дискретна опора

Figure 6.3 - Determination of effective lengths for a member with $h/b \leq 2,5$, (a) and (b) continuous support, (c) discrete supports

(5) Робоча довжина прикладання навантаження l_{ef} повинна визначатись за лінією розподілу напружень, яка має вертикальний нахил 1:3 по висоті перерізу h , але обмежена відстанню $a/2$ від будь-якого кінця, або відстанню $l_1/4$ від будь-якої прилеглої стиснутої зони, див. Рисунок 6.3а і б.

Для особливих випадків розташування сил, наведених нижче, робоча довжина становить:

- для навантажень прилеглих до кінця елемента, див. Рисунок 6.3а

(5) The effective length of distribution $4f$ should be determined from a stress dispersal line with a vertical inclination of 1:3 over the depth h , but curtailed by a distance of $a/2$ from any end, or a distance of $l_1/4$ from any adjacent compressed area, see Figure 6.3a and b.

For the particular positions of forces below, the effective length is given by:

- for loads adjacent to the end of the member, see Figure 6.3a

$$l_{ef} = l + \frac{h}{3} \quad (6.7)$$

- якщо відстань від грані зосередженого навантаження до кінця елемента a становить $\geq \frac{2}{3}h$, див. рисунок 6.3b

- when the distance from the edge of a concentrated load to the end of the member a , $\geq \frac{2}{3}h$, see Figure 6.3b

$$l_{ef} = l + \frac{2h}{3}, \quad (6.8)$$

де h – висота перерізу елемента, або 40 мм; приймається більша з величин.

where h is the depth of the member or 40 mm, whichever is the largest.

Для елементів з дискретними опорами, при умові, що $a \geq h$ $l_1 \geq 2h$, див рисунок 6.3c, робоча довжина обчислюється як:

For members on discrete supports, provided that $a \geq h$ and $l_1 \geq 2h$, see Figure 6.3c, the effective length should be calculated as:

$$l_{ef} = 0,5 \left(l + l_s + \frac{2h}{3} \right) \quad (6.9)$$

де h - висота перерізу елемента, або 40мм; приймається більша з величин.

ewhere h is the depth of the member or 40 mm, whichever is the largest.

(б) Для елемента з висотою перерізу $h > 2b$, завантаженого зосередженою стискаючою силою з двох протилежних сторін, як показано на рисунку 6.4b, або стискаючою зосередженою силою з однієї сторони і постійною опорою з іншої, див. рисунок 6.4a, коефіцієнт $k_{c,90}$ повинен обчислюватись згідно з виразом (6.10), при забезпеченні виконання наступних умов:

(б) For a member with a depth $h > 2,5b$ loaded with a concentrated compressive force on two opposite sides as shown in Figure 6.4b, or with a concentrated compressive force on one side and a continuous support on the other, see Figure 6.4a, the factor $k_{c,90}$ should be calculated according to expression (6.10), provided that the following conditions are fulfilled:

- стискаюча сила прикладена по всій ширині b елемента;

- the applied compressive force occurs over the full member width b ;

- довжина зони контакту l – менша більшої з величин – h або 100 мм:

- the contact length l is less than the greater of h or 100 mm:

$$k_{c,90} = \frac{l_{ef}}{l} \quad (6.10)$$

де:

l – довжина зони контакту, згідно з рисунком 6.4;

l_{ef} – фактична довжина розподілу, згідно з рисунком 6.4.

Фактична довжина розподілу не повинна поширюватись більше ніж на l або за грань довжини зони контакту.

(7) Для елементів, чия висота перерізу змінюється лінійно за опору (напр., нижні пояси ферм у опорному вузлі), h повинна прийматись рівною висоті елемента біля осі опори, а фактична довжина l_{ef} - дорівнює довжині контакту l .

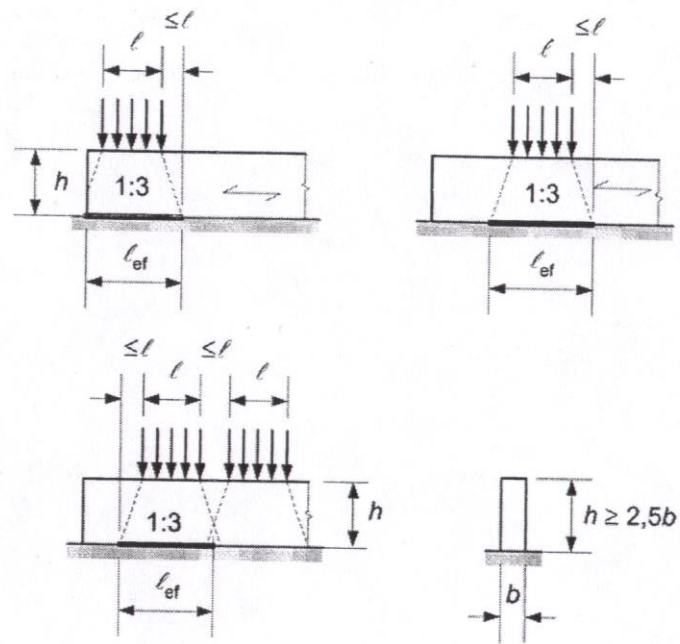
where:

l is the contact length according to Figure 6.4;

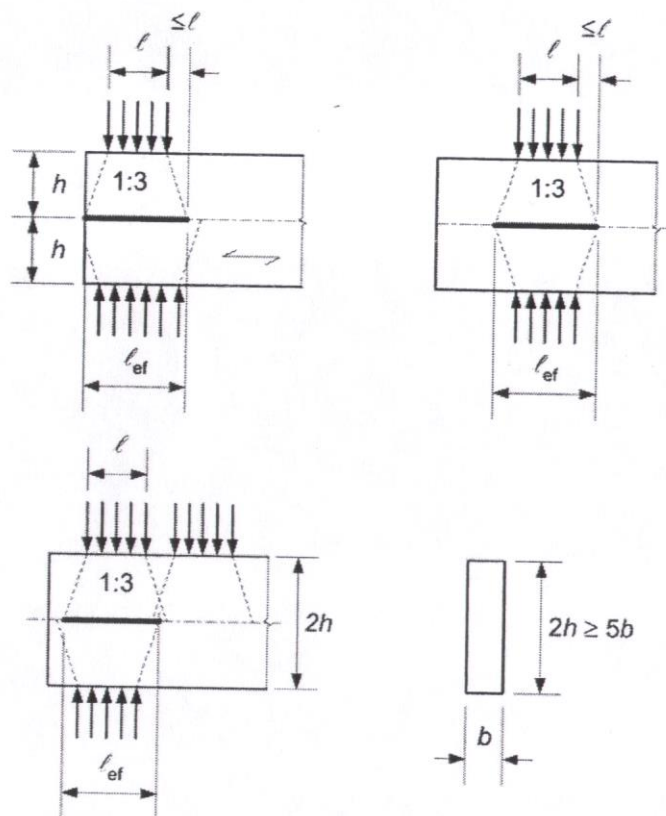
l_{ef} is the effective length of distribution according to Figure 6.4.

The effective length of distribution should not extend by more than l beyond either edge of the contact length.

(7) For members whose depth varies linearly over the support (e.g. bottom chords of trusses at the heel joint), the depth h should be taken as the member depth at the centreline of the support, and the effective length l_{ef} should be taken as equal to the contact length l .



(a)



(b)

Рисунок 6.4 - Визначення робочих довжин для елементів з $h/b > 2,5$ (a) – при суцільній опорі (b) – при дискретних опорах

Figure 6.4 - Determination of effective lengths for a member with $h/b > 2,5$ on (a) a continuous support, (b) discrete supports

6.1.6 Згин

(1)Р Повинні задовольнятися наступні умови:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (6.11)$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (6.12)$$

де:

$\sigma_{m,y,d}$ $\sigma_{m,z,d}$ - розрахункові напруження згину відносно головних осей, як показано на рисунку 6.1.

$f_{m,y,d}$ $f_{m,z,d}$ - відповідні розрахункові опори на згин/

ПРИМІТКА: Коефіцієнт k_m враховує перерозподіл напружень і вплив неоднорідності матеріалу у поперечному перерізі

(2) Значення коефіцієнта k_m повинні прийматись:

- Для цільної деревини, клеєної деревини і фанерованих пиломатеріалів (LVL)

для прямокутних перерізів: $k_m = 0,7$

для інших перерізів: $k_m = 1,0$

Для решти конструкційних виробів на основі деревини та всіх перерізів: $k_m = 1,0$

(3)Р Необхідно виконувати перевірку за умовою хиткості (див.6.3).

6.1.7 Зсув

(1)Р Для зсуву з компонентою напружень паралельною волокну, див. рисунок 6.5(a), а також для зсуву з обома компонентами напружень перпендикулярно до волокна, див. рисунок 6.5(b), повинні задовольнятися наступні умови:

6.1.6 Bending

(1)P The following expressions shall be satisfied:

where:

$\sigma_{m,y,d}$ and $\sigma_{m,z,d}$ are the design bending stresses about the principal axes as shown in Figure 6.1;

$f_{m,y,d}$ and $f_{m,z,d}$ are the corresponding design bending strengths.

NOTE: The factor k_m makes allowance for re-distribution of stresses and the effect of inhomogeneities of the material in a cross-section.

(2) The value of the factor should be taken as follows:

For solid timber, glued laminated timber and LVL:

for rectangular sections: $k_m = 0,7$

for other cross-sections: $k_m = 1,0$

For other wood-based structural products, for all cross-sections: $k_m = 1,0$

(3)P A check shall also be made of the instability condition (see 6.3).

6.1.7 Shear

(1)P For shear with a stress component parallel to the grain, see Figure 6.5(a), as well as for shear with both stress components perpendicular to the grain, see Figure 6.5(b), the following expression shall be satisfied:

$$\tau_d \leq f_{v,d} \quad (6.13)$$

де:

τ_d - розрахункове напруження зсуву;

$f_{v,d}$ - розрахунковий опір зсуву для конкретних умов.

ПРИМІТКА: Розрахунковий опір зсуву при коченні приблизно рівний подвійній величині опору на розтяг перпендикулярно волокну.

where:

τ_d is the design shear stress;

$f_{v,d}$ is the design shear strength for the actual condition.

NOTE: The shear strength for rolling shear is approximately equal to twice the tension strength perpendicular to grain.

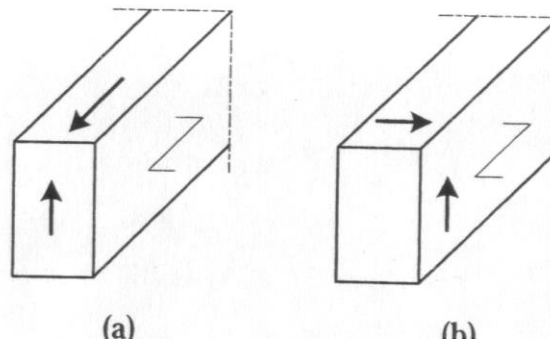


Рисунок 6.5 - (а) Елемент із складовою напруження зсуву паралельною волокну, (б) Елемент з обома компонентами напружень перпендикулярними волокну (зсув кочення)
Figure 6.5 - (a) Member with a shear stress component parallel to the grain (b) Member with both stress components perpendicular to the grain (rolling shear)

(2) Біля опор, внеском у загальне зусилля зсуву зосередженої сили F , що діє на верхню сторону балки в межах відстані h або h_{ef} від грані опори, можна знехтувати (див. рисунок 6.6). Для балок з врубамі на опорах таке зменшення зусиль зсуву застосовується тільки у разі, якщо вруб знаходиться з протилежної від опори сторони.

(2) At supports, the contribution to the total shear force of a concentrated load F acting on the top side of the beam and within a distance h or h_{ef} from the edge of the support may be disregarded (see Figure 6.6). For beams with a notch at the support this reduction in the shear force applies only when the notch is on the opposite side to the support.

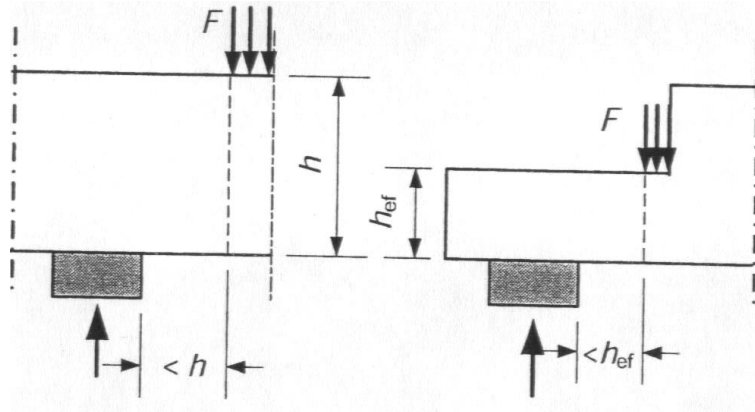


Рисунок 6.6 - (а)- Умови на опорі, при яких можна знехтувати зосередженою силою F при визначенні зусиль зсуву

Figure 6.6 - Conditions at a support, for which the concentrated force F may be disregarded in the calculation of the shear force

6.1.8 Кручення

(1)Р Повинні задовольнятися наступні вирази:

6.1.8 Torsion

(1)P The following expression shall be satisfied:

$$\tau_{\text{tor,d}} \leq k_{\text{shape}} f_{v,d} \quad (6.14)$$

при
with

$$k_{\text{shape}} = \begin{cases} 1,2 \\ \min \left\{ \begin{array}{l} 1+0,15 \frac{h}{b} \\ 2,0 \end{array} \right. \end{cases} \quad (6.15)$$

де:

$\tau_{\text{tor,d}}$ - розрахункове напруження при крученні;

$f_{v,d}$ - розрахунковий опір зсуву;

k_{shape} - коефіцієнт, що залежить від форми поперечного перерізу

h - більший розмір поперечного перерізу;

b - менший розмір поперечного перерізу.

6.2 Розрахунок поперечних перерізів на дію складного напруженого стану

6.2.1 Загальні положення

(1)Р Стаття 6.2 застосовується для прямої цільної деревини, дощато-клеєної або конструкційних виробів на основі деревини, постійного поперечного перерізу, волокна якої практично паралельні довжині елемента. Припускається, що елемент піддається дії напружень від складних дій або напружень, що діють у напрямі двох, або трьох його головних осей.

6.2.2 Стискаючі напруження під кутом до волокна

(1)Р Повинна враховуватись взаємодія між стискаючими напруженнями у двох, або більше напрямках.

(2) Стискаючі напруження під кутом α до волокна (див. рисунок 6.7), повинні задовольняти наступні вирази:

$$\sigma_{c,\alpha,d} \leq \frac{f_{c,0,d}}{\frac{f_{c,0,d}}{k_{c,90} f_{c,90,d}} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (6.16)$$

де:

$\sigma_{c,\alpha,d}$ - стискаючі напруження під кутом α до волокна;

$k_{c,90}$ - коефіцієнт, наведений у 6.1.5, який враховує вплив будь-яких напружень, перпендикулярних до волокна.

where:

$\tau_{\text{tor,d}}$ is the design torsional stress;

$f_{v,d}$ is the design shear strength;

k_{shape} is a factor depending on the shape of the cross-section;

h is the larger cross-sectional dimension;

b is the smaller cross-sectional dimension.

6.2 Design of cross-sections subjected to combined stresses

6.2.1 General

(1)P Clause 6.2 applies to straight solid timber, glued laminated timber or wood-based structural products of constant cross-section, whose grain runs essentially parallel to the length of the member. The member is assumed to be subjected to stresses from combined actions or to stresses acting in two or three of its principal axes.

6.2.2 Compression stresses at an angle to the grain

(1)P Interaction of compressive stresses in two or more directions shall be taken into account.

(2) The compressive stresses at an angle α to the grain, (see Figure 6.7), should satisfy the following expression:

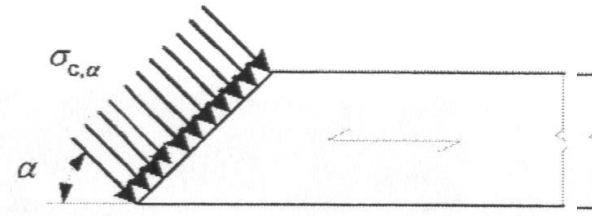


Рисунок 6.7 - Стискаючі напруження під кутом до волокна
Figure 6.7 - Compressive stresses at an angle to the grain

6.2.3 Спільна дія згину та осьового розтягу

6.2.3 Combined bending and axial tension

(1)Р Повинні задовольнятися наступні умови:

(1)P The following expressions shall be satisfied:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (6.17)$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (6.18)$$

(2) Застосовуються величини k_m наведені у 6.1.6.

(2) The values of k_m given in 6.1.6 apply.

6.2.4 Спільна дія згину та осьового стиску

6.2.4 Combined bending and axial compression

(1)Р Повинні задовольнятися наступні умови:

(1)P The following expressions shall be satisfied:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (6.19)$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (6.20)$$

(2)Р Застосовуються величини k_m наведені у 6.1.6.

(2)P The values of k_m given in 6.1.6 apply.

ПРИМІТКА: У 6.3 приведено метод перевірки стійкості

NOTE: To check the instability condition, a method is given in 6.3.

6.3 Стійкість елементів

6.3 Stability of members

6.3.1 Загальні положення

6.3.1 General

(1)Р Згинаючі напруження, спричинені початковою кривизною, ексцентриситетами і прогинами, що виникли, повинні враховуватись на додаток до напружень від будь-якого поперечного навантаження.

(1)P The bending stresses due to initial curvature, eccentricities and induced deflection shall be taken into account, in addition to those due to any lateral load.

(2)Р Стійкість колон і поперечна стійкість на кручення повинні перевірятись із застосуванням характеристичних показників, напр., $E_{0,05}$.

(2)P Column stability and lateral torsional stability shall be verified using the characteristic properties, e.g. $E_{0,05}$

(3) Стійкість колон на дію стиску або спільну дію стиску і згину повинна перевірятись у відповідності до 6.3.2.

(3) The stability of columns subjected to either compression or combined compression and bending should be verified in accordance with 6.3.2.

(4) Поперечна стійкість на кручення балок під дією згину або спільно згину та стиску повинна перевірятись у відповідності до 6.3.3.

(4) The lateral torsional stability of beams subjected to either bending or combined bending and compression should be verified in accordance with 6.3.3.

6.3.2 Стійкість колон на дію стиску або спільну дію стиску і згину

6.3.2 Columns subjected to either compression or combined compression and bending

(1) Відносна гнучкість повинна визначатись як:

(1) The relative slenderness ratios should be taken as:

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \quad (6.21)$$

i
and

$$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \quad (6.22)$$

де

λ_y і $\lambda_{rel,y}$ - гнучкості при згині відносно осі y (прогин у напрямку осі z);

λ_z і $\lambda_{rel,z}$ - гнучкості при згині відносно осі z (прогин у напрямку осі y);

$E_{0,05}$ - п'яти відсоткова величина модуля пружності паралельно волокнам.

(2) Якщо значення гнучкості $\lambda_{rel,z} \leq 0,3$ і $\lambda_{rel,y} \leq 0,3$, то напруження повинні задовольняти вирази (6.19) і (6.20) у 6.2.4.

(3) У всіх інших випадках, які будуть зростати внаслідок прогину, повинні задовольняти наступні вирази:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (6.23)$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (6.24)$$

де символи визначаються за наступними виразами

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} \quad (6.25)$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} \quad (6.26)$$

$$k_y = 0,5 \left(1 + \beta_c (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2 \right) \quad (6.27)$$

$$k_z = 0,5 \left(1 + \beta_c (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2 \right) \quad (6.28)$$

де:

β_c - коефіцієнт для елементів у межах границь прямолінійності, визначених у розділі 10;

where:

λ_y and $\lambda_{rel,y}$ are slenderness ratios corresponding to bending about the y -axis (deflection in the z -direction);

λ_z and $\lambda_{rel,z}$ are slenderness ratios corresponding to bending about the z -axis (deflection in the y -direction);

$E_{0,05}$ is the fifth percentile value of the modulus of elasticity parallel to the grain.

(2) Where both $\lambda_{rel,z} \leq 0,3$ and $\lambda_{rel,y} \leq 0,3$ the stresses should satisfy the expressions (6.19) and (6.20) in 6.2.4.

(3) In all other cases the stresses, which will be increased due to deflection, should satisfy the following expressions:

where the symbols are defined as follows:

where:

β_s is a factor for members within the straightness limits defined in Section 10:

$$\beta_c = \begin{cases} 0,2 & \text{for solid timber, для цільної деревини} \\ & \text{для цільної деревини} \\ 0,1 & \text{for glued laminated timber and LVL} \\ & \text{для клеєної ламінованої деревини та LVL} \end{cases} \quad (6.29)$$

k_m - наведено у 6.1.6.

k_m as given in 6.1.6.

6.3.3 Балки під дією згину або спільно згину і стиску

6.3.3 Beams subjected to either bending or combined bending and compression

(1)Р Стійкість на поперечне кручення повинна перевірятись для обох випадків, коли виникає тільки момент M_y відносно осі y , і при спільній дії моменту M_y та стискаючої сили N_c .

(1)P Lateral torsional stability shall be verified both in the case where only a moment M_y exists about the strong axis y and where a combination of moment M_y and compressive force N_c exists.

(2) Відносна гнучкість при згині повинна прийматись як:

(2) The relative slenderness for bending should be taken as:

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} \quad (6.30)$$

де $\sigma_{m,crit}$ – критичне стискаюче напруження обчислене згідно з класичною теорією стійкості при застосуванні п'яти відсоткових величин жорсткості.

where $\sigma_{m,crit}$ -is the critical bending stress calculated according to the classical theory of stability, using 5-percentile stiffness values.

Критичні стискаючі напруження повинні визначатись як:

The critical bending stress should be taken as:

$$\sigma_{m,crit} = \frac{M_{y,crit}}{W_y} = \frac{\pi \sqrt{E_{0,05} I_z G_{0,05} I_{tor}}}{l_{ef} W_y} \quad (6.31)$$

де:

where:

$E_{0,05}$ - 5-ти відсоткова величина модуля пружності паралельно волокнам;

$E_{0,05}$ is the fifth percentile value of modulus of elasticity parallel to grain;

$G_{0,05}$ - 5-ти відсоткова величина модуля зсуву паралельно волокнам;

$G_{0,05}$ is the fifth percentile value of shear modulus parallel to grain;

I_z - момент інерції відносно слабшої осі z ;

I_z is the second moment of area about the weak axis z .

I_{tor} - момент інерції кручення.

I_{tor} is the torsional moment of inertia;

l_{ef} - розрахункова довжина балки у залежності від умов обпирання і конфігурації навантаження, відповідно до таблиці 6.1;

W_y - момент опору відносно «сильної осі» y .

Для хвойних порід з цільним прямокутним перерізом $\sigma_{m,crit}$ повинні визначатись як:

$$\sigma_{m,crit} = \frac{0,78b^2}{hl_{ef}} E_{0,05} \quad (6.32)$$

де:

b - ширина балки;

h - висота балки.

(3) У випадку, коли діє тільки момент M_y відносно «сильної осі» y , напруження повинні задовольняти наступні вирази:

$$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} f_{m,d} \quad (6.33)$$

де:

$\sigma_{m,d}$ - розрахункові згинаючі напруження;

$f_{m,d}$ - розрахунковий опір згину;

k_{crit} - коефіцієнт, що враховує зниження опору згину внаслідок випучування із площини.

l_{ef} is the effective length of the beam, depending on the support conditions and the load configuration, according to Table 6.1;

W_y is the section modulus about the strong axis y .

For softwood with solid rectangular cross-section, $\sigma_{m,crit}$ should be taken as:

where:

b is the width of the beam;

h is the depth of the beam.

(3) In the case where only a moment M_y exists about the strong axis y , the stresses should satisfy the following expression:

where:

$\sigma_{m,d}$ is the design bending stress;

$f_{m,d}$ is the design bending strength;

k_{crit} is a factor which takes into account the reduced bending strength due to lateral buckling.

Таблиця 6.1 - Розрахункова довжина як співвідношення до прольоту

Тип балки	Тип навантаження	l_{ef} / l^a
Балка на двох опорах	Постійний момент	1,0
	Рівномірно розподілене навантаження	0,9
	Зосереджена сила у середині прольоту	0,8
Консоль	Рівномірно розподілене навантаження	0,5
	Зосереджена сила у вільного кінця	0,8

^a Співвідношення між фактичною довжиною l_{ef} і прольотом l є обґрунтованим для балок із закріпленими від кручення опорами і навантаженням біля центра ваги. Якщо навантаження прикладене до стиснутої грані балки, l_{ef} збільшується на $2h$, при навантаженні до розтягнутої грані балки може збільшуватись на $0,5h$.

Table 6.1 - Effective length as a ratio of the span

Beam type	Loading type	l_{ef}/l^a
Simply supported	Constant moment	1,0
	Uniformly distributed load	0,9
	Concentrated force at the middle of the span	0,8
Cantilever	Uniformly distributed load	0,5
	Concentrated force at the free end	0,8

^a The ratio between the effective length l_{ef} and the span l is valid for a beam with torsionally restrained supports and loaded at the centre of gravity. If the load is applied at the compression edge of the beam, l_{ef} should be increased by $2h$ and may be decreased by $0,5h$ for a load at the tension edge of the beam.

(4) Для балок з початковим відхиленням від прямолінійності із площини в межах границь, визначених у розділі 10, k_{crit} може визначатись із виразу (6.34).

(4) For beams with an initial lateral deviation from straightness within the limits defined in Section 10, k_{crit} may be determined from expression (6.34)

$$k_{crit} = \begin{cases} 1 & \text{для } \lambda_{rel,m} \leq 0,75 \\ 1,56 - 0,75\lambda_{rel,m} & \text{для } 0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4 \\ \frac{1}{\lambda_{rel,m}^2} & \text{для } 1,4 < \lambda_{rel,m} \end{cases}$$

(5) Коефіцієнт k_{crit} для балок може прийматись рівним 1,0, якщо переміщення їх стиснутих граней виключено на всій їх довжині, і виключено повороти від кручення на опорах.

(5) The factor may be taken as 1,0 for a beam where lateral displacement of its compressive edge is prevented throughout its length and where torsional rotation is prevented at its supports.

(6) У випадку, коли має місце спільна дія моменту M_y відносно «сильної» осі y , і стискаючої сили N_c , напруження повинні задовольняти наступну умову:

(6) In the case where a combination of moment M_y about the strong axis y and compressive force N_c exists, the stresses should satisfy the following expression:

$$\left(\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} f_{m,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{c,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} \leq 1 \quad (6.35)$$

де:

- $\sigma_{m,d}$ - розрахункові згинальні напруження;
- $\sigma_{c,d}$ - розрахункові стискаючі напруження;
- $f_{c,0,d}$ - розрахунковий опір стиску паралельно волокнам;
- $k_{c,z}$ - визначається за виразом (6.26).

where:

- $\sigma_{m,d}$ is the design bending stress;
- $\sigma_{c,d}$ is the design compressive stress;
- $f_{c,0,d}$ is the design compressive strength parallel to grain;
- $k_{c,z}$ is given by expression (6.26).

6.4 Розрахунок поперечних перерізів елементів із перерізами змінної або криволінійної форми

6.4 Design of cross-sections in members with varying cross-section or curved shape

6.4.1 Загальні положення

6.4.1 General

- (1)P Необхідно враховувати впливи спільної дії осьової сили та згинального моменту.
- (2) Відповідні частини необхідно перевірити за 6.2 і 6.3.
- (3) Напруження у поперечному перерізі від осьової сили можна визначати за

- (1)P The effects of combined axial force and bending moment shall be taken into account.
- (2) The relevant parts of 6.2 and 6.3 should be verified.
- (3) The stress at a cross-section from an axial force may be calculated from

$$\sigma_N = \frac{N}{A} \quad (6.36)$$

де:

- σ_N - осьовий тиск
- N - осьова сила
- A - площа поперечного перерізу.

where:

- σ_N is the axial stress;
- N is the axial force;
- A is the area of the cross-section.

6.4.2 Односкатні балки

6.4.2 Single tapered beams

- (1)P Вплив нахилу на згинальні напруження паралельно площині повинен враховуватись

- (1)P The influence of the taper on the bending stresses parallel to the surface shall be taken into account.

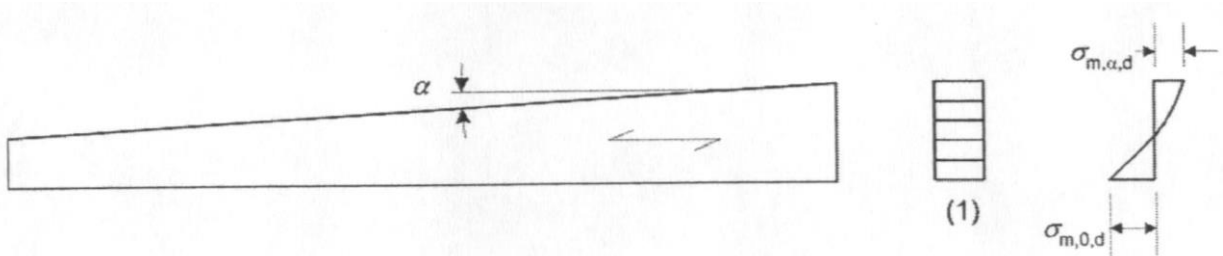


Рисунок 6.8 - Односкатна бал
Figure 6.8 - Single tapered beam

2) Розрахункові згинальні напруження $\sigma_{m,\alpha,d}$ і $\sigma_{m,0,d}$ (див.Рисунок 6.8) можуть прийматись як:

(2) The design bending stresses, $\sigma_{m,\alpha,d}$ and $\sigma_{m,0,d}$ (see Figure 6.8) may be taken as:

$$\sigma_{m,\alpha,d} = \sigma_{m,0,d} - \frac{6M_d}{bh^2} \quad (6.37)$$

У найбільш віддаленому волокні похилій грані напруження повинні задовольняти наступні умови:

At the outermost fibre of the tapered edge, the stresses should satisfy the following expression:

$$\sigma_{m,\alpha,d} \leq k_{m,\alpha} f_{m,d} \quad (6.38)$$

де:

where:

$\sigma_{m,\alpha,d}$ - розрахункове згинальне напруження під кутом до волокна;

$\sigma_{m,\alpha,d}$ is the design bending stress at an angle to grain;

$f_{m,d}$ - розрахунковий опір згину;

$f_{m,d}$ is the design bending strength;

$k_{m,\alpha}$ - повинен обчислюватись як:

$k_{m,\alpha}$ should be calculated as:

Для розтягуючи напружень паралельних похилій грані:

For tensile stresses parallel to the tapered edge:

$$k_{m,n} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{f_{m,d}}{0,75 f_{v,d}} \tan \alpha \right)^2 + \left(\frac{f_{m,d}}{f_{t,90,d}} \tan^2 \alpha \right)^2}} \quad (6.39)$$

для стискаючих напружень паралельних похилій грані:

For compressive stresses parallel to the tapered edge:

$$k_{m,n} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{f_{m,d}}{1,5 f_{v,d}} \tan \alpha \right)^2 + \left(\frac{f_{m,d}}{f_{t,90,d}} \tan^2 \alpha \right)^2}} \quad (6.40)$$

6.4.3 Двоскатні, криволінійні та з випуклим гребенем балки

6.4.3 Double tapered, curved and pitched cambered beams

(1) Ця стаття застосовується тільки для дощато-клеєної деревини та LVL.

(1) This clause applies only to glued laminated timber and LVL.

(2) Вимоги 6.4.2 застосовуються до тих частин балок, які мають односторонній скат.

(2) The requirements of 6.4.2 apply to the parts of the beam which have a single taper.

(3) У зоні гребеня (див. Рисунок 6.9), згинальні напруження повинні задовольняти наступні умови:

(3) In the apex zone (see Figure 6.9), the bending stresses should satisfy the following expression:

$$\sigma_{m,d} \leq k_r f_{m,d} \quad (6.41)$$

де k_r - враховує зменшення міцності внаслідок згину листів при виготовленні.

where k_r , takes into account the strength reduction due to bending of the laminates during production.

ПРИМІТКА: У криволінійних і з випуклим гребенем балках, гребенева зона подовжується за криволінійну частину балки.

NOTE: In curved and pitched cambered beams the apex zone extends over the curved part of the beam

(4) Згинальні напруження у гребені повинні обчислюватись наступним чином:

(4) The apex bending stress should be calculated as follows:

$$\sigma_{m,d} = k_l \frac{6M_{ap,d}}{bh_{ap}^2} \quad (6.42)$$

при:

with:

$$k_l = k_1 + k_2 \left(\frac{h_{ap}}{r} \right) + k_3 \left(\frac{h_{ap}}{r} \right)^2 + k_4 \left(\frac{h_{ap}}{r} \right)^3 \quad (6.43)$$

$$k_1 = 1 + 1,4 \tan \alpha_{ap} + 5,4 \tan^2 \alpha_{ap} \quad (6.44)$$

$$k_2 = 0,35 - \tan \alpha_{ap} \quad (6.45)$$

$$k_3 = 0,6 + 8,3 \tan \alpha_{ap} - 7,8 \tan^2 \alpha_{ap} \quad (6.46)$$

$$k_4 = 6 \tan^2 \alpha_{ap} \quad (6.47)$$

$$r = r_{in} + 0,5h_{ap} \quad (6.48)$$

де:

$M_{ap,d}$ – розрахунковий момент у гребені;

h_{ap} – висота перерізу балки у гребені, див. Рисунок 6.9;

b – ширина перерізу балки;

r_{in} – внутрішній радіус, див. Рисунок 6.9;

α_{ap} – кут нахилу у середині гребеневої зони, див. Рисунок 6.9.

where:

$M_{ap,d}$ is the design moment at the apex;

h_{ap} is the depth of the beam at the apex, see Figure 6.9;

b is the width of the beam;

r_m is the inner radius, see Figure 6.9;

α_{ap} is the angle of the taper in the middle of the apex zone, see Figure 6.9.

(5) Для двоскатних балок $k_r = 1,0$. для криволінійних і скатних гребневих балок k_r повинен прийматись як:

(5) For double tapered beams $k_r = 1,0$. For curved and pitched cambered beams k_r should be taken as:

1

для $\frac{r_{in}}{t} \geq 240$

$$k_r = \begin{cases} 0,76 + 0,001 \frac{r_{in}}{t} & \text{для } \frac{r_{in}}{t} < 240 \end{cases} \quad (6.49)$$

де
 r_m - внутрішній радіус, див. Рисунок 6.9;
 t - товщина листа (дошки).

where
 r_{in} is the inner radius, see Figure 6.9;
 t is the lamination thickness.

(6) У зоні гребеня, найбільші розтягуючі напруження перпендикулярні до волокна, $\sigma_{t,90,d}$, повинні задовольняти наступні умови:

(6) In the apex zone the greatest tensile stress perpendicular to the grain, $\sigma_{t,90,d}$, should satisfy the following expression:

$$\sigma_{t,90,d} \leq k_{dis} k_{vol} f_{t,90,d} \quad (6.50)$$

при
with

$$k_{vol} = \begin{cases} 1,0 & \text{для цільної деревини} \\ \left(\frac{V_0}{V}\right)^{0,2} & \text{для дощато-клеєної деревини і LVL з усіма дошками (листами) паралельно осі балки} \end{cases} \quad (6.51)$$

$$k_{dis} = \begin{cases} 1,4 & \text{- для двоскатних і криволінійних балок} \\ 1,7 & \text{- для балок з випуклим гребенем} \end{cases} \quad (6.52)$$

де:
 k_{dis} - коефіцієнт, що враховує вплив розподілу напружень у гребеневій зоні;
 k_{vol} - коефіцієнт об'єму $0,01\text{ м}^3$;
 $f_{t,90,d}$ - розрахунковий опір розтягу паралельно волокнам;
 V_0 - базовий об'єм;
 V - об'єм гребеневої зони, що зазнає напруження, в м^3 , (див. рисунок 6.9), який не повинен прийматись більше $2V_b/3$, де V_b - загальний об'єм балки.

where:
 k_{dis} is a factor which takes into account the effect of the stress distribution in the apex zone;
 k_{vol} is a volume factor;
 $f_{t,90,d}$ is the design tensile strength perpendicular to the grain;
 V_0 is the reference volume of $0,01\text{ м}^3$;
 V is the stressed volume of the apex zone, in м^3 , (see Figure 6.9) and should not be taken greater than $2V_b/3$, where V_b is the total volume of the beam.

(7) Для складного розтягу перпендикулярно волокнам і зсуву повинні задовольнятись наступні умови:

(7) For combined tension perpendicular to grain and shear the following expression shall be satisfied:

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} + \frac{\sigma_{t,90,d}}{k_{dis} k_{vol} f_{t,90,d}} \leq 1 \quad (6.53)$$

де:

τ_d - розрахункові напруження зсуву;

$f_{v,d}$ - розрахунковий опір на зсув;

$\sigma_{t,90,d}$ - розрахункові напруження зсуву перпендикулярно волокнам;

k_{dis} і k_{vol} – наведені у (6).

(8) Найбільші напруження розтягу перпендикулярно волокну, які спричинені згинальн згинальним моментом повинні визначатись як:

$$\sigma_{t,90,d} = k_p \frac{6M_{ap,d}}{bh_{ap}^2} \quad (6.54)$$

або, у якості альтернативи виразу (6.54), як:

or, as an alternative to expression (6.54), as

$$\sigma_{t,90,d} = k_p \frac{6M_{ap,d}}{bh_{ap}^2} - 0,6 \frac{p_d}{b} \quad (6.55)$$

де:

p_d - рівномірно розподілене навантаження, що діє на поверхню балки в зоні гребеня;

b - ширина перерізу балки;

$M_{ap,d}$ - розрахунковий момент у гребені, викликаний напруженнями розтягу паралельними внутрішній криволінійній грані

при:

where:

τ_d is the design shear stress;

$f_{v,d}$ is the design shear strength;

$\sigma_{t,90,d}$ is the design tensile stress perpendicular to grain;

k_{dis} and k_{vol} are given in (6).

(8) The greatest tensile stress perpendicular to the grain due to the bending moment should be calculated as follows:

where:

p_d is the uniformly distributed load acting on the top of the beam over the apex area;

b is the width of the beam;

$M_{ap,d}$ is the design moment at apex resulting in tensile stresses parallel to the inner curved edge;

with:

$$k_p = k_5 + k_6 \left(\frac{h_{ap}}{r} \right) + k_7 \left(\frac{h_{ap}}{r} \right)^2 \quad (6.56)$$

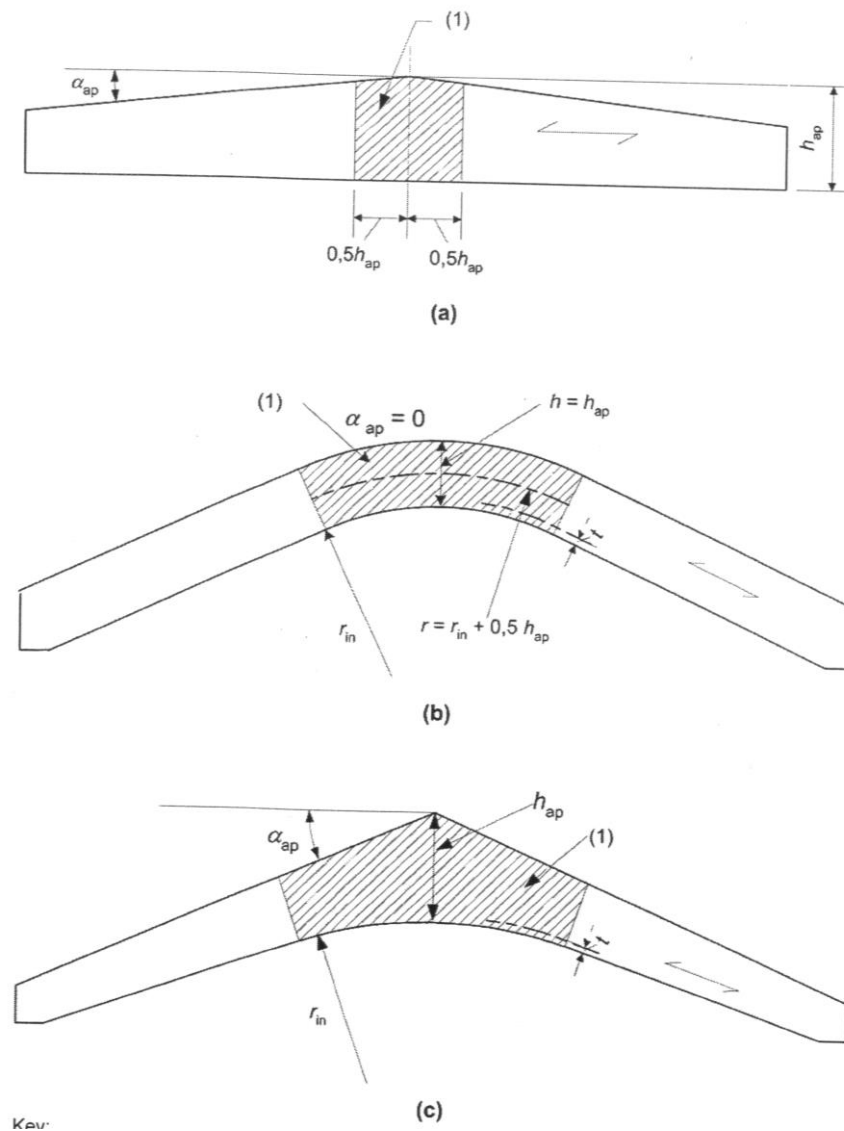
$$k_5 = 0,2 \tan \alpha_{ap} \quad (6.57)$$

$$k_6 = 0,25 - 1,5 \tan \alpha_{ap} + 2,6 \tan^2 \alpha_{ap} \quad (6.58)$$

$$k_7 = 2,1 \tan \alpha_{ap} - 4 \tan^2 \alpha_{ap} \quad (6.59)$$

ПРИМІТКА: Рекомендується використовувати вираз (6.54). Інформацію стосовно національного вибору між виразами (6.54) і (6.55) можна знайти у конкретному національному додатку.

Note: The recommended expression is (6.54). Information on the national choice between expressions (6.54) and (6.55) may be found in the National annex.



Позначення: (1) – зона гребеня

ПРИМІТКА: У криволінійних і з випуклим гребенем балках, гребенева зона подовжується на криволінійну частину балки.

(1) Apex Zone

NOTE: In curved and pitched cambered beams the apex zone extends over the curved parts of the beam.

Рисунок 6.9 - Двоскатні (а), криволінійні (b) і з випуклим гребенем (c) балки з напрямком волокон паралельно нижній грані балки

Figure 6.9 - Double tapered (a), curved (b) and pitched cambered (c) beams with the fibre direction parallel to the lower edge of the beam

6.5 Елементи з вирізами

6.5.1 Загальні положення

(1) При перевірці міцності елементів повинно враховуватись явище концентрації напружень у вирізах

(2) Впливом концентрації напружень можна знехтувати у наступних випадках:

- при розтязі або стисканні паралельно волокну;

- згин з напруженнями розтягу у вирізі, якщо перехід до звуження не крутіше ніж $1:i = 1:10$, тобто $i \geq 10$, див. Рисунок 6.10а;

- при дії згину із стискаючими напруженнями у вирізі, див. Рисунок 6.10б.

6.5 Notched members

6.5.1 General

(1) The effects of stress concentrations at the notch shall be taken into account in the strength verification of members.

(2) The effect of stress concentrations may be disregarded in the following cases:

- tension or compression parallel to the grain;

- bending with tensile stresses at the notch if the taper is not steeper than $1:i = 1:10$, that is $i > 10$, see Figure 6.10a;

- bending with compressive stresses at the notch, see Figure 6.10b.

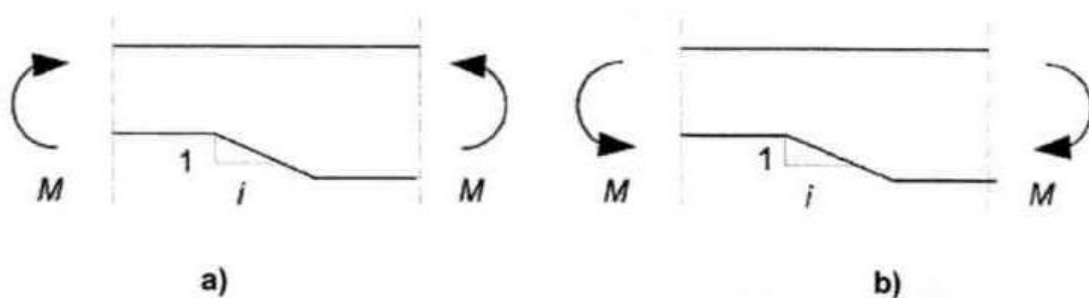


Рисунок 6.10- Згин у вирізі: а) - при розтягуючи напруженнях у вирізі; б) – при стискаючих напруженнях у вирізі.

Figure 6.10 - Bending at a notch: a) with tensile stresses at the notch, b) with compressive stresses at the notch

6.5.2. Балки з вирізами на опорах

(1) Для балок прямокутного перерізу і коли волокна розташовані практично паралельно вдовж елемента, напруження зсуву на опорі у зрізці повинні визначатись із використанням фактичної (зменшеної) висоти h_{ef} (див. Рисунок 6.11).

(2) Необхідно перевіряти умову, що:

6.5.2 Beams with a notch at the support

(1) For beams with rectangular cross-sections and where grain runs essentially parallel to the length of the member, the shear stresses at the notched support should be calculated using the effective (reduced) depth h_{ef} (see Figure 6.11).

(2) It should be verified that

$$\tau_d = \frac{1,5V}{bh_{ef}} \leq k_v f_{v,d} \quad (6.60)$$

де k_v - знижуючий коефіцієнт, що визначається:

- для балок із зрізом на протилежній від опори стороні (див. Рисунок 6.11b)

where k_v is a reduction factor defined as follows:

- For beams notched at the opposite side to the support (see Figure 6.11b)

$$k_v = 1,0 \quad (6.61)$$

- для балок із зрізом на стороні опори (див. Рисунок 6.11a)

- For beams notched on the same side as the support (see Figure 6.11a)

$$k_v = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 \\ \frac{k_n \left(1 + \frac{1,1i^{1,5}}{\sqrt{h}} \right)}{\sqrt{h} \left(\sqrt{\alpha(1-\alpha)} + 0,8 \frac{x}{h} \sqrt{\frac{1}{a} - a^2} \right)} \end{array} \right. \quad (6.62)$$

де:

i - нахил зрізу (див. Рисунок 6.11a);

h - висота балки, в мм;

x - відстань від лінії дії опорної реакції до початку зрізу;

$$\alpha = \frac{h_{ef}}{h}$$

$$k_n = \begin{cases} 4,5 & \text{- для LVL (листових виробів)} \\ 5 & \text{- для цільної деревини} \\ 6,5 & \text{- для дощато-клеєної деревини} \end{cases}$$

where:

i is the notch inclination (see Figure 6.11a);

h is the beam depth in mm;

x is the distance from line of action of the support reaction to the corner of the notch;

$$\alpha = \frac{h_{ef}}{h}$$

$$k_n = \begin{cases} 4,5 & \text{- for LVL} \\ 5 & \text{- for solid timber} \\ 6,5 & \text{- for glued laminated timber} \end{cases}$$

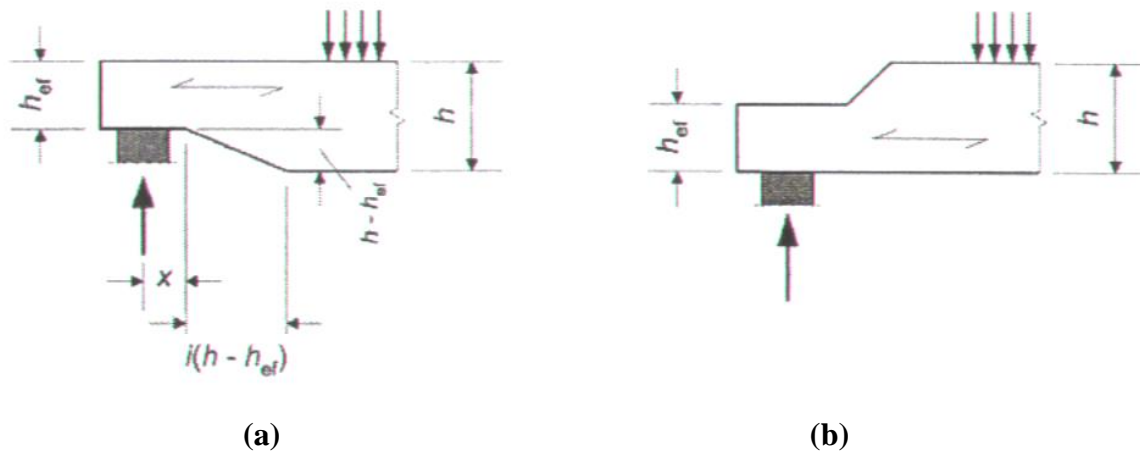


Рисунок 6.11 - Балки із зрізами на кінцях

Figure 6.11 - End-notched beams

6.6 Конструктивна міцність системи

(1) У випадках, коли декілька однакових елементів, складових або виробів, розташовані з рівномірним кроком і з'єднані із площини багато прогонною величиною характеристик міцності елементів можуть збільшуватись на величину коефіцієнта міцності системи k_{sys} .

(2) При забезпеченні можливості передачі системою розподілу навантаження від одного елемента на сусідні елементи, коефіцієнт k_{sys} повинен прийматись рівним 1,1.

(3) Перевірка міцності системи перерозподілу навантаження повинна здійснюватись за припущення, що навантаження є короткотривалими.

ПРИМІТКА: Для ферм покриттів з максимальною відстанню від центру до центру 1,2 м, можна припустити, що покрівля, обрештування, прогони або панелі можуть передавати навантаження на сусідні ферми при умові, що елементи розподілу навантажень є суцільними щонайменше між двома прольотами, і нема вузлів у розбіжку

(4) Для листових дерев'яних настилів або підлог необхідно використовувати, величини k_{sys} , наведені на Рисунку 6.12.

6.6 System strength

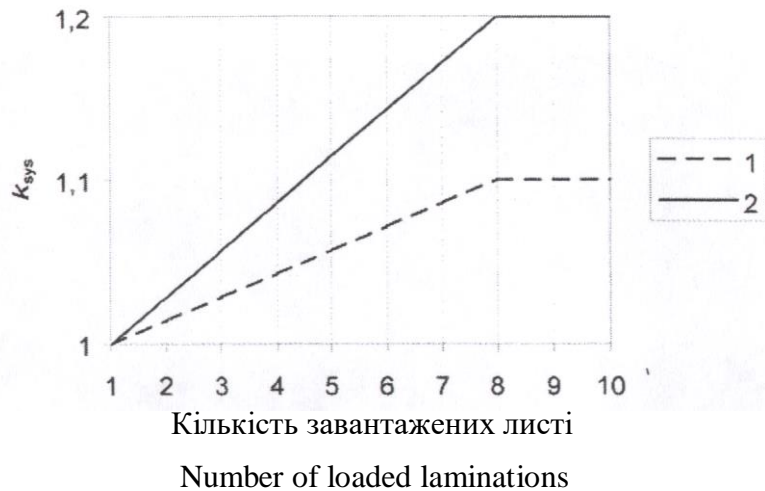
(1) When several equally spaced similar members, components or assemblies are laterally connected by a continuous load distribution system, the member strength properties may be multiplied by a system strength factor k_{sys} .

(2) Provided the continuous load-distribution system is capable of transferring the loads from one member to the neighbouring members, the factor k_{sys} should be 1,1.

(3) The strength verification of the load distribution system should be carried out assuming the loads are of short-term duration.

NOTE: For roof trusses with a maximum centre to centre distance of 1,2 m it may be assumed that tiling battens, purlins or panels can transfer the load to the neighbouring trusses provided that these load-distribution members are continuous over at least two spans, and any joints are staggered.

(4) For laminated timber decks or floors the values of k_{sys} given in Figure 6.12 should be used.



Позначення:

- 1 - листи на цвяхах або шурупах
- 2 - листи з'єднані попереднім напруженням або склеєні

Key:

- 1 Nailed or screwed laminations
- 2 Laminations pre-stressed or glued together

Рисунок 6.12 Коефіцієнт міцності системи k_{sys} для листових панелей настилів із цільної деревини або з дощато-клеєних елементів

Figure 6.12 System strength factor k_{sys} for laminated deck plates of solid timber glued laminated members

Розділ 7 Граничні стани за придатністю до експлуатації

7.1 Ковзання з'єднань

(1) Для з'єднань з елементами нагельного типу, модуль ковзання K_{ser} на площині ковзання на з'єднувальний елемент при дії експлуатаційного навантаження повинен прийматись за таблицею 7.1 при ρ_m в кг/м³ і d або d_c в мм. Для визначення d_c , див. EN 13271.

ПРИМІТКА: У EN 26891 замість позначення k_s використовується позначення K_{ser} .

Section 7 Serviceability limit states

7.1 Joint slip

(1) For joints made with dowel-type fasteners the slip modulus K_{ser} per shear plane per fastener under service load should be taken from Table 7.1 with ρ_m in kg/m³ and d or d_c in mm. For the definition of d_c , see EN 13271.

NOTE: In EN 26891 the symbol used is k_s instead of K_{ser} .

Таблиця 7.1 - Величини K_{ser} для закріплень і з'єднувальних елементів, в Н/мм, при з'єднаннях «деревина-деревина» і на основі деревини «панель-деревина».

Тип з'єднувального елемента	K_{ser}
Нагелі Болти з або без зазора Шурупи Цвяхи (з попереднім висвердленням)	$\rho_m^{1.5} d/23$
Цвяхи (без попереднього висвердлення)	$\rho_m^{1.5} d^{0.8}/30$
Скоби	$\rho_m^{1.5} d^{0.8}/80$
Розрізана гладка кільцева шпонка типу А, відповідно до EN 912 Гладка кільцева шпонка з фланцем типу В, відповідно до EN 912	$\rho_m d/2$
Металеві шпонки: - елементи типу С1...С9, відповідно до EN 912 - елементи типу С10 і С11, відповідно до EN 912	$1,5\rho_m d/4$ $\rho_m d/2$
^a Зазор повинен окремо додаватись до деформацій	

Table 7.1 - Values of K_{ser} for fasteners and connectors in N/mm in timber-to-timber and wood-based panel-to-timber connections

Fastener type	K_{ser}
Dowels Bolts with or without clearance ³ Screws Nails (with pre-drilling)	$\rho_m^{1.5} d/23$
Nails (without pre-drilling)	$\rho_m^{1.5} d^{0.8}/30$
Staples	$\rho_m^{1.5} d^{0.8}/80$
Split-ring connectors type A according to EN 912 Shear-plate connectors type B according to EN 912	$\rho_m d/2$
Toothed-plate connectors: - Connectors types C1 to C9 according to EN 912 - Connectors type C10 and C11 according to EN 912	$1.5\rho_m d/4$ $\rho_m d/2$
^a The clearance should be added separately to the deformation.	

(2) Якщо середня густина $\rho_{m,1}$ і $\rho_{m,2}$ двох з'єднаних елементів на основі деревини відрізняється від ρ_m , то у наведених вище виразах вона приймається як:

$$\rho_m = \sqrt{\rho_{m,1} \cdot \rho_{m,2}} \quad (7.1)$$

(3) Для з'єднань «сталь-дерево» або «бетон-дерево» K_{ser} повинен базуватись на ρ_m для дерев'яного елемента і може бути збільшений у два рази.

(2) If the mean densities $\rho_{m,1}$ and $\rho_{m,2}$ of the two jointed wood-based members are different then ρ_m in the above expressions should be taken as

(3) For steel-to-timber or concrete-to-timber connections, K_{ser} should be based on ρ_m for the timber member and may be multiplied by 2,0.

7.2 Граничні величини прогинів для балок

(1) Компоненти прогину, викликані сполученням дій (див. 2.2.3 (5)) показані на рисунку 7.1, де застосовані наступні позначення:, див. 2.2.3:

- w_c - попередній вигин (якщо застосовано);
- w_{inst} - миттєвий прогин;
- w_{creep} - прогин внаслідок повзучості;
- w_{fin} - повний прогин;
- $w_{net,fin}$ - повний чистий прогин (нетто)

7.2 Limiting values for deflections of beams

(1) The components of deflection resulting from a combination of actions (see 2.2.3(5)) are shown in Figure 7.1, where the symbols are defined as follows, see 2.2.3:

- w_c is the precamber (if applied);
- w_{inst} is the instantaneous deflection;
- w_{creep} is the creep deflection;
- w_{fin} is the final deflection;
- $w_{net,fin}$ is the net final deflection.

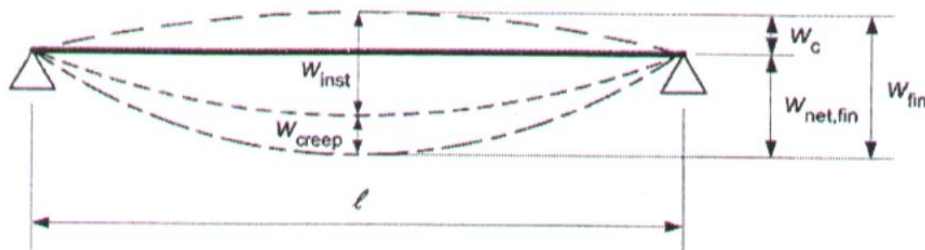


Рисунок 7.1 - Складові прогину

Figure 7.1 - Components of deflection

2) Чистий прогин нижче прямої лінії між опорами, $w_{net,fin}$:

(2) The net deflection below a straight line between the supports, $w_{net,fin}$, should be taken as:

$$w_{net,fin} = w_{inst} + w_{creep} - w_c = w_{fin} - w_c \quad (7.2)$$

ПРИМІТКА: Рекомендований діапазон граничних величин прогинів для балок прогоном l наведено у таблиці 7.2, залежно від припустимого рівня деформації. Дані стосовно національного вибору може надавати національний додаток.

NOTE: The recommended range of limiting values of deflections for beams with span l is given in Table 7.2 depending upon the level of deformation deemed to be acceptable. Information on National choice may be found in the National annex.

Таблиця 7.2 Рекомендовані граничні величини прогинів для балок

	w_{inst}	$w_{net,fin}$	w_{fin}
Балки на двох опорах	$l/300 \dots l/500$	$l/250 \dots l/350$	$l/150 \dots l/300$
Консольні балки	$l/150 \dots l/250$	$l/125 \dots l/175$	$l/75 \dots l/150$

Table 7.2 - Examples of limiting values for deflections of beams

	w_{inst}	$w_{net,fin}$	w_{fin}
Beam on two supports	$l/300$ to $l/500$	$l/250$ to $l/350$	$l/150$ to $l/300$
Cantilevering beams	$l/150$ to $l/250$	$l/125$ to $l/175$	$l/75$ to $l/150$

7.3 Коливання

7.3.1 Загальні положення

(1)Р Необхідно забезпечити щоб дії, виникнення яких у елементі, складовій частині або конструкції можна передбачити, не викликали коливань, що можуть погіршити функціонування конструкції або спричинити дискомфорт для людей.

(2) Рівень коливань повинен оцінюватись вимірюваннями або розрахунком з урахуванням передбаченої жорсткості елемента, складової або конструкції і модальним коефіцієнтом затухання (декрементом).

(3) Для перекриттів, якщо не обґрунтовано інші величини, модальний коефіцієнт затухання повинен встановлюватись як $\zeta = 0,01$ (тобто 1 %).

7.3.2 Коливання від роботи обладнання

(1)Р Коливання від роботи машин і обладнання повинні обмежуватись через задавання несприятливого сполучення постійного і змінного навантаження.

(2) Для перекриттів допустимий рівень коливань повинен встановлюватись за рисунком 5а у додатку А ISO 2631-2 з множителем 1,0.

7.3.3 Перекриття житлових будинків

(1) Для перекриттів житлових будинків з власними коливаннями менше 8 Гц ($f_l \leq 8$ Гц) необхідно виконати окремі дослідження.

(2) Для перекриттів житлових будинків з власними коливаннями більше 8 Гц ($f_l > 8$ Гц) повинні задовольнятись наступні умови:

$$\frac{w}{F} \leq a \quad \text{в мм/кН} \quad \text{mm/kN} \quad (7.3)$$

$$v \leq b^{(f_l \zeta^{-1})} \quad \text{в м/(Н·с}^2\text{)} \quad \text{m/(Ns}^2\text{)} \quad (7.4)$$

7.3 Vibrations

7.3.1 General

(1)P It shall be ensured that the actions which can be reasonably anticipated on a member, component or structure, do not cause vibrations that can impair the function of the structure or cause unacceptable discomfort to the users.

(2) The vibration level should be estimated by measurements or by calculation taking into account the expected stiffness of the member, component or structure and the modal damping ratio.

(3) For floors, unless other values are proven to be more appropriate, a modal damping ratio of $\zeta = 0,01$ (i.e 1 %) should be assumed.

7.3.2 Vibrations from machinery

(1)P Vibrations caused by rotating machinery and other operational equipment shall be limited for the unfavourable combinations of permanent load and variable loads that can be expected.

(2) For floors, acceptable levels for continuous vibration should be taken from figure 5a in Appendix A of ISO 2631-2 with a multiplying factor of 1,0.

7.3.3 Residential floors

(1) For residential floors with a fundamental frequency less than 8 Hz ($f_l \leq 8$ Hz) a special investigation should be made.

(2) For residential floors with a fundamental frequency greater than 8 Hz ($f_l > 8$ Hz) the following requirements should be satisfied:

де:

w - максимальний миттєвий вертикальний прогин, спричинений вертикальною зосередженою статичною силою F , прикладеною у будь-якій точці перекриття, з урахуванням розподілу навантаження;

v - швидкість відгуку одиничного імпульсу, тобто максимальна початкова величина швидкості коливання (в м/с), викликаного одиничним імпульсом (1 Н·с), прикладеним у точці перекриття що дає максимальний відгук. Компонентами вище 40 Гц можна знехтувати;

ζ - модальний коефіцієнт затухання.

ПРИМІТКА: Рекомендований діапазон граничних величин a і b та рекомендована залежність між a і b , наведені на рисунку 7.2. Дані щодо національного вибору можна знайти у національному додатку.

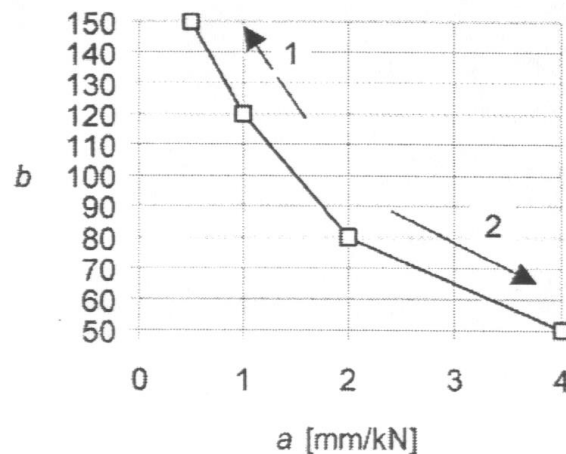
where:

w is the maximum instantaneous vertical deflection caused by a vertical concentrated static force F applied at any point on the floor, taking account of load distribution;

v is the unit impulse velocity response, i.e. the maximum initial value of the vertical floor vibration velocity (in m/s) caused by an ideal unit impulse (1 Ns) applied at the point of the floor giving maximum response. Components above 40 Hz may be disregarded;

ζ is the modal damping ratio.

NOTE: The recommended range of limiting values of a and b and the recommended relationship between a and b is given in Figure 7.2. Information on the National choice may be found in the National annex.



Позначення: 1 – кращі характеристики
2 – гірші характеристики

Рисунок 7.2 - Рекомендований діапазон і взаємозалежність між a і b

Key:

- 1 Better performance
- 2 Poorer performance

Figure 7.2 - Recommended range of and relationship between a and b

(3) Обчислення у 7.3.3(2) повинні виконуватись за припущення, що перекриття не навантажене, тобто прикладені тільки власна вага та інші постійні навантаження.

(4) Для прямокутних перекриттів із загальним розмірами l х b , шарнірно обпертих вдовж всіх чотирьох граней і з дерев'яними балками прогоном l , власну частоту f_1 можна приблизно визначити за:

$$f_1 = \frac{\pi}{2l^2} \sqrt{\frac{(EI)_l}{m}} \quad (7.5)$$

де:

m - маса на одиницю площі, в кг/м²;

l - прольот перекриття, в м;

$(EI)_l$ - еквівалентна згинальна жорсткість перекриття відносно осі, перпендикулярної напрямку балки, в Нм²/м

(5) Для прямокутних перекриттів із загальним розмірами b х l , шарнірно обпертих вдовж всіх чотирьох граней значення v спрощено можна визначити як:

$$v = \frac{4(0,4 + 0,6n_{40})}{mbl + 200} \quad (7.6)$$

де:

v - швидкість відгуку одиничного імпульсу, в м/Н·с²;

n_{40} - номер першої форми із власною частотою до 40 Гц;

b - ширина перекриття, в м;

m - маса, в кг/м²;

l - прольот перекриття, в м.

Величину n_{40} можна визначити з:

(3) The calculations in 7.3.3(2) should be made under the assumption that the floor is unloaded, i.e., only the mass corresponding to the self-weight of the floor and other permanent actions.

(4) For a rectangular floor with overall dimensions $l \times b$, simply supported along all four edges and with timber beams having a span l , the fundamental frequency f_1 may approximately be calculated as

where:

m is the mass per unit area in kg/m²;

l is the floor span, in m;

$(EI)_l$ is the equivalent plate bending stiffness of the floor about an axis perpendicular to the beam direction, in Nm²/m.

(5) For a rectangular floor with overall dimensions $b \times l$, simply supported along all four edges the value v may, as an approximation, be taken as:

where:

v is the unit impulse velocity response, in m/(Ns²);

n_{40} is the number of first-order modes with natural frequencies up to 40 Hz;

b is the floor width, in m;

m is the mass, in kg/m²

l is the floor span, in m.

The value of n_{40} may be calculated from:

$$n_{40} = \left\{ \left[\left(\frac{40}{f_1} \right)^2 - 1 \right] \left(\frac{b}{l} \right)^4 \frac{(EI)_l}{(EI)_b} \right\}^{0,25} \quad (7.7)$$

де $(EI)_b$ – еквівалентна згинальна жорсткість плити, в $\text{Нм}^2/\text{м}$, відносно осі, паралельної напрямку балок, при чому $(EI)_b < (EI)_l$.

where $(EI)_b$ is the equivalent plate bending stiffness, in Nm^2/m , of the floor about an axis parallel to the beams, where $(EI)_b < (EI)_l$.

Розділ 8 З'єднання із металевими елементами кріплення

Section 8 Connections with metal fasteners

8.1 Загальні положення

8.1 General

8.1.1 Вимоги до елементів кріплення

8.1.1 Fastener requirements

(1)P За винятком правил наданих у цьому розділі, нормативна несуча здатність і жорсткість з'єднань повинні визначатись за результатами випробувань згідно з EN 1075, EN 1380, EN 1381, EN 26891 і EN 28970. Якщо відповідний стандарт описує випробування на розтяг і стиск, випробування для нормативних значень несучої здатності повинні здійснюватись на розтяг.

(1)P Unless rules are given in this section, the characteristic load-carrying capacity, and the stiffness of the connections shall be determined from tests according to EN 1075, EN 1380, EN 1381, EN 26891 and EN 28970. If the relevant standards describe tension and compression tests, the tests for the determination of the characteristic load-carrying capacity shall be performed in tension.

8.1.2 З'єднання з багатократними елементами кріплення

8.1.2 Multiple fastener connections

(1)P Розміщення і розміри елементів кріплення у з'єднанні та крок елементів, відстані від граней і кінця повинні вибиратись таким чином, щоб було можливим досягнення необхідної міцності і жорсткості.

(1)P The arrangement and sizes of the fasteners in a connection, and the fastener spacings, edge and end distances shall be chosen so that the expected strength and stiffness can be obtained.

(2)P Необхідно враховувати, що несуча здатність з'єднання з багатократними елементами одного типу і розмірів може бути нижчою від сумарної несучої здатності окремих елементів кріплення.

(2)P It shall be taken into account that the load-carrying capacity of a multiple fastener connection, consisting of fasteners of the same type and dimension, may be lower than the summation of the individual load-carrying capacities for each fastener.

(3) Якщо у з'єднання входять різні типи елементів кріплення, або жорсткість з'єднань відносно площин зсуву є різною, необхідно перевірити їх сумісність.

(3) When a connection comprises different types of fasteners, or when the stiffness of the connections in respective shear planes of a multiple shear plane connection is different, their compatibility should be verified.

(4) Для однорядного кріплення паралельного напрямку волокон, фактична нормативна несуча здатність паралельно ряду, $F_{v,ef,Rk}$, повинна визначатись як:

(4) For one row of fasteners parallel to the grain direction, the effective characteristic load-carrying capacity parallel to the row, $F_{v,ef,Rk}$, should be taken as:

$$F_{v,ef,Rk} = n_{ef} F_{v,Rk} \quad (8.1)$$

де:

$F_{v,ef,Rk}$ - фактична нормативна несуча здатність однорядного кріплення паралельно волокну;

n_{ef} - фактична кількість елементів на лінії паралельній волокну;

$F_{v,Rk}$ - фактична нормативна несуча здатність кожного елемента паралельно волокну.

ПРИМІТКА: Величини n_{ef} для рядів паралельно волокну надано у 8.3.1.1(8) і 8.5.1.1(4).

(5) Для сил, що діють під кутом до напрямку ряду необхідно перевірити, щоб складова сил паралельна ряду була менша або рівна за несучу здатність визначену за виразом (8.1).

8.1.3 З'єднання з зсувом по багатьох площинах

(1) У з'єднанні з багатьма площинами зсуву опір по кожній площині зсуву повинен визначатись за припущення, що кожна площина зсуву є складовою частиною послідовності три-елементного з'єднання.

(2) Для можливості об'єднання опорів на окремих площинах зсуву в єдине з'єднання з багатьма площинами зсуву необхідно, щоб форми руйнування елементів кріплення на відповідних площинах зсуву були сумісні, і не складались із комбінації форм руйнувань (a), (b), (g) і (h) на рисунку 8.2 або форми (e), (f) і (j/l) на рисунку 8.3 з іншими формами руйнування.

8.1.4 Зусилля у вузлах під кутом до волокон

(1)P Якщо зусилля у вузлах діють під кутом до волокон (див. рисунок 8.1), то повинно враховуватись можливість розколювання, викликаного складовою зусилля розтягу $F_{Ed} \sin \alpha$, перпендикулярної до волокон.

(2)P Для перевірки можливості розколювання, викликаного складовою зусилля розтягу $F_{Ed} \sin \alpha$, перпендикулярної до волокон, повинна задовольнятися наступна умова:

where:

$F_{v,ef,Rk}$ is the effective characteristic load-carrying capacity of one row of fasteners parallel to the grain;

n_{ef} is the effective number of fasteners in line parallel to the grain;

$F_{v,Rk}$ is the characteristic load-carrying capacity of each fastener parallel to the grain.

NOTE: Values of n_{ef} for rows parallel to grain are given in 8.3.1.1(8) and 8.5.1.1(4).

(5) For a force acting at an angle to the direction of the row, it should be verified that the force component parallel to the row is less than or equal to the load-carrying capacity calculated according to expression (8.1).

8.1.3 Multiple shear plane connections

(1) In multiple shear plane connections the resistance of each shear plane should be determined by assuming that each shear plane is part of a series of three-member connections.

(2) To be able to combine the resistance from individual shear planes in a multiple shear plane connection, the governing failure mode of the fasteners in the respective shear planes should be compatible with each other and should not consist of a combination of failure modes (a), (b), (g) and (h) from Figure 8.2 or modes (e), (f) and (j/l) from Figure 8.3 with the other failure modes.

8.1.4 Connection forces at an angle to the grain

(1)P When a force in a connection acts at an angle to the grain, (see Figure 8.1), the possibility of splitting caused by the tension force component, $F_{Ed} \sin \alpha$, perpendicular to the grain, shall be taken into account.

(2)P To take account of the possibility of splitting caused by the tension force component, $F_{Ed} \sin \alpha$, perpendicular to the grain, the following shall be satisfied:

$$F_{v,Ed} \leq F_{90,Rd} \quad (8.2)$$

$$F_{v,Ed} = \max \begin{cases} F_{v,Ed,1} \\ F_{v,Ed,2} \end{cases} \quad (8.3)$$

де:

$F_{90,Rd}$ - розрахункова несуча здатність розколюванню, визначена за нормативною несуча здатність розколюванню $F_{90,Rk}$ відповідно до 2.4.3;

$F_{v,Ed,1}$ і $F_{v,Ed,2}$ – розрахункові зусилля зсуву на одній із сторін з'єднання (див. рисунок 8.1).

(3) Для деревини хвойних порід, нормативна несуча здатність при розколюванні для розміщення кріплення, показаного на рисунку 8.1, повинна визначатись як:

where:

$F_{90,Rd}$ is the design splitting capacity, calculated from the characteristic splitting capacity $F_{90,Rk}$ according to 2.4.3;

$F_{v,Ed,1}$, $F_{v,Ed,2}$ are the design shear forces on either side of the connection, (see Figure 8.1).

(3) For softwoods, the characteristic splitting capacity for the arrangement shown in Figure 8.1 should be taken as:

$$F_{90,Rk} = 14 b w \sqrt{\frac{h_e}{\left(1 - \frac{h_e}{h}\right)}} \quad (8.4)$$

де:

$$w = \begin{cases} \max \begin{cases} \left(\frac{w_{pl}}{100}\right)^{0,35} & \text{для кріплень з металевими перфорованими пластинами} \\ & \text{for punched metal plate fasteners} \\ 1 & \text{для всіх інших кріплень} \\ & \text{for all other fasteners} \end{cases} \\ 1 \end{cases} \quad (8.5)$$

$F_{90,Rk}$ - нормативна несуча здатність розколюванню, в Н;

w - перехідний коефіцієнт;

h_e - відстань від грані навантаження до центру найбільш віддаленого елемента кріплення або грані кріплення металевою пластиною, в мм;

h - висота дерев'яного елемента, в мм;

b - товщина елемента, в мм;

w_{pl} - ширина металевої пластини елемента кріплення паралельно волокну, в мм.

$F_{90,Rk}$ is the characteristic splitting capacity, in N;

w is a modification factor;

h_e is the loaded edge distance to the centre of the most distant fastener or to the edge of the punched metal plate fastener, in mm;

h is the timber member height, in mm;

b is the member thickness, in mm;

w_{pl} is the width of the punched metal plate fastener parallel to the grain, in mm.

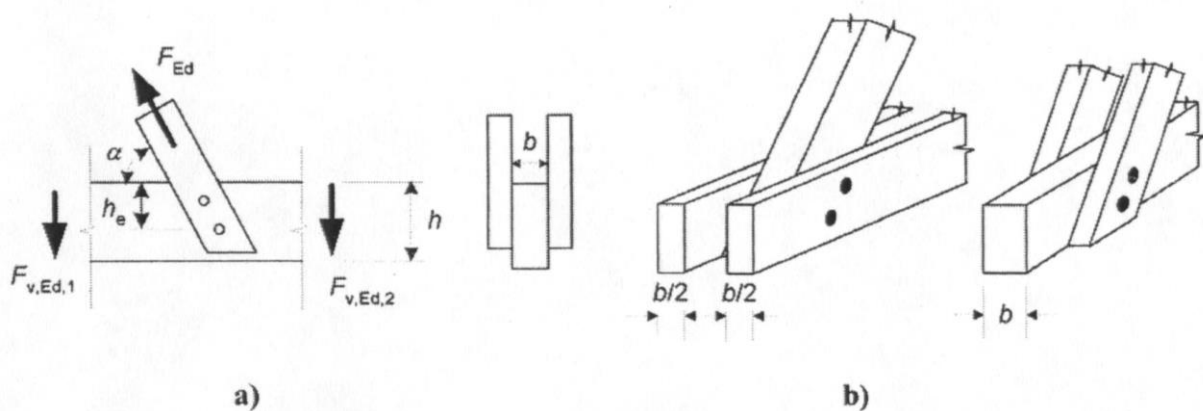


Рисунок 8.1 - Передача з'єднанням зусиль під кутом

Figure 8.1 - Inclined force transmitted by a connection

8.1.5 Знакозмінні зусилля у з'єднаннях

(1)P Нормативна несуча здатність з'єднання повинні зменшуватись, якщо у ньому виникають дії знакозмінних зусилля, викликані довготривалими або середньотривалими діями.

(2) Вплив на міцність єднання довготривалих або середньотривалих дій, що змінюються між розрахунковою силою розтягу $F_{t,Ed}$ і розрахунковою силою стиску $F_{c,Ed}$, повинен враховуватись шляхом розрахунку з'єднання на $(F_{t,Ed} + 0,5F_{c,Ed})$ і $(F_{c,Ed} + 0,5F_{t,Ed})$.

8.2 Поперечна несуча здатність сталевих штирових елементів кріплення

8.2.1 Загальні положення

(1)P При визначенні нормативної несучої здатності з'єднань зі сталевими штировими елементами кріплення, повинні

8.1.5 Alternating connection forces

(1)P The characteristic load-carrying capacity of a connection shall be reduced if the connection is subject to alternating internal forces due to long-term or medium-term actions.

(2)The effect on connection strength of long-term or medium-term actions alternating between a tensile design force $F_{t,Ed}$ and a compressive design force $F_{c,Ed}$ should be taken into account by designing the connection for $(F_{t,Ed} + 0,5F_{c,Ed})$ and $(F_{c,Ed} + 0,5 F_{t,Ed})$.

8.2 Lateral load-carrying capacity of metal dowel-type fasteners

8.2.1 General

(1)P For the determination of the characteristic load-carrying capacity of connections with metal dowel-type fasteners the contributions of the yield

враховуватись міцність на границі текучості, міцність заанкерення і міцність на висмикування елемента кріплення.

strength, the embedment strength, and the withdrawal strength of the fastener shall be considered.

8.2.2 З'єднання «брус-брус» і «панель-брус»

(1) Нормативна несуча здатність цвяхів, скоб, болтів, шпонок і шурупів по площині зсуву на елемент кріплення, повинна прийматись як мінімальна величина, визначена за наступними виразами:

8.2.2 Timber-to-timber and panel-to-timber connections

(1) The characteristic load-carrying capacity for nails, staples, bolts, dowels and screws per shear plane per fastener, should be taken as the minimum value found from the following expressions:

- для елементів кріплення при простому зсуві - For fasteners in single shear

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,1,k} t_1 d \quad (a) \\ f_{h,2,k} t_2 d \quad (b) \\ \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{1 + \beta} \left[\sqrt{\beta + 2\beta^2 \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right] + \beta^3 \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (c) \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} dt_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (d) \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_2 d}{1 + 2\beta} \left[\sqrt{2\beta^2(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} dt_2^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (e) \\ 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (f) \end{array} \right. \quad (8.6)$$

- для елементів кріплення при зсуві у двох площинах For fasteners in double shear:

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,1,k} t_1 d \quad (g) \\ 0,5f_{h,2,k} t_2 d \quad (h) \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} dt_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (j) \\ 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (k) \end{array} \right. \quad (8.7)$$

при

$$\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}} \quad (8.8)$$

де:

$F_{v,Rk}$ - нормативна несуча здатність на площині зсуву для елемента кріплення;

t_i - товщина бруса або дошки, або глибина проникнення, при i 1 або 2, див. також 8.3...8.7;

$f_{h,i,k}$ - нормативна міцність заанкерення у дерев'яному елементі i ;

d - діаметр елемента кріплення;;

$M_{y,Rk}$ - нормативний момент при границі текучості елемента кріплення;

β - співвідношення між міцностями заанкерення окремих елементів кріплення;

$F_{ax,Rk}$ - нормативна міцність елемента кріплення на осьове висмикування, див. (2).

ПРИМІТКА: Гнучкість вузлів може бути забезпечена, якщо застосовується відносно тонкі елементи кріплення. У цьому випадку визначальними є фірми руйнування (f) і (k).

(2) У виразах (8.6) і (8.7), перший член з правої сторони виражає несучу здатність за теорією текучості Йохансена тоді як другий - $F_{ax,Rk}/4$ - враховує внесок в'язкості. Вплив в'язкості на несучу здатність повинен обмежуватись у процентному відношенні від першого члена:

- круглі цвяхи - 15 %
- квадратні цвяхи - 25 %
- інші цвяхи - 50 %
- шурупи - 100 %
- болти - 25 %
- штирі - 0 %

Якщо $F_{ax,Rk}$ невідома, то вплив в'язкості повинен прийматись рівним нулю.

Для елементів кріплення із простим зсувом, нормативна несуча здатність на висмикування $F_{ax,Rk}$ як менша з двох елементів. Різні форми руйнування показані на рисунку 8.2. Для несучої здатності на висмикування, $F_{ax,Rk}$, для болтів можна враховувати опір, який забезпечують шайби, див. 8.5.2(2).

where:

$F_{v,Rk}$ is the characteristic load-carrying capacity per shear plane per fastener;

t_i is the timber or board thickness or penetration depth, with i either 1 or 2, see also 8.3 to 8.7;

$f_{h,i,k}$ is the characteristic embedment strength in timber member i ;

d is the fastener diameter;

$M_{y,Rk}$ is the characteristic fastener yield moment;

β is the ratio between the embedment strength of the members;

$F_{ax,Rk}$ is the characteristic axial withdrawal capacity of the fastener, see (2).

NOTE: Plasticity of joints can be assured when relatively slender fasteners are used. In that case, failure modes (f) and (k) are governing.

(2) In the expressions (8.6) and (8.7), the first term on the right hand side is the load-carrying capacity according to the Johansen yield theory, whilst the second term $F_{ax,Rk}/4$ is the contribution from the rope effect. The contribution to the load-carrying capacity due to the rope effect should be limited to following percentages of the Johansen part:

- Round nails 15 %
- Square nails 25 %
- Other nails 50 %
- Screws 100 %
- Bolts 25 %
- Dowels 0 %

If $F_{ax,Rk}$ is not known then the contribution from the rope effect should be taken as zero.

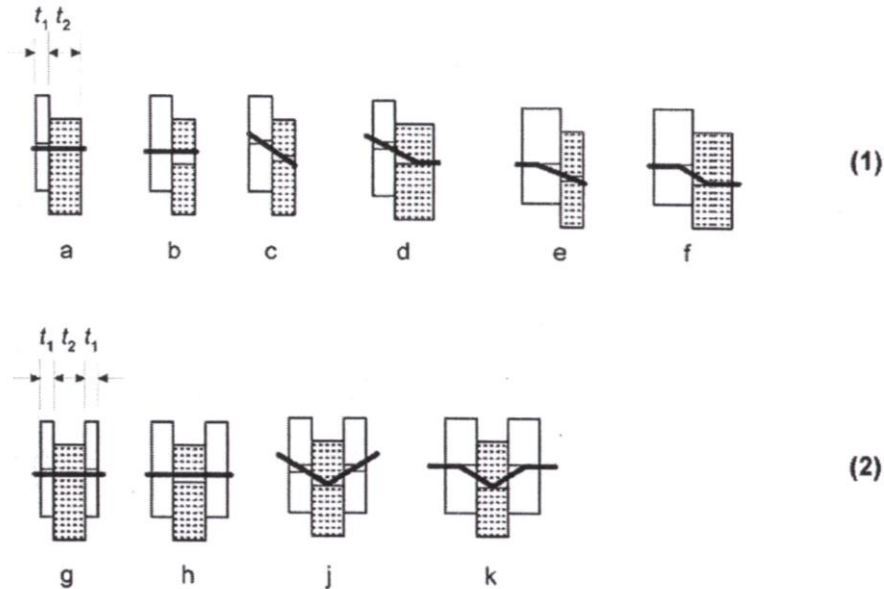
For single shear fasteners the characteristic withdrawal capacity, $F_{ax,Rk}$, is taken as the lower of the capacities in the two members. The different modes of failure are illustrated in Figure 8.2. For the withdrawal capacity, $F_{ax,Rk}$ of bolts the resistance provided by the washers may be taken into account, see 8.5.2(2).

(3) Якщо інші правила розрахунків не надані нижче, то нормативна міцність заанкерення $f_{h,k}$ повинна визначатись відповідно до EN 383 і EN 14358.

(4) Якщо інші правила розрахунків не надані нижче, нормативний момент $M_{y,Rk}$ при границі текучості елемента кріплення повинен визначатись у відповідності до EN 409 і EN 14358.

(3) If no design rules are given below, the characteristic embedment strength $f_{h,k}$ should be determined according to EN 383 and EN 14358.

(4) If no design rules are given below, the characteristic yield moment $M_{y,Rk}$ should be determined according to EN 409 and EN 14358



Позначення: (1) – простий зсув
(2) – складний зсув

ПРИМІТКА: Позначення буквами відповідають виразам (8.6) і (8.7)

Рисунок 8.2 - Форми руйнування для з'єднань «брус» і «панель»

Key:

- (1) Single shear
- (2) Double shear

NOTE: The letters correspond to the references of the expressions (8.6) and (8.7)

Figure 8.2 – Failure modes for timber and panel connections.

8.2.3 З'єднання «сталь-брус»

(1) Нормативна несуча здатність з'єднань «брус-сталь» залежить від товщини сталевих пластин. Сталеві пластини товщиною $0,5d$ і менше класифікуються як тонкі, а товщиною більше або рівною d , при допуску на діаметр отворів менше ніж $0,1d$, - як товсті пластини. Нормативна несуча здатність з'єднань пластинами проміжної товщини, між товстими і тонкими сталевими пластинами, повинна визначатись лінійною інтерполяцією між граничними значеннями для товстих і тонких пластин.

8.2.3 Steel-to-timber connections

(1) The characteristic load-carrying capacity of a steel-to-timber connection depends on the thickness of the steel plates. Steel plates of thickness less than or equal to $0,5d$ are classified as thin plates and steel plates of thickness greater than or equal to d with the tolerance on hole diameters being less than $0,1d$ are classified as thick plates. The characteristic load-carrying capacity of connections with steel plate thickness between a thin and a thick plate should be calculated by linear interpolation between the limiting thin and thick plate values.

(2)Р Сталеві пластини повинні перевірятись на міцність.

(2)P The strength of the steel plate shall be checked.

(3) Нормативна несуча здатність цвяхів, болтів, нагелів і шурупів на площину зсуву для елемента повинна прийматись як мінімальне значення, визначене за наступними виразами:

(3) The characteristic load-carrying capacity for nails, bolts, dowels and screws per shear plane per fastener should be taken as the minimum value found from the following expressions:

- для тонких сталевих пластин при простому зсуві:

- For a thin steel plate in single shear:

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} 0,4 f_{h,k} t_1 d & \text{(a)} \\ 1,15 \sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & \text{(b)} \end{cases} \quad (8.9)$$

- для товстих сталевих пластин при простому зсуві:

- For a thick steel plate in single shear:

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} f_{h,k} t_1 d \left[\sqrt{2 + \frac{4M_{y,Rk}}{f_{h,k} dt_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & \text{(c)} \\ 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & \text{(d)} \\ f_{h,k} t_1 d & \text{(e)} \end{cases} \quad (8.10)$$

- для сталевих пластин, будь-якої товщини, як центральних елементів з'єднання з двома площинами зсуву:

- For a steel plate of any thickness as the central member of a double shear connection:

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} f_{h,1,k} t_1 d & \text{(f)} \\ f_{h,k} t_1 d \left[\sqrt{2 + \frac{4M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} dt_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & \text{(g)} \\ 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & \text{(h)} \end{cases} \quad (8.11)$$

-для сталевих пластин, як зовнішніх елементів з'єднання з двома площинами зсуву:

- For thin steel plates as the outer members of a double shear connection:

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} 0,5 f_{h,2,k} t_2 d & \text{(j)} \\ 1,15 \sqrt{2 M_{y,Rk} f_{h,2,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & \text{(k)} \end{cases} \quad (8.12)$$

- для товстих сталевих пластин, як зовнішніх елементів з'єднання з двома площинами зсуву:

-For thick steel plates as the outer members of a double shear connection:

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} 0,5 f_{h,2,k} t_2 d & \text{(l)} \\ 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,2,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & \text{(m)} \end{cases} \quad (8.13)$$

де:

where:

$F_{v,Rk}$ - нормативна несуча здатність на площині зсуву для елемента кріплення;

$F_{v,Rk}$ is the characteristic load-carrying capacity per shear plane per fastener;

$f_{h,k}$ - нормативна міцність заанкерення дерев'яного елемента;

$f_{h,k}$ is the characteristic embedment strength in the timber member;

t_1 - менша із толщин бокових дерев'яних елементів, або глибина проникнення;

t_1 is the smaller of the thickness of the timber side member or the penetration depth;

t_2 - товщина середнього дерев'яного елемента;

t_2 is the thickness of the timber middle member;

d - діаметр з'єднувального елемента;

d is the fastener diameter;

$M_{y,Rk}$ - нормативний момент при границі текучості елемента кріплення;

$M_{y,Rk}$ is the characteristic fastener yield moment;

$F_{ax,Rk}$ - нормативна міцність елемента кріплення на висмикування.

$F_{ax,Rk}$ is the characteristic withdrawal capacity of the fastener.

ПРИМІТКА: На рисунку 8.3 показано різні моделі руйнування

NOTE 1: The different failure modes are illustrated in Figure 8.3

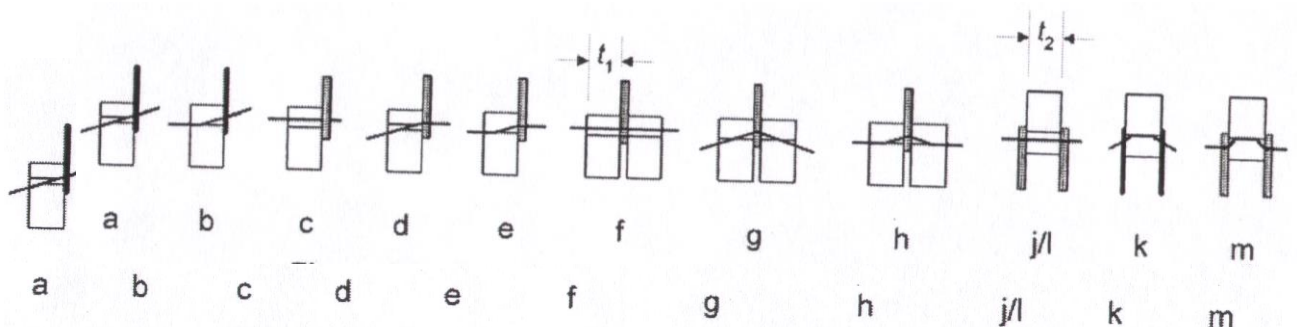


Рисунок 8.3 - Моделі руйнування для з'єднань «сталь-брус»

Figure 8.3 - Failure modes for steel-to-timber connections

(4) Для обмеження врахування впливу в'язкості застосовується $F_{ax,Rk}$ 8.2.2(2).

(5)P Необхідно враховувати, що несуча здатність з'єднання «сталь-дерево» з навантаженим кінцем може знижуватись внаслідок руйнування по периметру групи з'єднувальних елементів

ПРИМІТКА: Метод визначення міцності групи з'єднувальних елементів наведено у додатку А (інформативному).

8.3 З'єднання на цвяхах

8.3.1 Поперечно завантажені цвяхи

8.3.1.1 Загальні положення

(1) Позначення товщин у з'єднаннях із зсувом у одній і двох площинах (див. рисунок 8.4) визначаються наступним чином:

t_1 – товщина елемента з боку головки цвяха при з'єднанні з однією площиною зсуву, або мінімальна товщина дерев'яного елемента з боку головки і глибина проникнення у боковий елемент при з'єднаннях з двома площинами зсуву;

t_2 - глибина проникнення у боковий елемент при з'єднаннях з однією площиною зсуву, або товщина центрального елемента при з'єднаннях з двома площинами зсуву.

(2) Деревина повинна попередньо висвердловатись якщо:

- нормативна густина деревини більша ніж 500 кг/м^3 ;
- діаметр цвяхів d перевищує 8 мм.

(3) Для квадратних і рифлених цвяхів діаметр повинен прийматись рівним розміру сторони перерізу цвяха.

(4) Для м'яких цвяхів, виготовлених із дроту з мінімальним опором розтягу 600 Н/мм^2 , повинні застосовуватись наступні величини нормативних моментів при границі текучості:

(4) For the limitation of the rope effect $F_{ax,Rk}$ 8.2.2(2) applies.

(5)P It shall be taken into account that the load-carrying capacity of steel-to-timber connections with a loaded end may be reduced by failure along the perimeter of the fastener group.

NOTE: A method of determining the strength of the fastener group is given in Annex A (informative).

8.3 Nailed connections

8.3.1 Laterally loaded nails

8.3.1.1 General

(1) The symbols for the thicknesses in single and double shear connections (see Figure 8.4) are defined as follows:

t_1 is:

the headside thickness in a single shear connection; the minimum of the head side timber thickness and the pointside penetration in a double shear connection;

t_2 is:

the pointside penetration in a single shear connection; the central member thickness in a double shear connection.

(2) Timber should be pre-drilled when:

- the characteristic density of the timber is greater than 500 kg/m^3 ;
- the diameter d of the nail exceeds 8 mm.

(3) For square and grooved nails, the nail diameter d should be taken as the side dimension.

(4) For smooth nails produced from wire with a minimum tensile strength of 600 N/mm^2 , the following characteristic values for yield moment should be used:

$$M_{y,Rk} = \begin{cases} 0,3 f_u d^{2,6} & \text{- для круглих цвяхів} \\ 0,45 f_u d^{2,6} & \text{for round nails} \end{cases} \quad (8.14)$$

- для квадратних цвяхів
for square nails

де:

$M_{y,Rk}$ - нормативна величина моменту при границі текучості, у Н мм;

d - діаметр цвяха, визначений за EN 14592, у мм;

f_u - міцність на розтяг дроту, в Н/мм².

where:

$M_{y,Rk}$ is the characteristic value for the yield moment, in Nmm;

d is the nail diameter as defined in EN 14592, in mm;

f_u is the tensile strength of the wire, in N/mm².

(5) Для цвяхів діаметром до 8 мм, включно, застосовується наступні значення нормативної міцності заанкерення у деревині та LVL:

- без попереднього висвердлювання отворів

(5) For nails with diameters up to 8 mm, the following characteristic embedment strengths in timber and LVL apply:

- without predrilled holes

$$f_{h,k} = 0,082 \rho_k d^{-0,3} \text{ Н/мм}^2 \quad \text{N/mm}^2 \quad (8.15)$$

- при попередньому висвердлюванні отворів - with predrilled holes

$$f_{h,k} = 0,082(1-0,01 d) \rho_k \text{ Н/мм}^2 \quad \text{N/mm}^2 \quad (8.16)$$

де:

ρ_k - нормативна густина деревини, в кг/м³;

d - діаметр цвяха у мм.

where:

ρ_k is the characteristic timber density, in kg/m³;

d is the nail diameter, in mm.

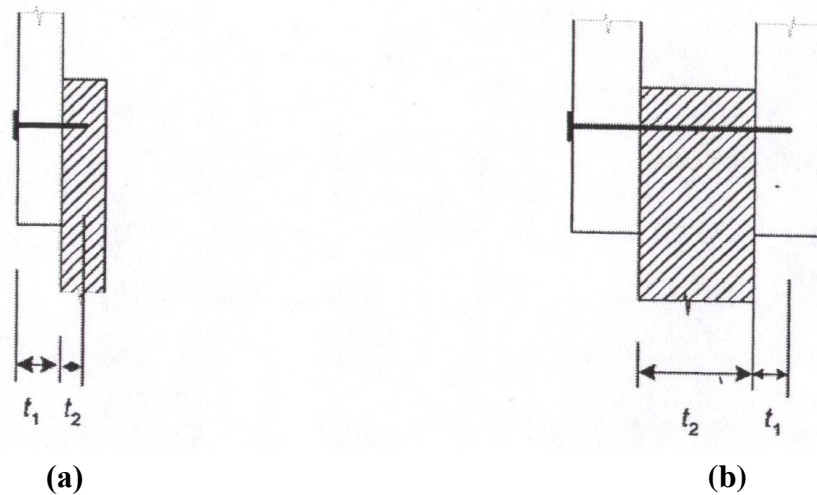


Рисунок 8.4 -Визначення t_1 і t_2 (а) – для з'єднання з однією площиною зсуву, (б) – для з'єднання з двома площиною зсуву

Figure 8.4 - Definitions of t_1 and t_2 (a) single shear connection, (b) double shear connection

(6) Для цвяхів діаметром більше 8 мм, застосовуються нормативні величини міцності заанкерення для болтів, відповідно до 8.5.1.

(6) For nails with diameters greater than 8 mm the characteristic embedment strength values for bolts according to 8.5.1 apply.

(7) У триелементному з'єднанні цвяхи можуть перекриватись у центральному елементі при умові, що $(t - t_2)$ більше ніж $4d$ (див. Рисунок 8.5).

(7) In a three-member connection, nails may overlap in the central member provided $(t - t_2)$ is greater than $4d$ (see Figure 8.5).

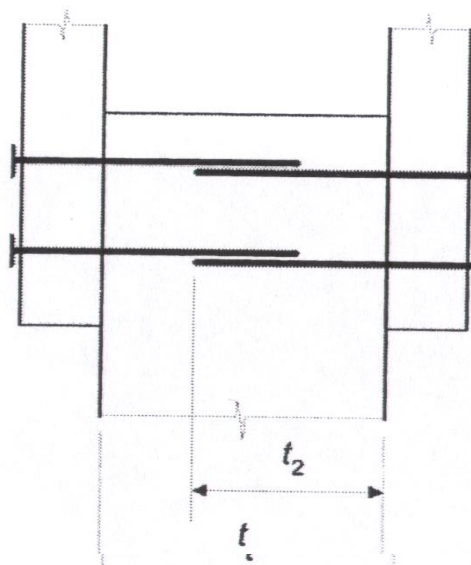


Рисунок 8.5 - Цвяхи з перекриванням

Figure 8.5 - Overlapping nails

(8) Для одного ряду n цвяхів паралельного волокнам, якщо цвяхи цього ряду відступають перпендикулярно до волокна хоча б на $1d$ (див. рисунок 8.6), несуча здатність паралельно волокнам (див. 8.1.2(4)) повинна визначатись з використанням фактичної кількості елементів кріплення n_{ef} , де:

(8) For one row of n nails parallel to the grain, unless the nails of that row are staggered perpendicular to grain by at least $1d$ (see figure 8.6), the load-carrying capacity parallel to the grain (see 8.1.2(4)) should be calculated using the effective number of fasteners n_{ef} , where:

$$n_{ef} = n^{k_{ef}} \quad (8.17)$$

де:

n_{ef} - фактична кількість цвяхів у ряді;

n - кількість цвяхів у ряді;

k_{ef} - наведено у таблиці 8.1

where:

n_{ef} is the effective number of nails in the row;

n is the number of nails in a row;

k_{ef} is given in Table 8.1.

Таблиця 8.1 - Величини k_{ef}

Крок ^a	k_{ef}	
	Без попереднього висвердлення отворів	З попереднім висвердленням отворів
$a_1 \geq 14d$	1,0	1,0
$a_1 = 10d$	0,85	0,85
$a_1 = 7d$	0,7	0,7
$a_1 = 4d$	-	0,5

^a Для проміжних кроків дозволяється визначати k_{ef} інтерполяцією

Table 8.1 - Values of k_{ef}

Spacing ³	k_{ef}	
	Not predrilled	Predrilled
$a_1 \geq 14d$	1,0	1,0
$a_1 = 10d$	0,85	0,85
$a_1 = 7d$	0,7	0,7
$a_1 = 4d$	-	0,5

^a For intermediate spacings, linear interpolation of k_{ef} is permitted

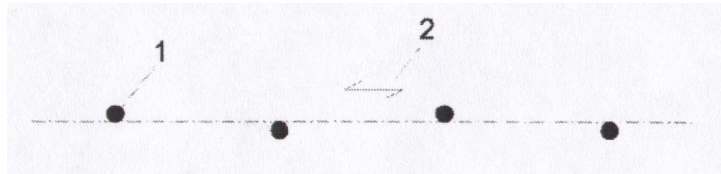


Рисунок 8.6 - Цвяхи у ряді паралельно волокнам з відступом перпендикулярно до волокна на d

Figure 8.6 - Nails in a row parallel to grain staggered perpendicular to grain by d

(9) У з'єднанні повинно бути не менше двох цвяхів.

(9) There should be at least two nails in a connection.

(10) Вимоги стосовно конструювання і перевірки з'єднань на цвяхах наведено у 10.4.2.

(10) Requirements for structural detailing and control of nailed connections are given in 10.4.2.

8.3.1.2 З'єднання на цвяхах «деревина-деревина»

8.3.1.2 Nailed timber-to-timber connections

(1) Для гладких цвяхів глибина проникнення у поперечному напрямі повинна становити не менш ніж $8d$.

(1) For smooth nails the pointside penetration length should be at least $8d$.

(2) Для всіх інших типів цвяхів, згідно з EN 14592, глибина проникнення у поперечному напрямі повинна становити не менш ніж $6d$.

(2) For nails other than smooth nails, as defined in EN 14592, the pointside penetration length should be at least $6d$.

(3) Гладкі цвяхи у крайньому волокні не спроможні передавати по бокові зусилля і не враховуються.

(3) Smooth nails in end grain should not be considered capable of transmitting lateral forces.

(4) У якості альтернативи до 8.3.1.2(3) для цвяхів у крайньому волокні застосовуються наступні правила:

(4) As an alternative to 8.3.1.2(3), for nails in end grain the following rules apply:

- для допоміжних конструкцій можуть застосовуватись гладкі цвяхи. Значення розрахункової несучої здатності повинно прийматись $1/3$ її величини для цвяхів встановлених під прямим кутом до волокна;

- In secondary structures smooth nails may be used. The design values of the load-carrying capacity should be taken as $1/3$ of the values for nails installed at right angles to the grain;

- всі інші типи цвяхів, згідно з EN 14592, окрім гладких, можуть застосовуватись не тільки для допоміжних конструкцій. Значення розрахункових несучих здатностей повинні прийматись $1/3$ їх величин для гладких цвяхів еквівалентного діаметра, встановлених під прямим кутом до волокна при забезпеченні наступних умов:

- Nails other than smooth nails, as defined in EN 14592, may be used in structures other than secondary structures. The design values of the load-carrying capacity should be taken as $1/3$ of the values for smooth nails of equivalent diameter installed at right angles to the grain, provided that:

- цвяхи завантажені тільки збоку;
- у з'єднанні наявні мінімум три цвяхи;
- глибина проникнення у поперечному напрямі становить не менш ніж $10d$;

- the nails are only laterally loaded;
- there are at least three nails per connection;
- the pointside penetration is at least $10d$

- з'єднання не підпадає під умови експлуатаційного класу 3;
- задовольняються умови щодо встановлення кроків і відстаней до граней, заданих у таблиці 8.2

ПРИМІТКА 1: Прикладом допоміжної конструкції може слугувати бордюр на дошка, прибита до торців крокв.

ПРИМІТКА 2: Рекомендовані правила застосування наведено у 8.3.1.2(3). У національному додатку може надаватись національний вибір.

- the connection is not exposed to service class 3 conditions;
- the prescribed spacings and edge distances given in Table 8.2 are satisfied.

Note 1: An example of a secondary structure is a fascia board nailed to rafters.

Note 2: The recommended application rule is given in 8.3.1.2(3). The National choice may be specified in the National annex.

(5) Мінімальні кроки та відстані до кінців і граней наведено у таблиці 8.2, де (див. рисунок 8.7);

- a_1 - крок цвяхів одного ряду, паралельно волокну;
- a_2 - крок рядів цвяхів перпендикулярно волокнам;
- $a_{3,c}$ - відстань між цвяхом та ненавантаженим кінцем;
- $a_{3,t}$ - відстань між цвяхом та навантаженим кінцем;
- $a_{4,c}$ - відстань між цвяхом та ненавантаженою гранню;
- $a_{4,t}$ - відстань між цвяхом та навантаженою гранню;
- α - кут між силою та напрямком волокна.

(5) Minimum spacings and edge and end distances are given in Table 8.2, where (see Figure 8.7):

- a_1 is the spacing of nails within one row parallel to grain;
- a_2 is the spacing of rows of nails perpendicular to grain;
- $a_{3,c}$ is the distance between nail and unloaded end;
- $a_{3,t}$ is the distance between nail and loaded end;
- $a_{4,c}$ is the distance between nail and unloaded edge;
- $a_{4,t}$ is the distance between nail and loaded edge;
- α is the angle between the force and the grain direction.

Таблиця 8.2 Мінімальні кроки та відстані до кінців і граней для цвяхів

Крок або відстань (див. рисунок 8.7)	Кут α	Мінімальні кроки та відстані до кінців/граней		
		Без попереднього висвердлення отворів		З попереднім висвердленням отворів
		$\rho_k \leq 420 \text{ кг/м}^3$	$420 \text{ кг/м}^3 < \rho_k \leq 500 \text{ кг/м}^3$	
Крок a_1 (паралельно волокну)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$d < 5 \text{ мм.}$ $(5+5 \cos \alpha) d$ $d \geq 5 \text{ мм.}$ $(5+7 \cos \alpha) d$	$(7+8 \cos \alpha) d$	$(4 + \cos \alpha) d$
Крок a_2 (перпендикулярно волокну)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$5d$	$7d$	$(3 + \sin \alpha) d$
Відстань $a_{3,t}$ (навантажений кінець)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$(10+5 \cos \alpha) d$	$(15+5 \cos \alpha) d$	$(7+5 \cos \alpha) d$

Відстань $a_{3,c}$ (ненавантажений кінець)	$90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$10d$	$15d$	$7d$
Відстань $a_{4,t}$ (навантажений кінець)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$d < 5$ мм. $(5+2 \sin \alpha) d$ $d \geq 5$ мм; $(5+5 \sin \alpha) d$	$(d < 5$ мм. $(7+2 \sin \alpha) d$ $d \geq 5$ мм. $(7+5 \sin \alpha) d$	$(d < 5$ мм. $(3+2 \sin \alpha) d$ $d \geq 5$ мм. $(3+4 \sin \alpha) d$
Відстань $a_{4,c}$ (ненавантажений кінець)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$5d$	$7d$	$3d$

Table 8.2 - Minimum spacings and edge and end distances for nails

Spacing or distance (see Figure 8.7)	Angle α	Minimum spacing or end/edge distance		
		without predrilled holes		with predrilled holes
		$\rho_k \leq 420$ kg/m ³	420 kg/m ³ < $\rho_k \leq 500$ kg/m ³	
Spacing a_1 (parallel to grain)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$d < 5$ mm: $(5+5 \cos \alpha) d$ $d \geq 5$ mm: $(5+7 \cos \alpha) d$	$(7+8 \cos \alpha) d$	$(4+ \cos \alpha) d$
Spacing a_2 (perpendicular to grain)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$5d$	$7d$	$(3+ \sin \alpha) d$
Distance $a_{3,t}$ (loaded end)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$(10+5 \cos \alpha) d$	$(15+5 \cos \alpha) d$	$(7+5 \cos \alpha) d$
Distance $a_{3,c}$ (unloaded end)	$90^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$10d$	$15d$	$7d$
Distance $a_{4,t}$ (loaded edge)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$d < 5$ mm: $(5+2 \sin \alpha) d$ $d \geq 5$ mm: $(5+5 \sin \alpha) d$	$d < 5$ mm: $(7+2 \sin \alpha) d$ $d > 5$ mm: $(7+5 \sin \alpha) d$	$d < 5$ mm: $(3+2 \sin \alpha) d$ $d \geq 5$ mm: $(3+4 \sin \alpha) d$
Distance $a_{4,c}$ (unloaded edge)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$5d$	$7d$	$3d$

(6) Необхідно попередньо висвердлювати отвори у деревині при товщині елементів менш ніж:

(6) Timber should be pre-drilled when the thickness of the timber members is smaller than

$$t = \max \begin{cases} 7d \\ (13d - 30) \frac{\rho_k}{400} \end{cases} \quad (8.18)$$

де:

where:

t - мінімально допустима товщина дерев'яного елемента без висвердлювання отворів;

t is the minimum thickness of timber member to avoid pre-drilling, in mm;

ρ_k - нормативна густина деревини, в кг/м³

ρ_k is the characteristic timber density in kg/m³;

d - діаметр цвяхів, в мм.

d is the nail diameter, in mm.

(7) У деревині особливо чутливих до розколювання порід, необхідно попередньо висвердлювати отвори якщо товщина дерев'яних елементів менша ніж

(7) Timber of species especially sensitive to splitting should be pre-drilled when the thickness of the timber members is smaller than

$$t = \max \begin{cases} 14d \\ (13d - 30) \frac{\rho_k}{200} \end{cases} \quad (8.19)$$

Вираз (8.19), можна замінити на (8.18) при наступних відстанях до грані:

Expression (8.19) may be replaced by expression (8.18) for edge distances given by:

$$a_4 \geq 10d \quad \text{для } \rho_k \leq 420 \text{ кг/м}^3$$

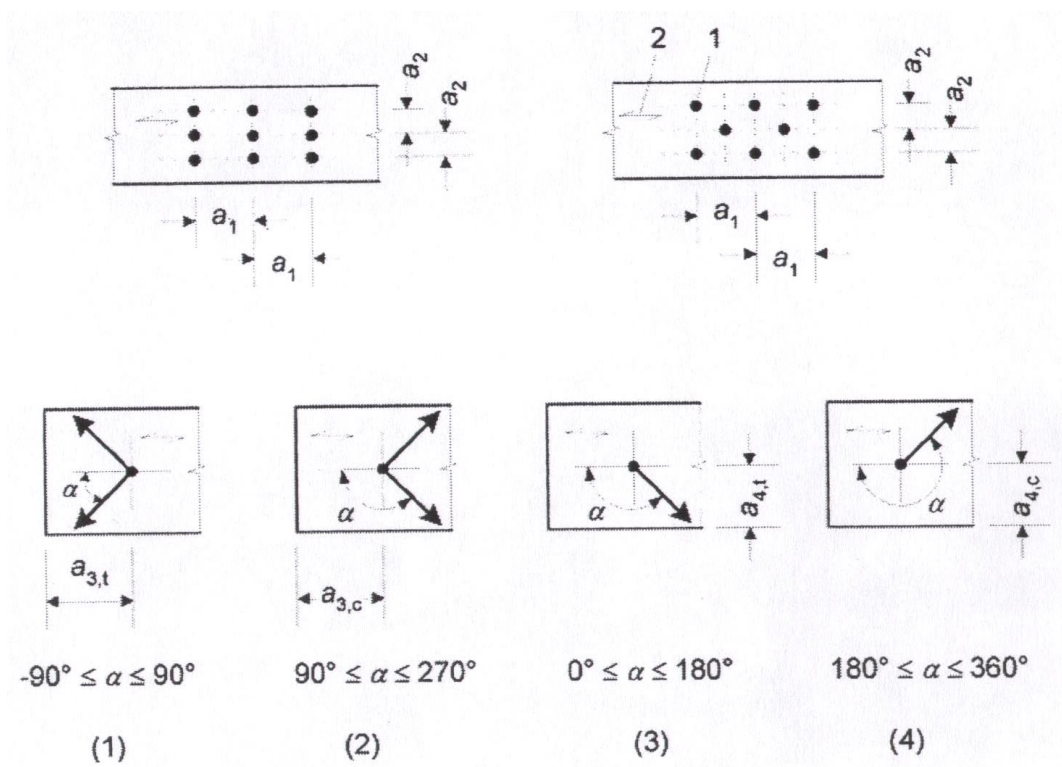
$$a_4 \geq 10d \quad \text{for } \rho_k \leq 420 \text{ kg/m}^3$$

$$a_4 \geq 14d \quad \text{для } 420 \text{ кг/м}^3 \leq \rho_k \leq 500 \text{ кг/м}^3.$$

$$a_4 \geq 14d \quad \text{for } 420 \text{ kg/m}^3 \leq \rho_k \leq 500 \text{ kg/m}^3.$$

ПРИМІТКА: Прикладами чутливої до розколювання деревини можуть бути ялина (*abies alba*), піхта (*pseudotsuga menziesii*) сосна (*pinus alba*). Рекомендується застосовувати 8.3.1.2(7) для деревини ялини (*abies alba*) і піхти (*pseudotsuga menziesii*). Національні додатки можуть містити національний вибір.

Note: Examples of species sensitive to splitting are fir (*abies alba*), Douglas fir (*Pseudotsuga menziesii*) and spruce (*pinus alba*). It is recommended to apply 8.3.1.2(7) for species fir (*abies alba*) and Douglas fir (*pseudotsuga menziesii*). The National choice may be specified in the National annex.



- Позначення:
- (1) – навантажений кінець
 - (2) - ненавантажений кінець
 - (3) – навантажена грань
 - (4) - ненавантажена грань
 - 1 – елемент кріплення
 - 2 – напрям волокна

Рисунок 8.7 -Кроки та відстані до кінців і граней

- (а) крок паралельно волокну в одному ряді та перпендикулярно волокну між рядами,
 (б) відстані до краю і граней

- Key:
- (1) Loaded end
 - (2) Unloaded end
 - (3) Loaded edge
 - (4) Unloaded edge
 - 1 Fastener
 - 2 Grain direction

Figure 8.7 - Spacings and end and edge distances (a) Spacing parallel to grain in a row and perpendicular to grain between rows, (b) Edge and end distances

8.3.1.3 З'єднання на цвяхах «лишт-деревина»

(1) Застосовуються мінімальні кроки для всіх з'єднань на цвяхах «панель-деревина», наведені у таблиці 8.2 і помножені на коефіцієнт 0,85. Якщо інше не визначено нижче, то застосовуються ті ж відстані від цвяхів до країв/граней.

(2) Мінімальні відстані від цвяхів до країв і граней для фанерних елементів повинні прийматись $3d$ для ненавантаженої грані (або кінця) і $(3 + 4 \sin \alpha)d$ для навантаженої грані (або кінця), де α – кут між напрямком навантаження і навантаженою гранню (або кінцем).

(3) Для цвяхів з голівкою діаметром не менш ніж $2d$ нормативні міцності заанкерення приймаються рівними:

- для фанери:

8.3.1.3 Nailed panel-to-timber connections

(1) Minimum nail spacings for all nailed panel-to-timber connections are those given in Table 8.2, multiplied by a factor of 0,85. The end/edge distances for nails remain unchanged unless otherwise stated below.

(2) Minimum edge and end distances in plywood members should be taken as $3d$ for an unloaded edge (or end) and $(3 + 4 \sin \alpha)d$ for a loaded edge (or end), where α is the angle between the direction of the load and the loaded edge (or end).

(3) For nails with a head diameter of at least $2d$, the characteristic embedment strengths are as follows:

- for plywood:

$$f_{h,k} = 0,11 \rho_k d^{-0,3} \quad (8.20)$$

де:

$f_{h,k}$ - нормативна міцність заанкерення, в Н/мм²;

ρ_k - нормативна густина фанери, в кг/м³;

d - діаметр цвяха, в мм;

- для ДВП, згідно з EN 622-2:

where:

$f_{h,k}$ is the characteristic embedment strength, in N/mm²;

ρ_k is the characteristic plywood density in kg/m³;

d is the nail diameter, in mm;

- for hardboard in accordance with EN 622-2:

$$f_{h,k} = 30 d^{-0,3} t^{0,6} \quad (8.21)$$

де:

$f_{h,k}$ - нормативна міцність заанкерення, в Н/мм²;

d - діаметр цвяха, в мм;

t - товщина панелі, в мм.

- для ДСП і OSB:

where:

$f_{h,k}$ is the characteristic embedment strength, in N/mm²;

d is the nail diameter, in mm;

t is the panel thickness, in mm.

- for particleboard and OSB:

$$f_{h,k} = 65 d^{0,7} t^{0,1} \quad (8.22)$$

де:

$f_{h,k}$ - нормативна міцність заанкерення, в Н/мм²;

d - діаметр цвяха, в мм;

t - товщина панелі, в мм.

where:

$f_{h,k}$ is the characteristic embedment strength, in N/mm²;

d is the nail diameter, in mm;

t is the panel thickness, in mm.

8.3.1.4 З'єднання на цвяхах «сталь-деревина»

(1) Застосовуються мінімальні відстані від цвяхів до кінця і граней, надані у таблиці 8.2. Мінімальні кроки цвяхів, наведені у таблиці 8.2 застосовуються з коефіцієнтом 0,7.

8.3.2 Цвяхи при осьовому навантаженні

(1)Р Гладкі цвяхи не повинні застосовуватись для сприйняття постійного або довготривалого осьового навантаження.

(2) Для різьбових цвяхів, передача осьового навантаження може розглядатись тільки через різьбову частину.

(3) Цвяхи в крайніх волокнах не повинні враховуватись для передачі осьового навантаження

(4) Характеристична несуча здатність цвяхів на висмикування, $F_{ax,Rk}$, перпендикулярних волокнам (Рис. 8.8 (а)) і встановлених під кутом (Рис. 8.8 (б)) повинна прийматись меншою із двох величин, визначених за наступними виразами:

- для всіх типів цвяхів окрім гладких, згідно з EN 14592:

$$F_{ax,Rk} = \max \begin{cases} f_{ax,k} d t_{pen} & (a) \\ f_{head,k} d_h^2 & (b) \end{cases} \quad (8.23)$$

- для гладких цвяхів:

8.3.1.4 Nailed steel-to-timber connections

(1) The minimum edge and end distances for nails given in Table 8.2 apply. Minimum nail spacings are those given in Table 8.2, multiplied by a factor of 0,7.

8.3.2 Axially loaded nails

(1)P Smooth nails shall not be used to resist permanent or long-term axial loading.

(2) For threaded nails, only the threaded part should be considered capable of transmitting axial load.

(3) Nails in end grain should be considered incapable of transmitting axial load.

(4) The characteristic withdrawal capacity of nails, $F_{ax,Rk}$, for nailing perpendicular to the grain (Figure 8.8 (a)) and for slant nailing (Figure 8.8 (b)), should be taken as the smaller of the values found from the following expressions:

- For nails other than smooth nails, as defined in EN 14592:

- For smooth nails:

$$F_{ax,Rk} = \max \begin{cases} f_{ax,k} d t_{pen} & (a) \\ f_{ax,k} d t + f_{head,k} d_h^2 & (b) \end{cases} \quad (8.24)$$

де:

$f_{ax,k}$ - нормативний опір на висмикування у поперечному напрямку;

$f_{head,k}$ - нормативний опір на продавлювання з боку головки;

d - діаметр цвяха відповідно до 8.3.1.1;

t_{pen} - глибина бокового проникнення або глибина різьбової частини бокового елемента;

t - товщина елемента з боку головки;

d_h - діаметр головки цвяха.

where:

$f_{ax,k}$ is the characteristic pointside withdrawal strength;

$f_{head,k}$ is the characteristic headside pull-through strength;

d is the nail diameter according to 8.3.1.1;

t_{pen} is the pointside penetration length or the length of the threaded part in the pointside member;

t is the thickness of the headside member;

d_h is the nail head diameter.

(5) Нормативні опори $f_{ax,k}$ і $f_{head,k}$ повинні визначатись шляхом випробувань відповідно до EN 1382, EN 1383 і EN 14358, якщо інше не визначено нижче.

(5) The characteristic strengths $f_{ax,k}$ and $f_{head,k}$ should be determined by tests in accordance with EN 1382, EN 1383 and EN 14358 unless specified in the following.

(6) Для гладких цвяхів з глибиною проникнення у поперечному напрямку не менш ніж $12d$, нормативні значення опорів на висмикування і на продавлювання головки повинні визначатись за наступними виразами:

(6) For smooth nails with a pointside penetration of at least $12d$, the characteristic values of the withdrawal and pull-through strengths should be found from the following expressions:

$$f_{ax,k} = 20 \times 10^{-6} \rho_k^2 \quad (8.25)$$

$$f_{head,k} = 70 \times 10^{-6} \rho_k^2 \quad (8.26)$$

де:

ρ_k - нормативна густина деревини, в кг/м^3 .

(7) Для гладких цвяхів, глибина проникнення у поперечному напрямку повинна бути не менш ніж $8d$. Для цвяхів з глибина проникнення у поперечному напрямку менш ніж $12d$, несуча здатність на висмикування повинна бути помножена на $(t_{\text{pen}}/4d - 2)$. Для цвяхів з різьбою, глибина проникнення у поперечному напрямку повинна бути не менш ніж $6d$. Для цвяхів з глибина проникнення у поперечному напрямку менш ніж $8d$, несуча здатність на висмикування повинна бути помножена на $(t_{\text{pen}}/2d - 3)$.

(8) Для конструктивної деревини, змонтованої при, або близько точки насичення волокон, і яка, вірогідно, висохла під навантаженням, значення $f_{\text{ax,k}}$ і $f_{\text{head,k}}$ повинні бути помножені на $2/3$.

(9) Кроки, відстані до краю і граней для цвяхів, навантажених у поперечному напрямі, застосовуються такі ж, як і для цвяхів при осьовому навантаженні.

(10) Для нахилених цвяхів, відстань до навантаженої грані повинна бути не менш ніж $10d$ (див. Рисунок 8.8(b)). У єднанні повинно бути не менше двох нахилених цвяхів.

where:

ρ_k is the characteristic timber density in kg/m^3 ;

(7) For smooth nails, the pointside penetration t_{pen} should be at least $8d$. For nails with a pointside penetration smaller than $12d$ the withdrawal capacity should be multiplied by $(t_{\text{pen}}/4d - 2)$. For threaded nails, the pointside penetration should be at least $6d$. For nails with a pointside penetration smaller than $8d$ the withdrawal capacity should be multiplied by $(t_{\text{pen}}/2d - 3)$.

(8) For structural timber which is installed at or near fibre saturation point, and which is likely to dry out under load, the values of $f_{\text{ax,k}}$ and $f_{\text{head,k}}$ should be multiplied by $2/3$.

(9) The spacings, end and edge distances for laterally loaded nails apply to axially loaded nails.

(10) For slant nailing the distance to the loaded edge should be at least $10d$ (see Figure 8.8(b)). There should be at least two slant nails in a connection

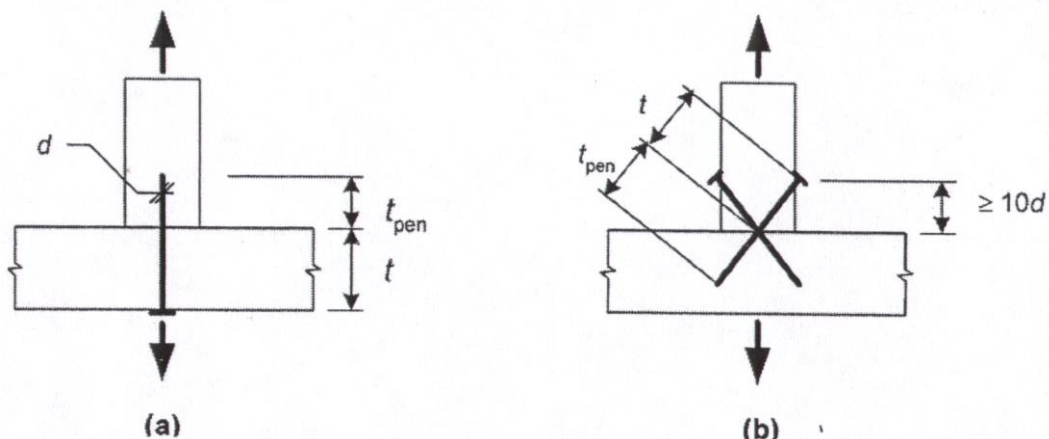


Рисунок 8.8 - (а) Цвяхове з'єднання перпендикулярно волокну і (b) - похилими цвяхами
Figure 8.8 - (a) Nailing perpendicular to grain and (b) slant nailing

8.3.3 Цвяхи, завантажені у поперечному і осьовому напрямках

(1) Для з'єднань, що зазнають одночасної дії осьового ($F_{ax,Ed}$) і поперечного ($F_{v,Ed}$) навантаження повинні задовольнятися наступні умови:

- для гладких цвяхів:

$$\frac{F_{ax,Ed}}{F_{ax,Rd}} + \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \leq 1 \quad (8.27)$$

для всіх інших цвяхів, крім гладких, згідно EN 14592:

$$\left(\frac{F_{ax,Ed}}{F_{ax,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \right)^2 \leq 1 \quad (8.28)$$

де:

$F_{ax,Rd}$ і $F_{v,Rd}$ – розрахункова несуча здатність з'єднання, відповідно навантаженого осьовим або поперечним навантаженням.

8.4 З'єднання на скобах

(1) Правила, наведені у 8.3, за винятком 8.3.1.1(5) і 8.3.1.2(7), застосовуються для круглих, або близької до круглої форми, або прямокутних скоб із скошеними або симетричними загостреними ніжками.

(2) Для скоб прямокутного поперечного перерізу діаметр d повинен прийматись як корінь квадратний із добутку обох розмірів.

(3) Ширина b гребеня скоби повинна бути щонайменше $6d$, і глибина проникнення вістря t_2 повинна становити не менш ніж $14d$, див. Рисунок 8.9.

(4) У з'єднанні повинно бути не менше двох скоб.

(5) Розрахункова несуча здатність у поперечному напрямку однієї скоби на одній площині зсуву повинна розглядатись

8.3.3 Combined laterally and axially loaded nails

(1) For connections subjected to a combination of axial load ($F_{ax,Ed}$) and lateral load ($F_{v,Ed}$) the following expressions should be satisfied:

- for smooth nails:

for nails other than smooth nails, as defined in EN 14592:

where:

$F_{ax,Ed}$ and $F_{v,Ed}$ are the design load-carrying capacities of the connection loaded with axial load or lateral load respectively.

8.4 Stapled connections

(1) The rules given in 8.3, except for 8.3.1.1(5) and (6) and 8.3.1.2(7), apply for round or nearly round or rectangular staples with bevelled or symmetrical pointed legs.

(2) For staples with rectangular cross-sections the diameter d should be taken as the square root of the product of both dimensions.

(3) The width b of the staple crown should be at least $6d$, and the pointside penetration length t_2 should be at least $14d$, see Figure 8.9.

(4) There should be at least two staples in a connection.

(5) The lateral design load-carrying capacity per staple per shear plane should be considered as equivalent to that of two nails with the staple

еквівалентною двом цвяхам з діаметром скоби, при забезпеченні умови, що кут між гребенем і напрямом волокна деревини під гребенем більше 30°, див. Рисунок 8.10. Якщо кут між гребенем і напрямком волокна під гребенем рівний або менше 30°, то несуча здатність у поперечному напрямку повинна застосовуватись з множителем 0,7.

(6) Для скоб, виготовлених із дроту з максимальним опором розтягу 800 Н/мм², повинен застосовуватись нормативний момент на границі текучості, визначений за умови:

$$M_{y,Rk} = 240 d^{2,6} \quad (8.29)$$

де:

$M_{y,Rk}$ - нормативний момент на границі текучості, в Н мм:

d - діаметр ніжки скоби.

(7) Для ряду з n скоб, паралельних волокну, несуча здатність у цьому напрямі повинна визначатись з використанням робочої кількості з'єднувальних елементів n_{ef} , відповідно до 8.3.1.1(8).

(8) Мінімальний крок скоб, відстані від кінців і граней, надані у таблиці 8.3, і показані на Рисунку 8.10, де Θ – кут між гребенем скоби та напрямком волокон.

diameter, provided that the angle between the crown and the direction of the grain of the timber under the crown is greater than 30°, see Figure 8.10. If the angle between the crown and the direction of the grain under the crown is equal to or less than 30°, then the lateral design load-carrying capacity should be multiplied by a factor of 0,7.

(6) For staples produced from wire with a minimum tensile strength of 800 N/mm², the following characteristic yield moment per leg should be used:

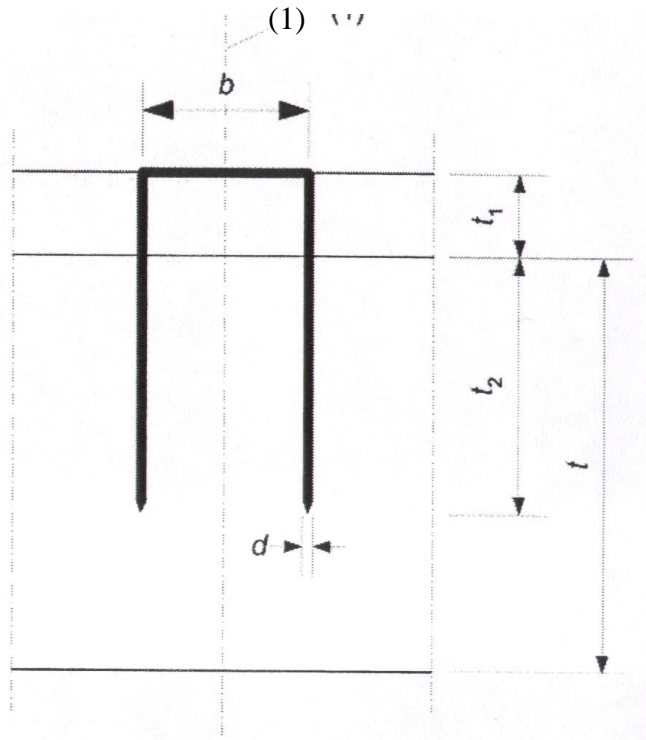
where:

$M_{y,Rk}$ is the characteristic yield moment, in Nmm;

d is the staple leg diameter, in mm.

(7) For a row of n staples parallel to the grain, the load-carrying capacity in that direction should be calculated using the effective number of fasteners n_{ef} according to 8.3.1.1(8)

(8) Minimum staple spacings, edge and end distances are given in Table 8.3, and illustrated in Figure 8.10 where Θ is the angle between the staple crown and the grain direction.



Позначення: (1) – центр скоби

Рисунок 8.9 - Розміри скоби

Key: (1) - staple centre

Figure 8.9 - Staple dimensions

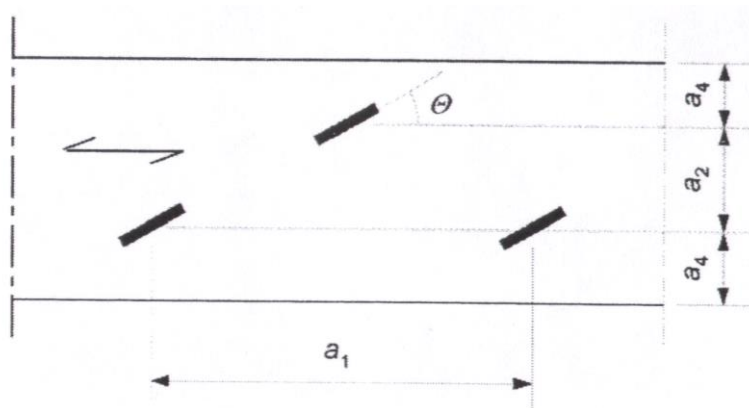


Рисунок 8.10 - Визначення кроку скоб

Figure 8.10 - Definition of spacing for staples

Таблиця 8.3 -Мінімальні кроки та відстані від кінця та граней для скоб

Крок та відстані від кінця та граней (див. рисунок 8.7)	Кут	Мінімальний крок та відстань від кінця та граней
a_1 (паралельно волокнам - для $\theta \geq 30^\circ$ - для $\theta < 30^\circ$)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(10+5 \cos \alpha) d$ $(15+5 \cos \alpha) d$
a_2 (перпендикулярно волокнам)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$15d$
$a_{3,t}$ (навантажений кінець)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$(15+5 \cos \alpha) d$
$a_{3,c}$ (ненавантажений кінець)	$90^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$15d$
$a_{4,t}$ (навантажений кінець)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$(15+5 \sin \alpha) d$
$a_{4,c}$ (ненавантажений кінець)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$10d$

Table 8.3 - Minimum spacings and edge and end distances for staples

Spacing and edge/end distances (see Figure 8.7)	Angle	Minimum spacing or edge/end distance
a_1 (parallel to grain) for $0 \geq 30^\circ$ for $0 < 30^\circ$	$0^\circ < \alpha < 360^\circ$	$(10 + 5 \cos \alpha)d$ $(15 + 5 \cos \alpha)d$
a_2 (perpendicular to grain)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$15d$
$a_{3,t}$ (loaded end)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$(15 + 5 \cos \alpha) d$
$a_{3,c}$ (unloaded end)	$90^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$15d$
$a_{4,t}$ (loaded edge)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$(15 + 5 \sin \alpha) d$
$a_{4,c}$ (unloaded edge)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$10d$

8.5 Болтові з'єднання

8.5 Bolted connections

8.5.1 Болти навантажені у поперечному напрямі

8.5.1 Laterally loaded bolts

8.5.1.1 Загальні положення та болтові з'єднання типу «деревина-деревина»

8.5.1.1 General and bolted timber-to-timber connections

(1) Для болтів повинні застосовуватись наступне нормативне значення моменту на границі текучості:

(1) For bolts the following characteristic value for the yield moment should be used:

$$M_{y,Rk} = 0,3 f_{u,k} d^{2,6} \quad (8.30)$$

де:

$M_{y,Rk}$ - нормативний момент на границі текучості, в Н мм:

$f_{u,k}$ - нормативний опір при розтяганні, в Н/мм²;

d - діаметр ніжки скоби.

(2) Для болтів діаметром до 30 мм, значення нормативної міцності заанкерення при куті α до волокна, для деревини і LVL повинно визначатись як:

where:

$M_{y,Rk}$ is the characteristic value for the yield moment, in Nmm;

$f_{u,k}$ is the characteristic tensile strength, in N/mm²;

d is the bolt diameter, in mm.

(2) For bolts up to 30 mm diameter, the following characteristic embedment strength values in timber and LVL should be used, at an angle α to the grain:

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,\alpha,k}}{k_{90} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (8.31)$$

$$f_{h,0,k} = 0,082 (1 - 0,01 d) \rho_k \quad (8.32)$$

де:

where:

$$k_{90} = \begin{cases} 1,35 + 0,015 d & \text{for softwoods; для м'якої деревини} \\ 1,30 + 0,015 d & \text{for LVL; для LVL} \\ 0,90 + 0,015 d & \text{for hardwoods; для твердої деревини} \end{cases} \quad (8.33)$$

$f_{h,0,k}$ - нормативна міцність заанкерення паралельно волокну, в Н/мм²;

ρ_k - нормативна густина деревини, в кг/м³;

α - кут напрямку навантаження до волокна;

d - діаметр болта, в мм.

(3) Мінімальні кроки та відстані до краю і граней повинні прийматись за таблицею 8.4, з позначеннями, наведеними на рисунку 8.7.

$f_{h,0,k}$ is the characteristic embedment strength parallel to grain, in N/mm²;

ρ_k is the characteristic timber density, in kg/m³;

α is the angle of the load to the grain;

d is the bolt diameter, in mm.

(3) Minimum spacings and edge and end distances should be taken from Table 8.4, with symbols illustrated in Figure 8.7.

Таблиця 8.4 -Мінімальні кроки та відстані від кінця та граней для болтів

Крок та відстані від кінця та граней (див. рисунок 8.7)	Кут	Мінімальний крок та відстань від кінця та граней
a_1 (паралельно волокнам)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(4 + \cos \alpha) d$
a_2 (перпендикулярно волокнам)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$4 d$
$a_{3,t}$ (навантажений кінець)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$\max (7 d; 80\text{мм})$
$a_{3,c}$ (ненавантажений кінець)	$90^\circ \leq \alpha < 150^\circ$	$\max [(1+6 \sin \alpha) d; 4d]$
	$150^\circ \leq \alpha < 210^\circ$	$4 d$
	$210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$\max [(1+6 \sin \alpha) d; 4d]$
$a_{4,t}$ (навантажений кінець)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$\max [(2+2 \sin \alpha) d; 3d]$
$a_{4,c}$ (ненавантажений кінець)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$3 d$

Table 8.4 - Minimum values of spacing and edge and end distances for bolts

Spacing and end/edge distances (see Figure 8.7)	Angle	Minimum spacing or distance
a_1 (parallel to grain)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(4 + \cos \alpha) d$
a_2 (perpendicular to grain)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$4 d$
$a_{3,t}$ (loaded end)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$\max (7d, 80 \text{ mm})$
$a_{3,c}$ (unloaded end)	$90^\circ \leq \alpha \leq 150^\circ$	$\max [(1 + 6 \sin \alpha)d; Ad]$
	$150^\circ \leq \alpha \leq 210^\circ$	$4 d$
	$210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$\max [(1 + 6 \sin \alpha) d; 4d]$
$a_{4,t}$ (loaded edge)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$\max [(2 + 2 \sin \alpha) d; 3d]$
$a_{4,c}$ (unloaded edge)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$3 d$

4) Для ряду з n болтів, паралельних волокну, несуча здатність у цьому напрямі повинна визначатись з використанням робочої кількості з'єднувальних елементів n_{ef} , відповідно до 8.1.2(4), де:

(4) For one row of n bolts parallel to the grain direction, the load-carrying capacity parallel to grain, see 8.1.2(4), should be calculated using the effective number of bolts n_{ef} where:

$$n_{ef} = \min \begin{cases} n \\ n^{0,9} \sqrt[4]{\frac{a_1}{13d}} \end{cases} \quad (8.34)$$

де:

a_1 - крок між болтами та напрямком волокна;

d - діаметр болта;

n - кількість болтів у ряді.

Для навантажень, перпендикулярних до волокна, робоча кількість елементів кріплення приймається як :

where:

a_1 is the spacing between bolts in the grain direction;

d is the bolt diameter

n is the number of bolts in the row.

For loads perpendicular to grain, the effective number of fasteners should be taken as

$$n_{ef} = n \quad (8.35)$$

Для кутів $0^\circ < \alpha < 90^\circ$, між напрямком навантаженням і волокон, n_{ef} може визначатись лінійною інтерполяцією між значеннями за виразами (8.34) і (8.35).

(5) Вимоги стосовно розмірів і товщин шайб відносно діаметру болта , наведені у 10.4.3.

8.5.1.2 З'єднання «панель-деревина» на болтах

(1) Для фанери, при всіх кутах до лицьових волокон, міцність заанкерення , в Н/мм^2 , повинна визначатись, як:

For angles $0^\circ < \alpha < 90^\circ$ between load and grain direction, n_{ef} may be determined by linear interpolation between expressions (8.34) and (8.35).

(5) Requirements for minimum washer dimensions and thickness in relation to bolt diameter are given in 10.4.3

8.5.1.2 Bolted panel-to-timber connections

(1) For plywood the following embedment strength, in N/mm^2 , should be used at all angles to the face grain:

$$f_{h,k} = 0,11(1-0,01 d) \rho_k \quad (8.36)$$

де:

ρ_k - нормативна густина фанери, в кг/м^3 ;

d - діаметр болта, в мм.

(2) Для ДСП і OSB необхідно застосовувати на міцність заанкерення, в Н/мм^2 , при всіх кутах до лицьових волокон, визначену як:

where:

ρ_k is the characteristic plywood density, in kg/m^3 ;

d is the bolt diameter, in mm.

(2) For particleboard and OSB the following embedment strength value, in N/mm^2 , should be used at all angles to the face grain:

$$f_{h,k} = 50d^{-0,6} t^{0,2} \quad (8.37)$$

де:

d - діаметр болта, в мм;

t - товщина панелі, в мм.

where:

d is the bolt diameter, in mm;

t is the panel thickness, in mm.

8.5.1.3 З'єднання «сталь-деревина» на болтах

(1) Застосовуються правила, наведені у 8.2.3.

8.5.2 Болти при осьовому навантаженні

(1) Несучі здатності болта на осьове навантаження та на висмикування повинні прийматись рівними меншій із величин:

- несучої здатності болта на розтяг;
- несучої здатності сталевій шайби або (для з'єднань «сталь-деревина») пластини.

(2) Несуча здатність шайби повинна визначатись за припущення, що величина нормативного опору стисканню в зоні контакту становить $3,0f_{c,90,k}$.

(3) Несуча здатність болта на сталевій пластині не повинна перевищувати несучу здатність круглої шайби мінімальним діаметром:

- $12t$, де t – товщина пластини;
- $4d$, де d – діаметр болта.

8.6 З'єднання нагельного типу

(1) Застосовуються правила, надані у 8.5.1, за винятком 8.5.1.1(3).

(2) Діаметр нагелів повинен становити більш ніж 6мм і не перевищувати 30 мм.

(3) Мінімальний крок і відстані від кінців та граней наведені у таблиці 8.5, з позначеннями, показаними на Рисунку 8.7.

8.5.1.3 Bolted steel-to-timber connections

(1) The rules given in 8.2.3 apply.

8.5.2 Axially loaded bolts

(1) The axial load-bearing capacity and withdrawal capacity of a bolt should be taken as the lower value of:

- the bolt tensile capacity;
- the load-bearing capacity of either the washer or (for steel-to-timber connections) the steel plate.

(2) The bearing capacity of a washer should be calculated assuming a characteristic compressive strength on the contact area of $3,0f_{c,90,k}$

(3) The bearing capacity per bolt of a steel plate should not exceed that of a circular washer with a diameter which is the minimum of:

- $12t$, where t is the plate thickness;
- $4d$, where d is the bolt diameter.

8.6 Dowelled connections

(1) The rules given in 8.5.1 except 8.5.1.1(3) apply.

(2) The dowel diameter should be greater than 6 mm and less than 30 mm.

(3) Minimum spacing and edge and end distances are given in Table 8.5, with symbols illustrated in Figure 8.7.

Таблиця 8.5 - Мінімальні кроки та відстані від кінця та граней для нагелів

Крок та відстані від кінця та граней (див. рисунок 8.7)	Кут	Мінімальний крок та відстань від кінця та граней
a_1 (паралельно волокну)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(3+2 \cos \alpha) d$
a_2 (перпендикулярно волокнам)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$3 d$
$a_{3,t}$ (навантажений кінець)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$\max (7 d; 80 \text{ мм})$
$a_{3,c}$ (ненавантажений кінець)	$90^\circ \leq \alpha \leq 150^\circ$	$\max [(a_{3,c} \sin \alpha) d; 3d]$
	$150^\circ \leq \alpha \leq 210^\circ$	$34 d$
	$210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$\max [(a_{3,t} \sin \alpha) d; 3d]$
$a_{4,t}$ (навантажений кінець)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$(\max [(2+2\sin \alpha) d; 3d])$
$a_{4,c}$ (ненавантажений кінець)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$3 d$

Table 8.5 - Minimum spacings and edge and end distances for dowels

Spacing and edge/end distances (see Figure 8.7)	Angle	Minimum spacing or edge/end distance
a_1 (parallel to grain)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(3 + 2 \cos \alpha)d$
a_2 (perpendicular to grain)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$3 d$
$a_{3,t}$ (loaded end)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$\max (7d, 80 \text{ mm})$
$a_{3,c}$ (unloaded end)	$90^\circ \leq \alpha \leq 150^\circ$	$\max(a_{3,t} \sin \alpha)d, 3d)$
	$150^\circ \leq \alpha \leq 210^\circ$	$3 d$
	$210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$\max(a_{3,t} \sin \alpha) d; 3d)$
$a_{4,t}$ (loaded edge)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$\max([2 + 2 \sin \alpha) d; 3d)$
$a_{4,c}$ (unloaded edge)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$3 d$

(4) Вимоги стосовно допусків для отворів під нагелі наведено у 10.4.4.

(4) Requirements for dowel hole tolerances are given in 10.4.4.

8.7 З'єднання на шурупах

8.7 Screwed connections

8.7.1 Шурупи при поперечному навантаженні

8.7.1 Laterally loaded screws

(1)P Вплив різьбової частини шурупа повинен враховуватись при визначенні несучої здатності, шляхом застосування фактичного діаметра d_{ef} .

(1)P The effect of the threaded part of the screw shall be taken into account in determining the load-carrying capacity, by using an effective diameter d_{ef}

(2) Для шурупів з гладкою хвостовою частиною, у яких зовнішній діаметр різьби рівний діаметру гладкої частини, застосовуються правила, наведенні у 8.2, при дотриманні умов, що:

- фактичний діаметр d_{ef} , приймається у якості діаметра гладкої частини;
- гладка хвостова частина проникає в елемент, у який заходить кінець з різьбою не менш ніж на $4d$.

(3) Для всіх інших випадків коли умови (2) не виконуються, несуча здатність знаходиться з використанням розрахункового діаметра d_{ef} в 1,1 рази більше діаметра по різі.

(4) Для гладкої частини шурупа, діаметром $d > 6$ мм, застосовуються правила, наведені у 8.5.1.

(5) Для гладкої частини шурупа, діаметром 6 мм, застосовуються правила, наведені у 8.3.1.

(6) Правила стосовно конструювання і контролю з'єднань на шурупах, наведені у 10.4.5.

8.7.2 Шурупи при осьовому навантаженні

(1) При перевірці несучої здатності з'єднань на шурупах при осьовому навантаженні повинні розглядатись такі можливі форми руйнування:

- несуча здатність на висмикування різьбової частини шурупа;
- несуча здатність шурупів на відрив головки, при застосуванні сталевих пластин, повинна бути вищою за опір шурупа розтягання;
- міцність на втягування головки шурупа;
- для шурупів, застосованих у поєднанні зі сталевими пластинами, руйнування групи шурупів вдовж замкнутої кривої (зріз по масиву або зріз по контакту).

(2) Мінімальний крок та відстані від граней для шурупів при осьовому навантаженні наведені у таблиці 8.6.

(2) For smooth shank screws, where the outer thread diameter is equal to the shank diameter, the rules given in 8.2 apply, provided that:

- The effective diameter d_{ef} is taken as the smooth shank diameter;
- The smooth shank penetrates into the member containing the point of the screw by not less than $4d$.

(3) Where the conditions in (2) are not satisfied, the screw load-carrying capacity should be calculated using an effective diameter d_{ef} taken as 1,1 times the thread root diameter.

(4) For smooth shank screws with a diameter $d > 6$ mm, the rules in 8.5.1 apply.

(5) For smooth shank screws with a diameter of 6 mm or less, the rules of 8.3.1 apply.

(6) Requirements for structural detailing and control of screwed joints are given in 10.4.5.

8.7.2 Axially loaded screws

(1) The following failure modes should be verified when assessing the load-carrying capacity of connections with axially loaded screws:

- the withdrawal capacity of the threaded part of the screw;
- for screws used in combination with steel plates, the tear-off capacity of the screw head should be greater than the tensile strength of the screw;
- the pull-through strength of the screw head;
- the tension strength of the screw;
- for screws used in conjunction with steel plates, failure along the circumference of a group of screws (block shear or plug shear);

(2) Minimum spacing and edge distances for axially loaded screws should be taken from Table 8.6.

Таблиця 8.6 -Мінімальні кроки та відстані від граней для шурупів при осьовому навантаженні

Шурупи загвинчені	Мінімальний крок	Мінімальна відстань до граней
Під прямим кутом до волокна	$4d$	$4d$
У кінцеве волокно	$4d$	$2,5d$

Table 8.6 - Minimum spacings and edge distances for axially loaded screws

Screws driven	Minimum spacing	Minimum edge distance
At right angle to the grain	$4d$	$4d$
In end grain	$4d$	$2,5d$

(3) Мінімальна глибина проникнення загостреного кінця різьбової частини повинна становити $6d$.

(3) The minimum pointside penetration length of the threaded part should be $6d$.

(4) Нормативна несуча здатність на висмикування, з'єднання на шурупах при осьовому навантаженні, повинна становити:

(4) The characteristic withdrawal capacity of connections with axially loaded screws should be taken as:

$$F_{ax,\alpha,Rk} = n_{ef} (\pi d l_{ef})^{0,8} f_{ax,\alpha,k} \quad (8.38)$$

де:

where:

$F_{ax,\alpha,Rk}$ - нормативна несуча здатність на висмикування, з'єднання під кутом α до волокна:

$F_{ax,\alpha,Rk}$ is the characteristic withdrawal capacity of the connection at an angle α to the grain;

n_{ef} - фактична кількість шурупів:

n_{ef} is the effective number of screws;

d - зовнішній діаметр на різьбової частині:

d is the outer diameter measured on the threaded part;

l_{ef} - глибина проникнення загостреного кінця різьбової частини мінус один діаметр різьби;

l_{ef} is the pointside penetration length of the threaded part minus one screw diameter;

$f_{ax,\alpha,k}$ - нормативний опір висмикуванню під кутом α до волокна.

$f_{ax,\alpha,k}$ is the characteristic withdrawal strength at an angle α to the grain.

(5) Нормативний опір висмикуванню під кутом α до волокна повинен визначатись, як:

(5) The characteristic withdrawal strength at an angle α to the grain should be taken as: with:

$$f_{ax,\alpha,k} = \frac{f_{ax,k}}{\sin^2 \alpha + 1,5 \cos^2 \alpha} \quad (8.39)$$

де:

$$f_{ax,k} = 3,6 \times 10^{-3} \rho_k^{1,5} \quad (8.40)$$

де:

$f_{ax,\alpha,k}$ - нормативний опір висмикуванню під кутом α до волокна;

$f_{ax,k}$ - нормативний опір висмикуванню перпендикулярно до волокна;

ρ_k - нормативна густина, в кг/м³.

ПРИМІТКА: Форми руйнування сталі або деревини навколо шурупів є крихкими, тобто при малих граничних деформаціях і тому можливість перерозподілу напружень є обмеженою.

(6)P Несуча здатність головки на протягування повинна визначатись випробуваннями, у відповідності до EN1383.

(7) У з'єднанні з групою шурупів, навантажених компонентою сили паралельною хвостовій частині, фактична кількість шурупів приймається як:

where:

$f_{ax,\alpha,k}$ is the characteristic withdrawal strength at an angle α to the grain;

$f_{ax,k}$ is the characteristic withdrawal strength perpendicular to the grain;

ρ_k is the characteristic density, in kg/m³.

NOTE: Failure modes in the steel or in the timber around the screw are brittle, i.e. with small ultimate deformation and therefore have a limited possibility for stress redistribution.

(6)P The pull-through capacity of the head shall be determined by tests, in accordance with EN1383.

(7) For a connection with a group of screws loaded by a force component parallel to the shank, the effective number of screws is given by:

$$n_{ef} = n^{0,9} \quad (8.41)$$

де:

n_{ef} - фактична кількість шурупів;

n - кількість шурупів, що працюють разом у з'єднанні.

where:

n_{ef} is the effective number of screws;

n is the number of screws acting together in a connection.

8.7.3 Шурупи при спільній дії поперечного і осьового навантаження

(1) Для з'єднань на шурупах, які зазнають спільної дії осьового та поперечного навантаження повинна задовольнятися умова виразу (8.28).

8.7.3 Combined laterally and axially loaded screws

(1) For screwed connections subjected to a combination of axial load and lateral load, expression (8.28) should be satisfied.

8.8 З'єднання, виготовлені із застосуванням перфорованих металевих пластин

8.8 Connections made with punched metal plate fasteners

8.8.1 Загальні положення

8.8.1 General

(1)P З'єднання, виготовлені із застосуванням

(1)P Connections made with punched metal plate

у якості елементів кріплення перфорованих металевих пластин, повинні включати пластини однакового типу, розміру і напрямку, розташованих з кожної сторони дерев'яних елементів.

(2) Нижче наведено правила, що застосовуються тільки для елементів кріплення з перфорованих металевих пластин у двох взаємно перпендикулярних напрямках.

8.8.2 Геометрія пластини

(1) Позначення, що використовуються для геометрії вузлів з елементами кріплення з перфорованих металевих пластин, наведені на рисунку 8.11 і визначаються як:

Напрямок x - основний напрямок пластини:

Напрямок y - перпендикулярний до основного напрямку;

α - кут між напрямком x і зусиллям (розтягу: $0^\circ \leq \gamma < 90^\circ$, стиску: $90^\circ \leq \gamma < 180^\circ$);

β - кут між напрямком волокна і зусиллям;

γ - кут між напрямком x і лінією з'єднання;

A_{ef} - зона повного контакту поверхні між пластиною і деревиною, зменшена на 5 мм від граней деревини і на відстань a у напрямі волокон від кінця бруса, рівною п'ятикратній товщині елемента кріплення;

l - розмір плити вдовж лінії з'єднання.

8.8.3 Характеристики міцності плити

(1)Р Пластини повинні відповідати нормативним значенням наступних характеристик, визначених згідно з EN 14545 на основі випробувань відповідно до EN 1075:

$f_{a,0,0}$ - міцність заанкерення на одиницю площі при $\alpha = 0^\circ$ і $\beta = 0^\circ$;

$f_{a,90,90}$ - міцність заанкерення на одиницю площі при $\alpha = 90^\circ$ і $\beta = 90^\circ$;

$f_{t,0}$ - міцність на розтяг на одиницю ширини пластини при $\alpha = 0^\circ$;

$f_{c,0}$ - міцність на стиск на одиницю ширини пластини при $\alpha = 0^\circ$;

fasteners shall comprise punched metal plate fasteners of the same type, size and orientation, placed on each side of the timber members.

(2) The following rules apply only to punched metal plate fasteners with two orthogonal directions.

8.8.2 Plate geometry

(1) The symbols used to define the geometry of a punched metal plate fastener joint are given in Figure 8.11 and defined as follows:

x -direction main direction of plate;

y -direction perpendicular to the main plate direction;

α angle between the x -direction and the force (tension: $0^\circ \leq \gamma < 90^\circ$, compression: $90^\circ \leq \gamma < 180^\circ$);

β angle between the grain-direction and the force;

γ angle between the x -direction and the connection line;

A_{ef} area of the total contact surface between the plate and the timber, reduced by 5 mm from the edges of the timber and by a distance in the grain direction from the end of timber equal to 6 times the fastener's nominal thickness;

l dimension of the plate measured along the connection line.

8.8.3 Plate strength properties

1)P The plate shall have characteristic values for the following properties, determined in accordance with EN 14545 from tests carried out in accordance with EN 1075:

$f_{a,0,0}$ the anchorage capacity per unit area for $\alpha = 0^\circ$ and $\beta = 0^\circ$;

$f_{a,90,90}$ the anchorage capacity per unit area for $\alpha = 90^\circ$ and $\beta = 90^\circ$;

$f_{t,0}$ the tension capacity per unit width of plate for $\alpha = 0^\circ$;

$f_{c,0}$ the compression capacity per unit width of plate for $\alpha = 0^\circ$;

$f_{v,0}$ - міцність на зсув на одиницю ширини пластини у напрямку x ;

$f_{t,90}$ - міцність на розтяг на одиницю ширини пластини при $\alpha = 90^\circ$;

$f_{c,90}$ - міцність на стиск на одиницю ширини пластини при $\alpha = 90^\circ$;

$f_{v,90}$ - міцність на зсув на одиницю ширини пластини у напрямку y ;

k_1, k_2, a_0 - постійні

$f_{v,0}$ the shear capacity per unit width of plate in the x -direction;

$f_{t,90}$ the tension capacity per unit width of plate for $\alpha = 90^\circ$;

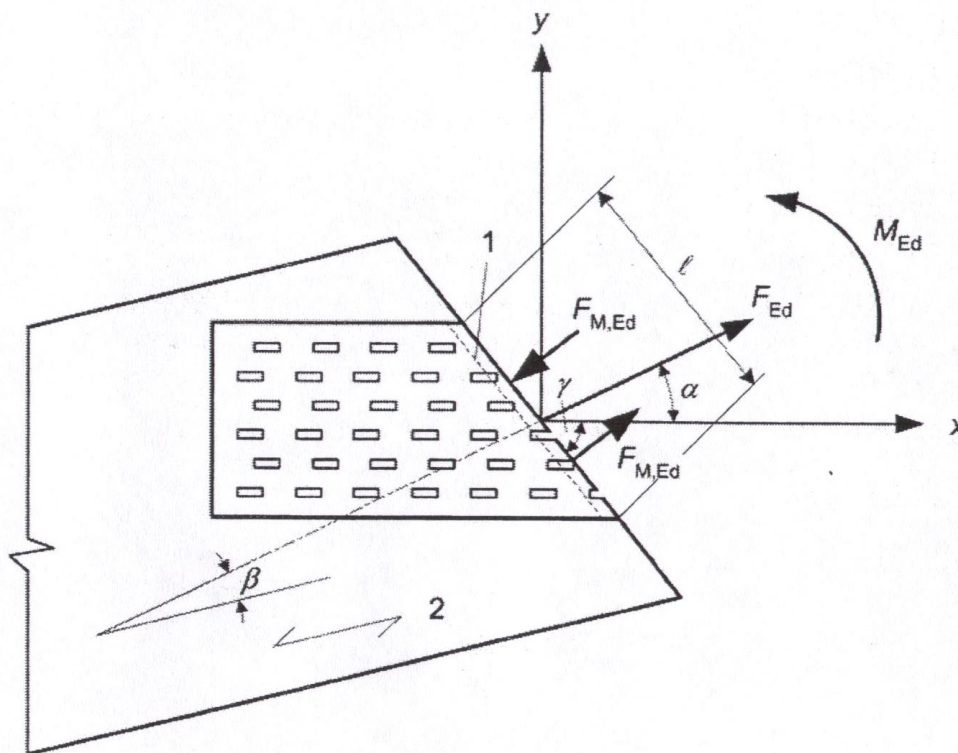
$f_{c,90}$ the compression capacity per unit width of plate for $\alpha = 90^\circ$;

$f_{v,90}$ the shear capacity per unit width of plate in the y -direction;

k_1, k_2, a_0 constants.

(2)P для визначення розрахункових значень міцності на розтяг, стиск і зсув для пластин, необхідно прийняти значення коефіцієнта k_{mod} рівним 1,0.

(2)P In order to calculate the design tension, compression and shear capacities of the plate the value of k_{mod} shall be taken as 1,0.



Позначення: 1 – Границя робочої зони
2 – Напрямок волокон

Рисунок 8.11-Геометрія з'єднання з перфорованою металевою пластинною, при дії зусиль F_{Ed} і M_{Ed}

Key:

1 Border of effective area

2 Grain direction

Figure 8.11 - Geometry of punched metal plate connection loaded by a force F_{Ed} and moment M_{Ed}

8.8.4 Міцність заанкерення пластин

(1) Нормативна міцність заанкерення для пластини $f_{a,\alpha,\beta,k}$ повинна визначатись шляхом випробувань, або обчислюватись за виразами:

$$f_{a,\alpha,\beta,k} = \max \begin{cases} f_{a,\alpha,0,k} - (f_{a,\alpha,0,k} - f_{a,90,90,k}) \frac{\beta}{45^\circ} & \text{для } \beta \leq 45^\circ, \text{ або} \\ f_{a,0,0,k} - (f_{a,0,0,k} - f_{a,90,90,k}) \sin(\max(\alpha, \beta)) & \end{cases} \quad (8.42)$$

$$f_{a,\alpha,\beta,k} = (f_{a,0,0,k} - f_{a,90,90,k}) \sin(\max(\alpha, \beta)) \quad \text{для } 45^\circ < \beta \leq 90^\circ \quad (8.43)$$

(2) Нормативна міцність заанкерення на пластину паралельно волокну повинна визначатись як:

$$f_{a,\alpha,\beta,k} = \begin{cases} f_{a,0,0,k} + k_1 \alpha & \text{якщо } \alpha < \alpha_0 \\ f_{a,0,0,k} k_1 \alpha_0 + k_2 (\alpha - \alpha_0) & \alpha_0 < \alpha \leq 90^\circ \end{cases} \quad (8.44)$$

Постійні k_1 , k_2 і α_0 повинні визначатись за випробуваннями заанкерення, згідно з EN 1075 і обробкою даних у відповідності до EN 14545 для конкретного типу пластини.

8.8.5 Перевірка міцності з'єднання

8.8.5.1 Несуча здатність заанкерення пластини

(1) Розрахункові напруження $\tau_{F,d}$ заанкерення окремого елемента кріплення з металеві перфорованої пластини від дії сили F_{Ed} і розрахункові напруження $\tau_{M,d}$ заанкерення від дії моменту M_{Ed} , повинні визначатись як:

$$\tau_{F,d} = \frac{F_{A,Ed}}{A_{ef}} \quad (8.45)$$

$$\tau_{M,d} = \frac{M_{A,Ed}}{W_p} \quad (8.46)$$

8.8.4 Plate anchorage strengths

(1) The characteristic anchorage strength per plate $f_{a,\alpha,\beta,k}$ should either be derived from tests or calculated from:

(2) The characteristic anchorage strength per plate parallel to grain should be taken as:

The constants k_1 , k_2 , and α_0 should be determined from anchorage tests in accordance with EN 1075 and derived in accordance with the procedure given in EN 14545 for the actual plate type.

8.8.5 Connection strength verification

8.8.5.1 Plate anchorage capacity

(1) The design anchorage stress $\tau_{F,d}$ on a single punched metal plate fastener imposed by a force F_{Ed} and the design anchorage stress $\tau_{M,d}$ imposed from a moment M_{Ed} , should be taken as:

при:

with:

$$W_p = \int_{A_d} r dA \quad (8.47)$$

де:

$F_{A,Ed}$ - розрахункова сила, що діє на окрему пластину в центрі ваги робочого перерізу (тобто половина загального зусилля у дерев'яному елементі);

$M_{A,Ed}$ - розрахунковий момент, що діє на окрему пластину в центрі ваги робочого перерізу;

dA - площа сегмента перфорованої металевої пластини кріплення;

r - відстань від центра ваги пластини до площі сегмента пластини dA ;

A_{ef} - фактична площа пластини.

(2) У якості альтернативи виразу (8.47), W_p консервативно визначатись із:

$$W_p = \frac{A_{ef} d}{4} \quad (8.48)$$

при:

with:

$$d = \sqrt{\left(\frac{A_{ef} d}{h_{ef}}\right) + h_{ef}^2} \quad (8.49)$$

де:

h_{ef} - максимальна висота фактичної зони заанкерення, перпендикулярної до довшої сторони.

(3) Тиск на контакті між дерев'яними елементами може враховуватись через зменшення величини F_{Ed} при стисканні, забезпечуючи, щоби середня величина зазору між елементами не перевищувала 1,5 мм, а максимальна величина – 3 мм. У таких випадках з'єднання повинно розраховуватись на мінімальне зусилля стиску $F_{A,Ed}/2$.

(4) Тиск на контакті між дерев'яними елементами у з'єднаннях поясів при стисканні може враховуватись розрахунком окремої пластини на розрахункову силу $F_{A,Ed}$

where:

$F_{A,Ed}$ is the design force acting on a single plate at the centroid of the effective area (i.e. half of the total force in the timber member);

$M_{A,Ed}$ is the design moment acting on a single plate on the centroid of the effective area;

dA is the segmental area of the punched metal plate fastener;

r is the distance from the centre of gravity of the plate to the segmental plate area dA ;

A_{ef} is the effective plate area.

(2) As an alternative to expression (8.47), W_p may be conservatively approximated from:

where:

h_{ef} is the maximum height of the effective anchorage area perpendicular to the longest side.

(3) Contact pressure between timber members may be taken into account to reduce the value of F_{Ed} in compression provided that the gap between the members has an average value, which is not greater than 1,5 mm, and a maximum value of 3 mm. In such cases the connection should be designed for a minimum compressive design force of $F_{A,Ed}/2$.

(4) Contact pressure between the timber members in chord splices in compression may be taken into account by designing the single plate for a design force, $F_{A,Ed}$, and a design moment $M_{A,Ed}$, according

і розрахунковий момент $M_{A,Ed}$ за наступними виразами: to the following expressions:

$$F_{A,Ed} = \sqrt{\left(\frac{F_{Ed} \cos \beta}{2} - \frac{3|M_{Ed}|}{2h}\right)^2 + (F_{Ed} \sin \beta)^2} \quad (8.50)$$

$$M_{A,Ed} = \frac{M_{Ed}}{2} \quad (8.51)$$

де:

F_{Ed} - розрахункова осьова сила пояса, що діє на окрему пластину (стиск або нуль);

M_{Ed} - розрахунковий момент пояса, що діє на окрему пластину

h - висота пояса.

where:

F_{Ed} is the design axial force of the chord acting on a single plate (compression or zero);

M_{Ed} is the design moment of the chord acting on a single plate;

h is the height of the chord.

(5) Повинна задовольнятися наступна умова:

(5) The following expression should be satisfied:

$$\left(\frac{\tau_{F,d}}{f_{a,\alpha,\beta,d}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{M,d}}{f_{a,0,0,d}}\right)^2 \leq 1 \quad (8.52)$$

8.8.5.2 Несуча здатність пластини

(1) Для кожного сполучення у вузлі, зусилля у двох головних напрямках повинні визначатись як:

$$F_{x,Ed} = F_{Ed} \cos \alpha \pm 2F_{M,Ed} \sin \gamma \quad (8.53)$$

$$F_{y,Ed} = F_{Ed} \sin \alpha \pm 2F_{M,Ed} \cos \gamma \quad (8.54)$$

де:

F_{Ed} - розрахункове зусилля у окремій пластині (тобто половина загального зусилля у дерев'яному елементі):

$F_{M,Ed}$ - розрахункове зусилля від моменту у окремій пластині ($F_{M,Ed} = 2M_{Ed}/l$)

8.8.5.2 Plate capacity

(1) For each joint interface, the forces in the two main directions should be taken as:

where:

F_{Ed} is the design force in a single plate (i.e. half of the total force in the timber member)

$F_{M,Ed}$ is the design force from the moment on a single plate ($F_{M,Ed} = 2M_{Ed}/l$)

(2) Повинні задовольнятися наступні умови:

(2) The following expression should be satisfied:

$$\left(\frac{F_{x,Ed}}{F_{x,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{y,Ed}}{F_{y,Rd}}\right)^2 \leq 1 \quad (8.55)$$

де:

$F_{x,Ed}$ і $F_{y,Ed}$ - розрахункові зусилля у напрямках x і y ;

$F_{x,Rd}$ і $F_{y,Rd}$ - відповідні розрахункові значення міцності пластини. Вони визначаються за максимальними нормативними міцностями перерізів, паралельних або перпендикулярних до головних осей, на основі нижче наведених нормативних міцностей пластин у цих напрямках:

where:

$F_{x,Ed}$ and $F_{y,Ed}$ are the design forces acting in the x and y direction,

$F_{x,Rd}$ and $F_{y,Rd}$ are the corresponding design values of the plate capacity. They are determined from the maximum of the characteristic capacities at sections parallel or perpendicular to the main axes, based upon the following expressions for the characteristic plate capacities in these directions

$$F_{x,Rk} = \max \begin{cases} |f_{u,0,k} l \sin(\gamma - \gamma_0 \sin(2\gamma))| \\ |f_{v,0,k} l \cos \gamma| \end{cases} \quad (8.56)$$

$$F_{y,Rk} = \max \begin{cases} |f_{u,90,k} l \cos \gamma| \\ |k f_{v,90,k} l \sin \gamma| \end{cases} \quad (8.57)$$

При
with

$$f_{N,0,k} = \begin{cases} f_{t,0,k} & \text{для } F_{x,Ed} > 0 \\ f_{c,0,k} & \text{для } F_{x,Ed} \leq 0 \end{cases} \quad (8.58)$$

$$f_{n,0,k} = \begin{cases} f_{t,90,k} & \text{для } F_{y,Ed} > 0 \\ f_{c,90,k} & \text{для } F_{y,Ed} \leq 0 \end{cases} \quad (8.59)$$

$$k = \begin{cases} 1 + k_v \sin(2\gamma) & \text{для } F_{x,Ed} > 0 \\ 1 & \text{для } F_{x,Ed} \leq 0 \end{cases} \quad (8.60)$$

де γ_0 і k_v - постійні, що визначаються при випробуваннях на зсув у відповідності до

EN 1075 і виводяться гідно з методикою, наведеною у EN 14545 для конкретного типу пластини.

(3) Якщо пластина перекиває більше ніж дві з'єднувальні лінії на елементі, то зусилля у кожній прямолінійній частині з'єднувальної лінії повинні визначатись таким чином, щоб забезпечувалась статична рівновага, і щоб задовольнялась умова (8.55) для кожної прямолінійної частини з'єднувальної лінії. Всі критично важливі розділи повинні враховуватись.

8.9 З'єднання розрізними і гладкими кільцевими шпонками

(1) Для з'єднань, виконаних з розрізними кільцевими шпонками типу А, або гладкими кільцевими шпонками типу В, відповідно до EN 912 і EN 14545, та діаметром не більше, як 200мм, нормативна несуча здатність паралельно волокну, $F_{v,0,Rk}$, на з'єднувальний елемент і на площину зсуву, повинна визначатись як:

$$F_{v,0,Rk} = \min \begin{cases} k_1, k_2, k_3, k_4 (35 d_c^{1.5}) \\ k_1, k_3, h_e (31,5 d_c) \end{cases} \quad (8.61)$$

де:

$F_{v,0,Rk}$ - нормативна несуча здатність паралельно волокну, в Н;

d_c - діаметр з'єднувального елемента, в мм;

h_e - глибина закладання, мм

k_i - перехідний коефіцієнт, при $i = 1 \dots 4$, визначається нижче.

(2) мінімальна товщина зовнішніх дерев'яних елементів повинна бути $2,25h_e$, а внутрішніх – $3,75h_e$, де h_e - глибина закладання, див. Рисунок 8.12.

where γ_0 and k_v are constants determined from shear tests in accordance with EN 1075 and derived in accordance with the procedure given in EN 14545 for the actual plate type.

(3) If the plate covers more than two connection lines on the member then the forces in each straight part of the connection line should be determined such that equilibrium is fulfilled and that expression (8.55) is satisfied in each straight part of the connection line. All critical sections should be taken into account.

8.9 Split ring and shear plate connectors

(1) For connections made with ring connectors of type A or shear plate connectors of type B according to EN 912 and EN 14545, and with a diameter not bigger than 200 mm, the characteristic load-carrying capacity parallel to grain, $F_{v,0,Rk}$ per connector and per shear plane should be taken as:

where:

$F_{v,0,Rk}$ is the characteristic load-carrying capacity parallel to the grain, in N;

d_c is the connector diameter, in mm;

h_e is the embedment depth, in mm;

k_i are modification factors, with $i = 1$ to 4, defined below.

(2) The minimum thickness of the outer timber members should be $2,25h_e$, and of the inner timber member should be $3,756 h_e$, where h_e is the embedment depth, see Figure 8.12.

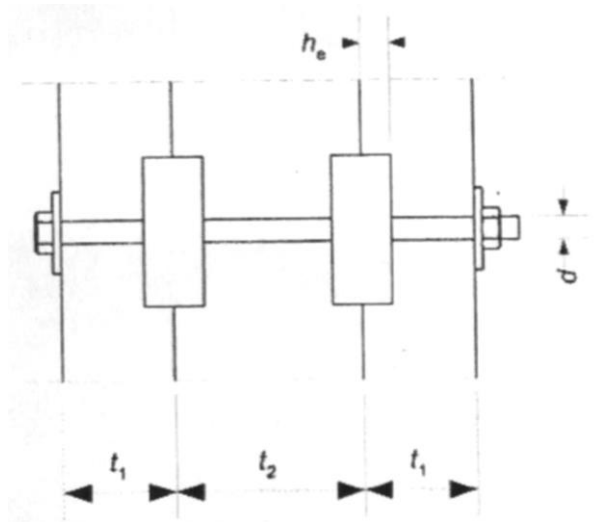


Рисунок 8.12 - Розміри з'єднання з розрізними і гладкими кільцевими шпонками

Figure 8.12 - Dimensions for connections with split ring and shear plate connectors

3) Коефіцієнт k_1 повинен визначатись як

(3) The factor k_1 should be taken as:

$$k_1 = \min \begin{cases} 1 \\ \frac{t_1}{3h_e} \\ \frac{t_2}{5h_e} \end{cases} \quad (8.62)$$

(4) коефіцієнт k_2 застосовується для навантажених кінців і визначається як:

(4) The factor k_2 applies to a loaded end $(-30^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ)$ and should be taken as.

$$k_2 = \min \begin{cases} k_a \\ \frac{a_{3,t}}{2d_c} \end{cases} \quad (8.63)$$

де

$$k_a = \begin{cases} 1,25 & \text{для з'єднань з одним елементом кріплення на площину зсуву} \\ & \text{for connections with one connector per shear plane} \\ 1,0 & \text{для з'єднань з більш ніж одним елементом кріплення на площину зсуву} \\ & \text{for connections with more than one connector per shear plane} \end{cases} \quad (8.64)$$

$a_{3,t}$ надано у таблиці 8.7.

Для інших значень α , $k_2 = 1,0$.

(5) Коефіцієнт k_3 приймається як :

$$k_3 = \min \begin{cases} 1,75 \\ \frac{\rho_k}{350} \end{cases} \quad (8.65)$$

де ρ_k - нормативна густина деревини, в кг/м³.

(6) Коефіцієнт k_4 залежить від з'єднувальних матеріалів і повинен прийматись як:

$$k_4 = \begin{cases} 1,0 & \text{для з'єднань «деревина-деревина»} \\ & \text{for timber-to-timber connections} \\ 1,1 & \text{з'єднань «сталь-деревина»} \\ & \text{for steel-to-timber connections} \end{cases} \quad (8.66)$$

(7) Для з'єднань з одним елементом кріплення на площину зсуву, під дією сили у випадку навантаженого кінця ($150^\circ \leq \alpha \leq 210^\circ$), умова (a) у виразі (8.61) не враховується.

(8) При дії сили під кутом α до волокна, нормативна несуча здатність на з'єднувальний елемент на площину зсуву, $F_{\alpha,Rk}$, повинна визначатись а виразом:

$a_{3,t}$ is given in Table 8.7.

For other values of α , $k_2 = 1,0$.

(5) The factor k_3 should be taken as:

where ρ_k is the characteristic density of the timber, in kg/m³.

(6) The factor k_4 which depends on the materials connected, should be taken as:

(7) For connections with one connector per shear plane loaded in an unloaded end situation ($150^\circ \leq \alpha \leq 210^\circ$), the condition (a) in expression (8.61) should be disregarded.

(8) For a force at an angle α to the grain, the characteristic load-carrying capacity, $F_{\alpha,Rk}$ per connector per shear plane should be calculated using the following expression:

$$F_{v,\alpha,Rk} = \frac{F_{v,0,Rk}}{k_{90} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (8.67)$$

при:

with:

$$k_{90} = 1,3 + 0,001 d_c \quad (8.68)$$

де:

$F_{v,0,Rk}$ - нормативна несуча здатність з'єднувального елемента при силі паралельно волокну, відповідно до (8.61);

d_c - діаметр з'єднувального елемента, в мм.

(9) Мінімальні кроки та відстані від кінців і граней, наведені у таблиці 8.7, позначення показані на рисунку 8.7.

where:

$F_{v,0,Rk}$ is the characteristic load-carrying capacity of the connector for a force parallel to grain according to expression (8.61);

d_c is the connector diameter, in mm.

(9) Minimum spacing and edge and end distances are given in Table 8.7, with the symbols illustrated in Figure 8.7.

Таблиця 8.7- Мінімальні кроки та відстані від кінця та граней для з'єднання з розрізними і гладкими кільцевими шпонками

Крок та відстані від кінця та граней (див. рисунок 8.7)	Кут до волокна	Мінімальний крок та відстань від кінця та граней
a_1 (паралельно волокну)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(1,2+0,8 \cos \alpha) d_c$
a_2 (перпендикулярно волокнам)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$1,2 d_c$
$a_{3,t}$ (навантажений кінець)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$1,5 d_c$
$a_{3,c}$ (ненавантажений кінець)	$90^\circ \leq \alpha < 150^\circ$	$(0,4 + 1,6 \sin \alpha) d_c$
	$150^\circ \leq \alpha < 210^\circ$	$1,2 d_c$
	$210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$(0,4 + 1,6 \sin \alpha) d_c$
$a_{4,t}$ (навантажений кінець)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$(0,6 + 0,2 \sin \alpha) d_c$
$a_{4,c}$ (ненавантажений кінець)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$0,6 d_c$

Table 8.7 - Minimum spacings and edge and end distances for ring and shear plate connectors.

Spacing and edge/end distances (see Figure 8.7)	Angle to grain	Minimum spacings and edge/end distances
a_1 (parallel to grain)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(1,2 + 0,8 \cos \alpha) d_c$
a_2 (perpendicular to grain)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$1,2 d_c$
$a_{3,t}$ (loaded end)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$1,5 d_c$
$a_{3,c}$ (unloaded end)	$90^\circ \leq \alpha \leq 150^\circ$	$(0,4 + 1,6 \sin \alpha) d_c$
	$150 \leq \alpha \leq 210^\circ$	$1,2 d_c$
	$210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$(0,4 + 1,6 \sin \alpha) d_c$
$a_{4,t}$ (loaded edge)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$(0,6 + 0,2 \sin \alpha) d_c$
$a_{4,c}$ (unloaded edge)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$0,6 d_c$

(10) Якщо з'єднувальні елементи розміщені в «розбіжку» (див. рисунок 8.13), мінімальний крок паралельно і перпендикулярно волокну повинен відповідати наступній умові:

(10) When the connectors are staggered (see Figure 8.13), the minimum spacings parallel and perpendicular to the grain should comply with the following expression:

$$(k_{a1})^2 + (k_{a2})^2 \geq 1 \quad \text{при} \quad \begin{cases} 0 \leq k_{a1} \leq 1 \\ 0 \leq k_{a2} \leq 1 \end{cases} \quad \text{with} \quad (8.69)$$

де:
 k_{a1} - поправочний коефіцієнт для мінімальної відстані a_1 паралельно волокну;
 k_{a2} - поправочний коефіцієнт для мінімальної відстані a_2 перпендикулярно волокну.

where:
 k_{a1} is a reduction factor for the minimum distance a_1 , parallel to the grain;
 k_{a2} is a reduction factor for the minimum distance a_2 perpendicular to the grain.

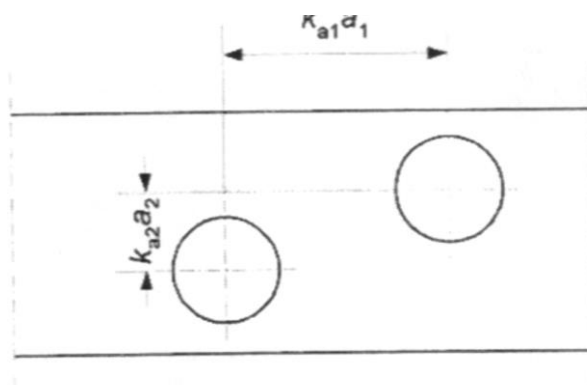


Рисунок 8.13- Приведена відстань для з'єднувальних елементів

Figure 8.13 - Reduced distances for connectors

(11) Крок паралельно волокну, $k_{a1}a_1$, може зменшуватись множенням на коефіцієнт $k_{s,red}$ при $0,5 \leq k_{s,red} \leq 1,0$, і умові, що несуча здатність множиться на коефіцієнт

(11) The spacing parallel to grain, $k_{a1}a_1$, may further be reduced by multiplication by a factor $k_{s,red}$ with $0,5 \leq k_{s,red} \leq 1,0$, provided that the load-carrying capacity is multiplied by a factor

$$k_{R,red} = 0,2 + 0,8 k_{s,red} \quad (8.70)$$

(12) Для рядка з'єднувальних елементів паралельних волокну, несуча здатність у цьому напрямку повинна визначатись з урахуванням фактичної кількості з'єднувальних елементів n_{ef} де:

$$n_{ef} = 2 + \left(1 - \frac{n}{20}\right)(n - 2) \quad (8.71)$$

n_{ef} - фактичної кількості з'єднувальних елементів;

n - кількість з'єднувальних елементів на лінії, паралельній волокну.

(13) З'єднувальні елементи можуть вважатись паралельними волокну, якщо $k_{a2} a_2 < 0,5 k_{a1} a_1$.

(12) For a row of connectors parallel to the grain , the load-carrying capacity in that direction should be calculated using the effective number of connectors n_{ef} where:

where: - n_{ef} is the effective number of connectors

n - is the number of connectors in a line parallel to grain.

(13) Connectors should be considered as positioned parallel to the grain where $k_{a2} a_2 < 0,5 k_{a1} a_1$.

8.10 Зубчасті шпонки

(1) Нормативна несуча здатність елементів кріплення, виготовлених із зубчастих шпонок повинна визначатись як сума нормативних несучих здатностей самих елементів і з'єднувальних болтів, відповідно до 8.5.

(2) Нормативна несуча здатність, $F_{v,Rk}$, на зубчасту шпонку для з'єднувальних елементів типу C, відповідно до EN 912 (односторонні: тип C2, C4, C7, C9, C11; двосторонні: тип C1, C3, C5, C6, C8, C10) і EN 14545, повинна визначатись як:

8.10 Toothed-plate connectors

(1) The characteristic load-carrying capacity of connections made using toothed-plate connectors should be taken as the summation of the characteristic load-carrying capacity of the connectors themselves and the connecting bolts according to 8.5.

(2) The characteristic load-carrying capacity $F_{v,Rk}$ per toothed-plate connector for connectors of type C according to EN 912 (single-sided: type C2, C4, C7, C9, C11; double sided: type C1, C3, C5, C6, C8, C10) and EN 14545 should be taken as:

$$F_{v,Rk} = \begin{cases} 18 k_1 k_2 k_3 d_c^{1,5} \\ 25 k_1 k_2 k_3 d_c^{1,5} \end{cases} \quad (8.72)$$

де:

$F_{v,Rk}$ - нормативна несуча здатність зубчатої шпонки, в Н;

k_i - перехідний коефіцієнт, з $i = 1 \dots 3$, визначеними нижче;

d_c :

- діаметр зубчатої шпонки типів C1, C2, C6, C7, C10 і C11, в мм;

- бокова довжина зубчатої шпонки типів C5, C8 і C9, в мм;

- корінь квадратний від добутку обох бокових довжин для типів C3 і C4, в мм.

(3) Застосовується стаття 8.9(2).

(4) Коефіцієнт k_1 повинен визначатись як:

$$k_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 \\ \frac{t_1}{3h_e} \\ \frac{t_2}{5h_e} \end{array} \right. \quad (8.73)$$

де:

t_1 - товщина крайнього елемента;

t_2 - товщина крайнього елемента;

h_e - глибина заходження шпонки, в мм.

(5) Коефіцієнт k_2 повинен визначатись як:

- для типів C1...C9:

$$k_2 = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 \\ \frac{a_{3,t}}{1,5d_c} \end{array} \right. \quad (8.74)$$

при

where:

$F_{v,Rk}$ is the characteristic load-carrying capacity per toothed-plate connector, in N.

k_i are modification factors, with $i = 1$ to 3, defined below.

d_c is:

- the toothed-plate connector diameter for types C1, C2, C6, C7, C10 and C11, in mm;

- the toothed-plate connector side length for types C5, C8 and C9, in mm;

- the square root of the product of both side lengths for types C3 and C4, in mm.

(3) Clause 8.9(2) applies.

(4) The factor k_1 should be taken as:

where:

t_1 is the side member thickness;

t_2 is the middle member thickness;

h_e is the tooth penetration depth, in mm.

(5) The factor k_2 should be taken as:

- For types C1 to C9:

with

$$a_{3,t} = \max \begin{cases} 1,1 d_c \\ 7 d \\ 80 \text{ мм} \end{cases} \quad (8.75)$$

де:

d - діаметр болта, в мм;

d_c - пояснення див. вище у (2).

- для типів C10 і C11:

where:

d is the bolt diameter, in mm;

d_c is explained in (2) above.

For types C10 and C11:

$$k_2 = \min \begin{cases} 1 \\ \frac{a_{3,t}}{2,0d_c} \end{cases} \quad (8.76)$$

при

with

$$a_{3,t} = \max \begin{cases} 1,5 d_c \\ 7 d \\ 80 \text{ мм} \end{cases} \quad (8.77)$$

де:

d - діаметр болта, в мм;

d_c - пояснення див. вище у (2).

(6) Коефіцієнт k_3 :

where:

d is the bolt diameter in mm;

d_c is explained in (2) above.

(6) The factor k_3 should be taken as:

$$k_2 = \min \begin{cases} 1,5 \\ \frac{\rho_k}{350} \end{cases} \quad (8.78)$$

де ρ_k – нормативна густина деревини, в кг/м^3 .

(7) Для зубчатих шпонок типів C1...C9, мінімальні кроки і відстані до граней і країв, повинні прийматись за таблицею 8.8; з позначеннями наданими на рисунку 8.7.

(8) Для зубчатих шпонок типів C10 і C11, мінімальний крок та відстані до граней і кінців необхідно приймати за таблицею 8.9; з позначеннями наданими на рисунку 8.7.

(9) Якщо елементи типів C1, C2, C6 і C7 круглої форми і розташовані в «розбіжку», то застосовується 8.9(10).

(10) При застосуванні болтів із зубчатими шпонками застосовується 10.4.3.

where ρ_k is the characteristic density of the timber, in kg/m^3

(7) For toothed-plate connector types C1 to C9, minimum spacings and edge and end distances should be taken from Table 8.8, with the symbols illustrated in Figure 8.7.

(8) For toothed-plate connector types C10 and C11, minimum spacing and edge and end distances should be taken from Table 8.9, with the symbols illustrated in Figure 8.7.

(9) Where connectors of types C1, C2, C6 and C7 with circular shape are staggered, 8.9(10) applies.

(10) For bolts used with toothed-plate connectors, 10.4.3

Таблиця 8.8- Мінімальні кроки та відстані від кінця та граней для зубчатих шпонок типів C1...C9

Крок та відстані від кінця та граней (див. рисунок 8.7)	Кут до волокна	Мінімальний крок та відстань від кінця та граней
a_1 (паралельно волокну)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(1,2+0,3 \cos \alpha) d_c$
a_2 (перпендикулярно волокнам)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$1,2 d_c$
$a_{3,t}$ (навантажений кінець)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$2,0 d_c$
$a_{3,c}$ (ненавантажений кінець)	$90^\circ \leq \alpha < 150^\circ$	$(0,9 + 0,6 \sin \alpha) d_c$
	$150^\circ \leq \alpha < 210^\circ$	$1,2 d_c$
	$210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$(0,9 + 0,6 \sin \alpha) d_c$
$a_{4,t}$ (навантажений кінець)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$(0,6 + 0,2 \sin \alpha) d_c$
$a_{4,c}$ (ненавантажений кінець)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$0,6 d_c$

Table 8.8 - Minimum spacings and edge and end distances for toothed-plate connector types C1 to C9.

Spacings and edge/end distances (see Figure 8.7)	Angle to grain	Minimum spacings and edge/end distances
a_1 (parallel to grain)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(1,2 + 0,3 \cos \alpha) d_c$
a_2 (perpendicular to grain)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$1,2 d_c$
$a_{3,t}$ (loaded end)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$2,0 d_c$
$a_{3,c}$ (unloaded end)	$90^\circ \leq \alpha \leq 150^\circ$	$(0,8 + 0,6 \sin \alpha) d_c$
	$150^\circ \leq \alpha \leq 210^\circ$	$1,2 d_c$
	$210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$(0,9 + 0,6 \sin \alpha) d_c$
$a_{4,t}$ (loaded edge)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$(0,6 + 0,2 \sin \alpha) d_c$
$a_{4,c}$ (unloaded edge)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$0,6 d_c$

Таблиця 8.9- Мінімальні кроки та відстані від кінця та граней зубчатих для шпонок типів C10...C11.

Крок та відстані від кінця та граней (див. рисунок 8.7)	Кут до волокна	Мінімальний крок та відстань від кінця та граней
a_1 (паралельно волокну)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(1,2+0,3 \cos \alpha) d_c$
a_2 (перпендикулярно волокнам)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$1,2 d_c$
$a_{3,t}$ (навантажений кінець)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$2,0 d_c$
$a_{3,c}$ (ненавантажений кінець)	$90^\circ \leq \alpha < 150^\circ$	$(0,4 + 1,6 \sin \alpha) d_c$
	$150^\circ \leq \alpha < 210^\circ$	$1,2 d_c$
	$210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$(0,4 + 1,6 \sin \alpha) d_c$
$a_{4,t}$ (навантажений кінець)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$(0,6 + 0,2 \sin \alpha) d_c$
$a_{4,c}$ (ненавантажений кінець)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$0,6 d_c$

Table 8.9 - Minimum spacings and edge and end distances for toothed-plate connector types C10 and C11.

Spacings and edge/end distances (see Figure 8.7)	Angle to grain	Minimum spacings and edge/end distances
a_1 (parallel to grain)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(1,2 + 0,8 \cos \alpha) d_c$
a_2 (perpendicular to grain)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$1,2 d_c$
$a_{3,t}$ (loaded end)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$2,0 d_c$
$a_{3,c}$ (unloaded end)	$90^\circ \leq \alpha \leq 150^\circ$	$(0,4 + 1,6 \sin \alpha) d_c$
	$150^\circ \leq \alpha \leq 210^\circ$	$1,2 d_c$
	$210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$(0,4 + 1,6 \sin \alpha) d_c$
$a_{4,t}$ (loaded edge)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$(0,6 + 0,2 \sin \alpha) d_c$
$a_{4,c}$ (unloaded edge)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$0,6 d_c$

Розділ 9 Компоненти та конструкції

Section 9 Components and assemblies

9.1 Компоненти

9.1 Components

9.1.1 Клеєні тонкостінні балки

9.1.1 Glued thin-webbed beams

(1)Р Якщо припускається лінійний характер деформацій вдовж висоти балки, осьові напруження у полках на основі деревини повинні задовольняти наступні умови:

(1) If a linear variation of strain over the depth of the beam is assumed, the axial stresses in the wood-based flanges should satisfy the following expressions:

$$\sigma_{f,c,max,d} \leq f_{m,d} \quad (9.1)$$

$$\sigma_{f,t,max,d} \leq f_{m,d} \quad (9.2)$$

$$\sigma_{f,c,d} \leq k_c f_{c,0,d} \quad (9.3)$$

$$\sigma_{f,t,d} \leq f_{t,0,d} \quad (9.4)$$

де:

$\sigma_{f,c,max,d}$ - розрахункове напруження стиску крайнього волокна полки;

$\sigma_{f,t,max,d}$ - розрахункове напруження розтягу крайнього волокна полки;

$\sigma_{f,c,d}$ - середнє розрахункове напруження стиску полки;

$\sigma_{f,t,d}$ - середнє розрахункове напруження розтягу полки;

k_c - коефіцієнт, що враховує поперечну стійкість.

where:

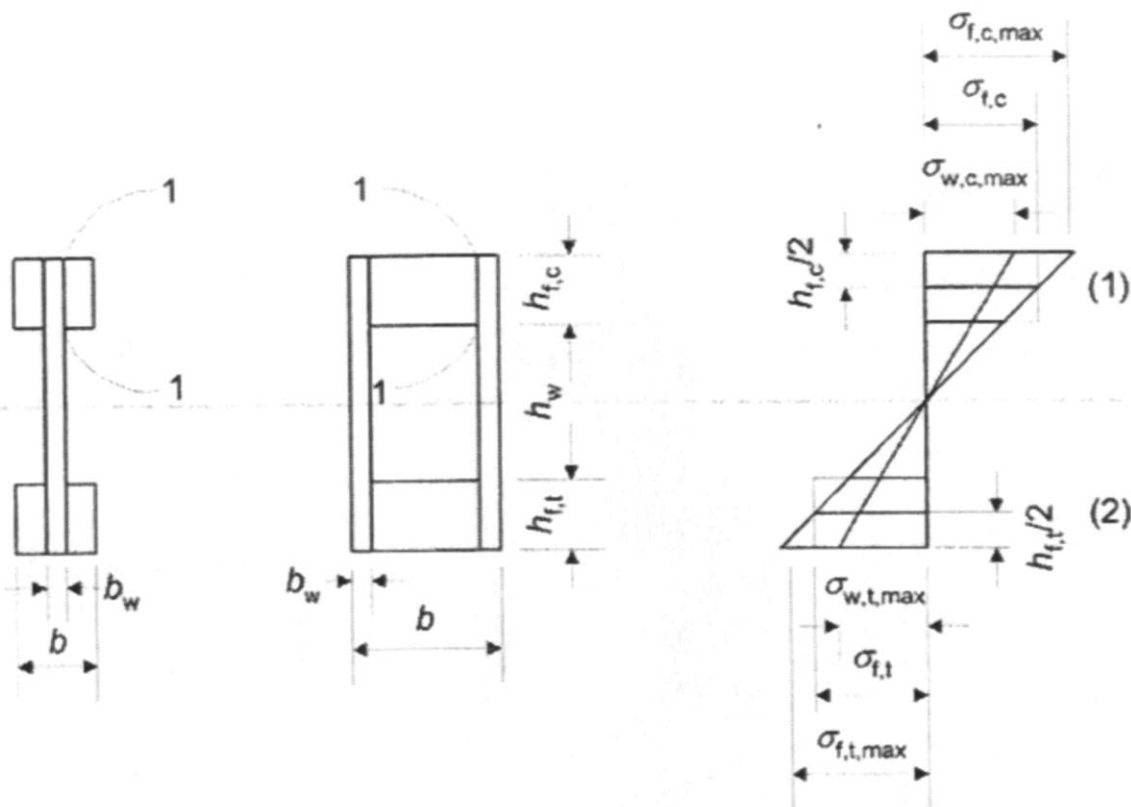
$\sigma_{f,c,max,d}$ is the extreme fibre flange design compressive stress;

$\sigma_{f,t,max,d}$ is the extreme fibre flange design tensile stress;

$\sigma_{f,c,d}$ is the mean flange design compressive stress;

$\sigma_{f,t,d}$ is the mean flange design tensile stress;

k_c is a factor which takes into account lateral instability.



- Позначення: (1) стиск
(2) розтяг

Рисунок 9.1-Тонкостінні балки

- Key: (1) compression
(2) tension

Figure 9.1 - Thin-webbed beams

(3) Коефіцієнт k_c може визначатись (консервативно, особливо для коробчатих балок) згідно з 6.3.2, при

(3) The factor k_c may be determined (conservatively, especially for box beams) according to 6.3.2 with

$$\lambda_z = \sqrt{12} \left(\frac{l_c}{b} \right) \quad (9.5)$$

де:

where:

l_c - відстань між перерізами, де запобігається прогин стиснутих полиць із площини ;

l_c is the distance between the sections where lateral deflection of the compressive flange is prevented; b is given in Figure 9.1.

b - показано на рисунку 9.1.

If a special investigation is made with respect to the lateral instability of the beam as a whole, it may be assumed that $k_c = 1,0$.

Якщо виконано окремі дослідження відносно запобігання втрати стійкості із площини всієї балки, можна припустити, що $k_c = 1,0$.

(4) Осьові зусилля у стінці повинні задовольняти наступні умови:

(4) The axial stresses in the webs should satisfy the following expressions:

$$\sigma_{w,c,d} \leq f_{c,w,d} \quad (9.6)$$

$$\sigma_{w,t,d} \leq f_{t,w,d} \quad (9.7)$$

де:

where:

$\sigma_{w,c,d}$ і $\sigma_{w,t,d}$ - відповідно розрахункові напруження стиску та розтягу у стінках;

$\sigma_{w,c,d}$ and $\sigma_{w,t,d}$ are the design compressive and tensile stresses in the webs;

$f_{c,w,d}$ і $f_{t,w,d}$ - відповідно розрахункова міцність стінок на стиск та розтяг при згинанні.

$f_{c,w,d}$ and $f_{t,w,d}$ are the design compressive and tensile bending strengths of the webs.

(5) Якщо не надаються інші величини, то за розрахункову міцність на згин у площині стінок повинна прийматись міцність на розтяг або на стиск.

(5) Unless other values are given, the design in-plane bending strength of the webs should be taken as the design tensile or compressive strength.

(6)P Необхідно перевірити, що кожне клеєне зрощення має необхідну міцність.

(6)P It shall be verified that any glued splices have sufficient strength.

(7) У випадку, якщо не здійснюється детальний розрахунок на стійкість, необхідно перевірити умову:

(7) Unless a detailed buckling analysis is made it should be verified that:

$$h_w \leq 70 b_w \quad (9.8)$$

i

and

$$F_{v,w,Ed} \leq \begin{cases} b_w h_w \left(1 + \frac{0,5(h_{f,t} + h_{f,c})}{h_w} \right) f_{v,0,d} & \text{для } h_w \leq 35b_w \\ 35 b_w^2 \left(1 + \frac{0,5(h_{f,t} + h_{f,c})}{h_w} \right) f_{v,0,d} & \text{для } 35b_w \leq h_w \leq 70b_w \end{cases} \quad (9.9)$$

де:

$F_{v,w,Ed}$ - розрахункова перерізувача сила;

h_w - відстань нетто між полками;

$h_{f,c}$ - висота стиснутої зони полки;

$h_{f,t}$ - висота розтягнутої зони полки;

b_w - ширина кожної стінки

$f_{v,0,d}$ - розрахункова міцність на зсув листа

(8) Для стінок із листів на основі деревини, необхідно, для перерізів 1-1 на рисунку 9.1, необхідно перевірити умову

where

$F_{v,w,Ed}$ is the design shear force acting on each web;

h_w is the clear distance between flanges;

$h_{f,c}$ is the compressive flange depth;

$h_{f,t}$ is the tensile flange depth;

b_w is the width of each web;

$f_{v,0,d}$ is the design panel shear strength.

(8) For webs of wood-based panels, it should, for sections 1-1 in Figure 9.1, be verified that:

$$\tau_{\text{mean},d} \leq \begin{cases} f_{v,90,d} & \text{для } h_f \leq 4b_{ef} \\ f_{v,90,d} \left(\frac{4b_{ef}}{h_f} \right)^{0,8} & \text{для } h_f > 4b_{ef} \end{cases} \quad (9.10)$$

де:

$\tau_{\text{mean},d}$ - розрахункові напруження зсуву у перерізі 1-1, за припущення рівномірного розподілу напружень;

$f_{v,90,d}$ - розрахункова міцність стінки на зсув при плоскому крученні;

h_f - рівне $h_{f,c}$ або $h_{f,t}$.

where:

$\tau_{\text{mean},d}$ is the design shear stress at the sections 1-1, assuming a uniform stress distribution;

$f_{v,90,d}$ is the design planar (rolling) shear strength of the web;

h_f is either $h_{f,c}$ or $h_{f,t}$

$$b_{ef} = \begin{cases} b_w & \text{для коробчатих балок} \\ & \text{for boxed beams} \\ b_w/2 & \text{для таврових балок} \\ & \text{for I-beams} \end{cases} \quad (9.11)$$

9.1.2 Клеєні тонкостінні балки

(1) У цій статті припускається лінійна зміна деформацій вдовж висоти балки.

(2)Р При перевірці міцності клеєних балок з тонкими полками, необхідно враховувати нерівномірний розподіл напружень у полках, спричинений зсувом обшивки і поздовжнім прогином.

(3) Якщо інше не визначено детальними перевірними розрахунками, комбінована балка розглядається як певна комбінація двотаврових балок і швелерів (див. Рисунок 9.2) при робочій ширині полки b_{ef} , визначеної наступним чином:

- для двотаврових балок

$$b_{ef} = b_{c,ef} + b_w \quad (\text{або } 0,5b_{t,ef} + b_w) \quad (9.12)$$

- для швелерів

$$b_{ef} = 0,5 b_{c,ef} + b_w \quad (\text{або } b_{t,ef} + b_w) \quad (9.13)$$

Значення $b_{c,ef}$ і $b_{t,ef}$ не повинні перевищувати максимальних, визначених для зсуву обрешітки з таблиці 9.1.

(4) Окрім того, значення $b_{c,ef}$ не повинно перевищувати максимальне, визначеного при поздовжньому прогині листа за таблицею 9.1, де l - прольот балки.

9.1.2 Glued thin-flanged beams

(1) This clause assumes a linear variation of strain over the depth of the beam.

(2)P In the strength verification of glued thin-flanged beams, account shall be taken of the non-uniform distribution of stresses in the flanges due to shear lag and buckling.

(3) Unless a more detailed calculation is made, the assembly should be considered as a number of I-beams or U-beams (see Figure 9.2) with effective flange widths b_{ef} , as follows:

- For I-beams

For U-beams

The values of $b_{c,ef}$ and $b_{t,ef}$ should not be greater than the maximum value calculated for shear lag from Table 9.1.

(4) In addition the value of $b_{c,ef}$ should not be greater than the maximum value calculated for plate buckling from Table 9.1.

Таблиця 9.1- Максимальна робоча ширина полки при дії зсуву обрешітки і поздовжньому прогині листа

Матеріал полки	Зсув обрешітки	Поздовжній прогин листа
Фанера з напрямом волокон у зовнішньому шарі		
- паралельно стінці	0,1l	20h _f
- перпендикулярно стінці	0,1l	25h _f
Характерна серцевинна дошка	0,15l	25h _f
Деревно-волокнисті плити і деревно- стружкові плити з довільно розташованими волокнами	0,2l	30h _f

Table 9.1 - Maximum effective flange widths due to the effects of shear lag and plate buckling

Flange material	Shear lag	Plate buckling
Plywood, with grain direction in the outer plies:		
- Parallel to the webs	0,1l	20h _f
- Perpendicular to the webs	0,1l	25h _f
Oriented strand board	0,15l	25h _f
Particleboard or fibreboard with random fibre orientation	0,2l	30h _f

(5) Якщо не виконано детальні дослідження стійкості, не розкріплена ширина полки не повинна перевищувати подвійну робочу ширину полки, необхідну для забезпечення стійкості листа (панелі) за таблицею 9.1.

(5) Unless a detailed buckling investigation is made, the unrestrained flange width should not be greater than twice the effective flange width due to plate buckling, from Table 9.1.

(6) Для тонких стінок з листів на основі деревини, для двотаврового перерізу 1-1 на рисунку 9.2, потрібно перевіряти умову:

(6) For webs of wood-based panels, it should, for sections 1-1 of an I-shaped cross-section in Figure 9.2, be verified that:

$$\tau_{\text{mean,d}} \leq \begin{cases} f_{v,90,d} & \text{для } b_w \leq 8h_f \\ f_{v,90,d} \left(\frac{8h_f}{b_w} \right)^{0,8} & \text{для } b_w > 8h_f \end{cases} \quad (9.14)$$

де:

$\tau_{\text{mean,d}}$ - розрахункові напруження зсуву у перерізі 1-1, за припущення рівномірного розподілу напружень;
 $f_{v,90,d}$ - розрахункова міцність полки на зсув при плоскому крученні;

where:

$\tau_{\text{mean,d}}$ is the design shear stress at the sections 1-1, assuming a uniform stress distribution;
 $f_{v,90,d}$ is the design planar (rolling) shear strength of the flange.

Для розрізу 1-1 перерізу типу швелера, повинна перевірятись ті ж умови, але із заміною $8h_f$ на $4h_f$.

For section 1-1 of a U-shaped cross-section, the same expressions should be verified, but with $8h_f$ substituted by $4h_f$.

(7) Осьові напруження у полках, на базі відповідної робочої ширини, повинні задовольняти наступні умови:

(7) The axial stresses in the flanges, based on the relevant effective flange width, should satisfy the following expressions:

$$\sigma_{f,c,d} \leq f_{f,c,d} \quad (9.15)$$

$$\sigma_{f,t,d} \leq f_{f,t,d} \quad (9.16)$$

де:

$\sigma_{f,c,d}$ - середнє розрахункове напруження полки стиску;

$\sigma_{f,t,d}$ - середнє розрахункове напруження полки розтягу;

$f_{f,c,d}$ - розрахунковий опір полки стиску;

$f_{f,t,d}$ - розрахунковий опір полки розтягу.

where:

$\sigma_{f,c,d}$ is the mean flange design compressive stress;

$\sigma_{f,t,d}$ is the mean flange design tensile stress;

$f_{f,c,d}$ is the flange design compressive strength;

$f_{f,t,d}$ is the flange design tensile strength.

(8)P Необхідно перевірити, що кожне клеєне зрощування має необхідну міцність.

(8)P It shall be verified that any glued splices have sufficient strength.

(9) Осьові напруження у стінках, повинні задовольняти вирази (9.6), (9.7), визначені у 9.1.1

(9) The axial stresses in the wood-based webs should satisfy the expressions (9.6) to (9.7) defined in 9.1.1

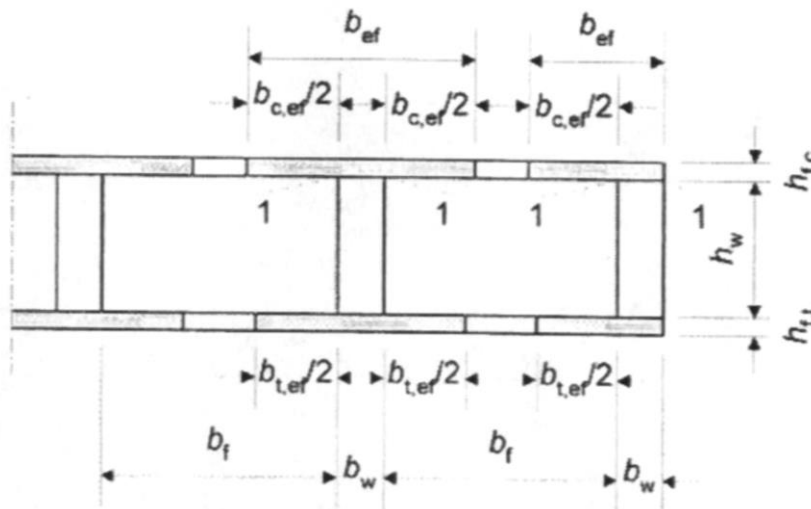


Рисунок 9.2 -Балка з тонкими полками

Figure 9.2 - Thin-flanged beam

9.1.3 Балки з'єднані механічним способом

(1)P Якщо переріз конструктивного елемента складається з декількох частин, з'єднаних механічними деталями кріплення, необхідно розглядати вплив ковзання у вузлах.

(2) Розрахунки повинні виконуватись за припущення лінійної залежності між зусиллям і ковзанням

9.1.3 Mechanically jointed beams

(1)P If the cross-section of a structural member is composed of several parts connected by mechanical fasteners, consideration shall be given to the influence of the slip occurring in joints.

(2) Calculations should be carried out assuming a linear relationship between force and slip.

(3) Якщо крок деталей кріплення змінний у поздовжньому напрямку, відповідно до зусиль зсуву s_{\min} і s_{\max} ($\leq 4s_{\min}$) може застосовуватись наступний робочий s_{ef} крок:

$$s_{ef} = 0,75 s_{\min} + 0,25 s_{\max}$$

ПРИМІТКА: Метод розрахунку несучої здатності балок з механічними з'єднаннями надано у додатку В (Інформативному).

9.1.4 Клеєні і механічно з'єднані колони

(1)Р Деформації від ковзання у з'єднаннях, зсуву і згину у вузлах, косинках, стрижнях і полках та осьових сил у решітці, повинні враховуватись при перевірці міцності.

ПРИМІТКА: Метод розрахунку несучої здатності колон двотаврового і коробчатого перерізу, просторові колони і решіткові колони надано у Додатку С (Інформативному).

9.2 Збірні конструкції

9.2.1 Ферми

(1) Для ферм, завантажених переважно у вузлах, сумарні напруження від спільної дії згину і осьового стиску, співвідношення, наведене у (6.19) і (6.20) повинні обмежуватись до 0,9.

(2) Для стиснутих елементів, робоча довжина елемента, для перевірки міцності у площині, повинна, як правило, прийматись як відстань між двома прилеглими точками перегину.

(3) Для трикутних ферм робоча довжина для стиснутих елементів повинна прийматись як розмір прогону, див. Рисунок 5.1, якщо:

- елементи одно прольотні без жорсткого з'єднання на кінцях;
- елементи нерозрізні на два і більше прольотів і не навантажені із площини.

(4) При спрощеному розрахунку трикутних ферм із з'єднанням перфорованими сталевими пластинами, відповідно до статті 5.4.3, допускається приймати наступні фактичні довжини стиснутих елементів (див. Рисунок 9.3):

- для нерозрізних елементів без значних моментів на кінцях і коли напруження

(3) If the spacing of the fasteners varies in the longitudinal direction according to the shear force between s_{\min} and s_{\max} ($\leq 4s_{\min}$), an effective spacing s_{ef} may be used as follows:

$$(9.17)$$

NOTE: A method for the calculation of the load-carrying capacity of mechanically jointed beams is given in Annex B (Informative).

9.1.4 Mechanically jointed and glued columns

(1)P Deformations due to slip in joints, to shear and bending in packs, gussets, shafts and flanges, and to axial forces in the lattice shall be taken into account in the strength verification.

NOTE: A method for the calculation of the load-carrying capacity of I- and box-columns, spaced columns and lattice columns is given in Annex C (Informative).

9.2 Assemblies

9.2.1 Trusses

(1) For trusses which are loaded predominantly at the nodes, the sum of the combined bending and axial compressive stress ratios given in expressions (6.19) and (6.20) should be limited to 0,9.

(2) For members in compression, the effective column length for in-plane strength verification should generally be taken as the distance between two adjacent points of contraflexure.

(3) For fully triangulated trusses, the effective column length for members in compression should be taken as the bay length, see Figure 5.1, if:

- members are only one bay long, without rigid end connections,
- members are continuous over two or more bays and are not loaded laterally

(4) When a simplified analysis of a fully triangulated truss with punched metal plate fasteners according to clause 5.4.3 has been carried out, the following effective column lengths may be assumed (see Figure 9.3)

- for continuous members without significant end moments and where the bending stresses of the

згину від поперечного навантаження у крайньому разі 40 % напружень стиску: lateral load are at least 40 % of the compressive stresses:

- у зовнішньому прогоні – 0,8 величини прогону;

- in an outer bay: 0,8 times the bay length;

- у внутрішньому прогоні - 0,6 величини прогону;

- in an inner bay: 0,6 the bay length;

- у вузлі - 0,6 величини більшого прилеглого прогону;

- at a node: 0,6 times the largest adjacent bay length

- для нерозрізних елементів із значними моментами на кінцях і коли напруження згину від поперечного навантаження у крайньому разі 40% напружень стиску:

- for continuous members with significant end moments where the bending stresses of the lateral load are at least 40 % of the compressive stresses:

- для кінців балок з моментом - 0,0 (тобто без впливу поздовжнього згину)

- at the beam end with moment: 0,0 (i.e. no column effect);

- для передостаннього прогону - 1,0 величини прогону;

- in the penultimate bay: 1,0 times bay length;

- решти прогонів і вузлів - як визначено

- remaining bays and nodes: as described above for continuous beams without significant end moments;

вище для нерозрізних балок без значних моментів на кінцях;

- для всіх інших випадків - 1,0 величини прогону.

- for all other cases 1,0 times bay length.

Для перевірки міцності стиснутих елементів і з'єднань, обчислені осьові зусилля необхідно збільшувати на 10 %.

For the strength verification of members in compression and connections, the calculated axial forces should be increased by 10 %.

(5) При спрощеному розрахунку ферм, навантажених у вузлах, співвідношення напружень розтягу та стиску, а також несуча здатність з'єднання необхідно обмежувати 70 %:

(5) When a simplified analysis is carried out for trusses which are loaded at the nodes, the tensile and compressive stress ratios as well as the connection capacity should be limited to 70 %.

(6) Необхідно перевіряти стійкість елементів ферм із площини)

(6) P A check shall be made that the lateral (out-of-plane) stability of the truss members is adequate.

(7) Несуча здатність з'єднань повинна бути достатньою для сприйняття зусиль при виробництві та монтажу.

(7) P The joints shall be capable of transferring the forces which may occur during handling and erection.

(8) Несуча здатність всіх з'єднань повинна бути достатньою для сприйняття зусиль $F_{r,d}$, будь-якого напрямку, що діють у площині ферми. Припускається, що $F_{r,d}$ повинні бути короткотривалими, в межах експлуатаційного класу 2, величиною:

(8) All joints should be capable of transferring a force $F_{r,d}$ acting in any direction within the plane of the truss. $F_{r,d}$ should be assumed to be of short-term duration, acting on timber in service class 2, with the value:

$$F_{r,d} = 1,0 + 0,1L \quad (9.18)$$

де:

$F_{r,d}$ - в кН.;

L - загальний прогін ферми.

where:

$F_{r,d}$ is in kN;

L is the overall length of the truss, in m.

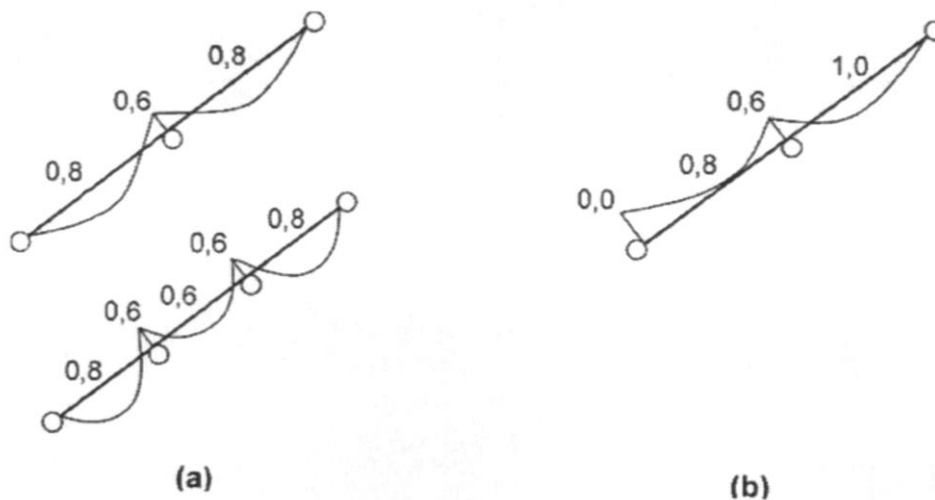


Рисунок 9.3 - Епюри моментів і фактичні прогони при стиску
(а) – при відсутності моментів на кінцях; (б) – при значних моментах на кінцях

Figure 9.3- Moment diagrams and effective lengths in compression (a) No significant end moments (b) Significant end moments

9.2.2 Ферми із з'єднаннями перфорованих сталевих пластин

9.2.2 Trusses with punched metal plate fasteners

(1)Р Ферми, виготовлені із застосуванням перфорованих сталевих пластин, повинні задовольняти вимоги EN 14250.

(1)P Trusses made with punched metal plate fasteners shall conform to the requirements of EN 14250.

(2) Застосовуються вимоги 5.4.1 і 9.2.1.

(2) The requirements of 5.4.1 and 9.2.1 apply.

(3) Для трикутних ферм якщо зосереджена сила (наприклад, навантаження від людини) має перпендикулярну до елемента складову < 1,5кН, і якщо $\sigma_{c,d} < 0,4 f_{c,d}$ і $\sigma_{t,d} < 0,4 f_{t,d}$, то вимоги 6.2.3 і 6.2.4 можуть бути замінені на:

(3) For fully triangulated trusses where a small concentrated force (e.g. a man load) has a component perpendicular to the member of < 1,5kN, and where $\sigma_{cd} < 0,4 f_{c,d}$, and $\sigma_{td} < 0,4 f_{t,d}$, then the requirements of 6.2.3 and 6.2.4 may be replaced by:

$$\sigma_{m,d} \leq 0,75 f_{m,d} \quad (9.19)$$

(4) Мінімальне перекривання дерев'яного елемента перфорованою сталевією пластиною повинно становити більше із величин: не менше 40 мм, або третину висоти дерев'яного елемента

(4) The minimum overlap of the punched metal plate on any timber member should be at least equal to 40 mm or one third of the height of the timber member, whichever is the greater.

(5) Перфоровані сталеві пластини, що застосовуються для зрощення поясів, повинні перекривати відстань у 2/3 від необхідної висоти перерізу пояса.

5) Punched metal plate fasteners used in chord splices should cover at least 2/3 of the required member height.

9.2.3 Діафрагми покриття та перекриття

9.2.3 Roof and floor diaphragms

9.2.3.1 Загальні положення

9.2.3.1 General

(1) Цей розділ стосується до шарнірно обпертих діаграм, таких як перекриття і покриття, зібраних з листових матеріалів на основі деревини, закріплених механічними з'єднувальними елементами до дерев'яної рами.

(1) This section relates to simply supported diaphragms, such as floors or roofs, assembled from sheets of wood-based material fixed by mechanical fasteners to a timber frame.

(2) Несуча здатність з'єднувальних елементів на гранях листів може збільшуватись на коефіцієнт 1,2 до значень, наведених у розділі 8.

(2) The load-carrying capacity of fasteners at sheet edges may be increased by a factor of 1,2 over the values given in Section 8.

9.2.3.2 Спрощений розрахунок діафрагм покриття та перекриття

9.2.3.2 Simplified analysis of roof and floor diaphragms.

(1) Для діафрагм з рівномірно розподіленим навантаженням (див. Рисунок 9.4), спрощений метод розрахунку, який наведено у цьому розділі, може застосовуватись при умовах, що:

(1) For diaphragms with a uniformly distributed load (see Figure 9.4) the simplified method of analysis described in this section should be used provided that:

- прольот l має величину між $2b$ і $6b$ де b - ширина діафрагми;
- умовою настання граничного стану є руйнування елементів з'єднання (але не панелей);
- панелі закріплюються у відповідності до правил конструювання у 10.8.1.

- the span t lies between $2b$ and $6b$, where b is the diaphragm width;
- the critical ultimate design condition is failure in the fasteners (and not in the panels);
- the panels are fixed in accordance with the detailing rules in 10.8.1.

(2) Якщо не виконано детальних розрахунків, то грані балок повинні розраховуватись на сприйняття максимального згинального моменту у діафрагмі.

(2) Unless a more detailed analysis is made, the edge beams should be designed to resist the maximum bending moment in the diaphragm.

(3) Необхідно припускати, що зусилля зсуву рівномірно розподілені вдовж ширини

(3) The shear forces in the diaphragm should be assumed to be uniformly distributed over the width of the diaphragm.

діафрагми.

(4) Якщо листи розташовано у шахматному порядку (див. Рисунок 9.4), то крок цвяхів вдовж переривистих граней може збільшуватись на коефіцієнт 1,5 (максимально до 150 мм), без зменшення несучої здатності.

(4) When the sheets are staggered, (see Figure 9.4), the nail spacings along the discontinuous panel edges may be increased by a factor of 1,5 (up to a maximum of 150 mm) without reduction of the load-carrying capacity.

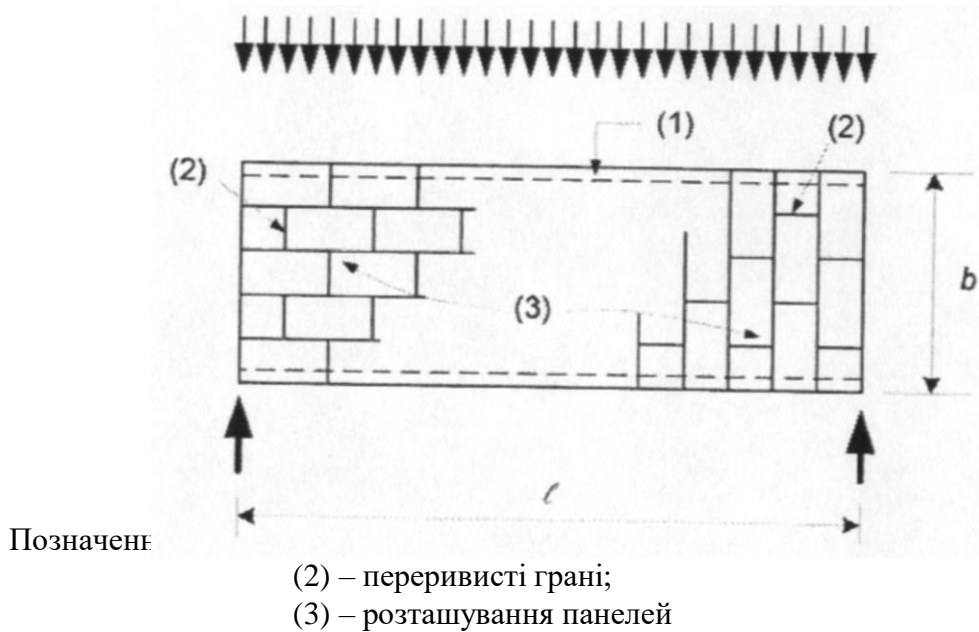


Рисунок 9.4 -Завантаження діафрагми та розташування панелей

Key:

- (1) Edge beam
- (2) Discontinuous edges
- (3) Panel arrangements

Figure 9.4 - Diaphragm loading and staggered panel arrangements

9.2.4 Стінові діафрагми

9.2.4 Wall diaphragms

9.2.4.1 Загальні положення

9.2.4.1 General

(1)Р Стінові діафрагми повинні проектуватись для сприйняття як горизонтальних, так і вертикальних навантажень.

(1)P Wall diaphragms shall be designed to resist both horizontal and vertical actions imposed upon them.

(2)Р Стіни повинні належним чином закріплюватись для запобігання перекидання та ковзання.

(2)P The wall shall be adequately restrained to avoid overturning and sliding.

(3)Р Стінові діафрагми, що призначені для сприйняття поперечної деформації повинні бути підсилені у площині дощатими матеріалами, діагональними в'язями і жорсткими з'єднаннями.

(4)Р Опір поперечній деформації стіни повинен визначатись або випробуваннями згідно з EN 594, або розрахунками на основі відповідних аналітичних методів або розрахункових моделей.

(5)Р При проектуванні стінових діафрагм необхідно враховувати і склад матеріалу, і геометричну структуру конкретної стіни.

(6)Р Необхідно оцінювати реакцію стінової діафрагми на дії для забезпечення необхідного запасу в межах експлуатаційної надійності.

(7) У 9.2.4.2 і 9.2.4.3 надано два альтернативні спрощені методи розрахунку для стінових діафрагм.

ПРИМІТКА: Рекомендується застосування методика А у 9.2.4.2. Національний вибір може надаватись у національному додатку.

9.2.4.2 Спрощений аналіз стінових діафрагм – Метод А

(1) Спрощений метод, даний в цьому підпункті має бути застосований тільки для стінових діафрагм з кріпленням в кінці тобто вертикальний елемент з'єднаний з нижньою конструкцією.

(2) Проектна несуча здатність $F_{v,Rd}$ (проектний опір зсуву) при силі $F_{v,Ed}$ яка діє (зверху) консольної панелі, підйом якої обмежений (вертикальними зусиллями, або анкетуванням), повинна бути визначена з використанням спрощеного методу аналізу для стін, виготовлених з однієї, а більше панелей, де кожна стінова панель складається з листа, закріпленого до однієї сторони дерев'яного каркасу, при умові що:

- крок кріплення постійним вздовж периметра кожного листа;
- ширина кожного листа дорівнює не менше $h/4$.

(3) Для стіни, що виготовлена з кількох стінових панелей, проектна здатність втримувати навантаження зсуву стіни має бути розраховане з

(3)P Wall diaphragms deemed to provide resistance to racking shall be stiffened in-plane by board materials, diagonal bracing or moment connections.

(4)P The racking resistance of a wall shall be determined either by test according to EN 594 or by calculations, employing appropriate analytical methods or design models.

(5)P The design of wall diaphragms shall take account of both the material construction and geometric make-up of the wall under consideration.

(6)P The response of wall diaphragms to actions shall be assessed to ensure the construction remains within appropriate serviceability limits.

(7) For wall diaphragms two alternative simplified methods of calculation are given in 9.2.4.2 and 9.2.4.3.

NOTE: The recommended procedure is method A given in 9.2.4.2. National choice may be given in the National annex.

9.2.4.2 Simplified analysis of wall diaphragms - Method A

(1) The simplified method given in this subclause should only be applied to wall diaphragms with a tie-down at their end, that is the vertical member at the end is directly connected to the construction below.

(2) The design load-carrying capacity $F_{v,Rd}$ (the design racking resistance) under a force $F_{v,Ed}$ acting at the top of a cantilevered panel secured against uplift (by vertical actions or by anchoring) should be determined using the following simplified method of analysis for walls made up of one or more panels, where each wall panel consists of a sheet fixed to one side of a timber frame, provided that:

- the spacing of fasteners is constant along the perimeter of every sheet;
- the width of each sheet is at least $h/4$.

(3) For a wall made up of several wall panels, the design racking load-carrying capacity of a wall should be calculated from

$$F_{v,Rd} = \sum F_{i,v,Rd} \quad (9.20)$$

де $F_{i,v,Rd}$ - розрахункова несуча здатність на поперечну деформацію стінової панелі відповідно до 9.2.4.2(3) і 9.2.4.2(5).

where $F_{i,v,Rd}$ is the design racking load-carrying capacity of the wall panel in accordance with 9.2.4.2(3) and 9.2.4.2(5).

(4) Розрахункова несуча здатність на поперечну деформацію кожної стінової панелі, $F_{i,v,Rd}$, від сили $F_{i,v,Ed}$, згідно з рисунком 9.5 повинна визначатись за формулою:

(4) The design racking load-carrying capacity of each wall panel, $F_{i,v,Rd}$ against a force $F_{i,v,Ed}$ according to Figure 9.5 should be calculated from

$$F_{i,v,Rd} = \frac{F_{f,Rd} b_i c_i}{s} \quad (9.21)$$

де: $F_{f,Rd}$ - поперечна несуча здатність окремого елемента з'єднання;

where: $F_{f,Rd}$ - is the lateral design capacity of an individual fastener;

b_i - ширина стінової панелі;

b_i - is the wall panel width;

c_i - крок елементів з'єднання.

c_i - is the fastener spacing.

$$c_i = \begin{cases} 1 & \text{для } b_i \geq b_0 \\ \frac{b_i}{b_0} & \text{для } b_i < b_0 \end{cases} \quad (9.22)$$

де:

where:

$$b_0 = h/2$$

$$b_0 = h/2$$

h - висота стіни.

h is the height of the wall.

(5) Для з'єднувальних елементів вдовж кромки окремого листа, розрахункова поперечна несуча здатність повинна збільшуватись на коефіцієнт 1,2 до відповідних значень наведених у розділі 8. При визначенні кроку з'єднувальних елементів згідно з вимогами розділу 8, необхідно приймати припущення, що кромки не завантажені.

(5) For fasteners along the edges of an individual sheet, the design lateral load-carrying capacity should be increased by a factor of 1,2 over the corresponding values given in Section 8. In determining the fastener spacing in accordance with the requirements of Section 8, the edges should be assumed to be unloaded.

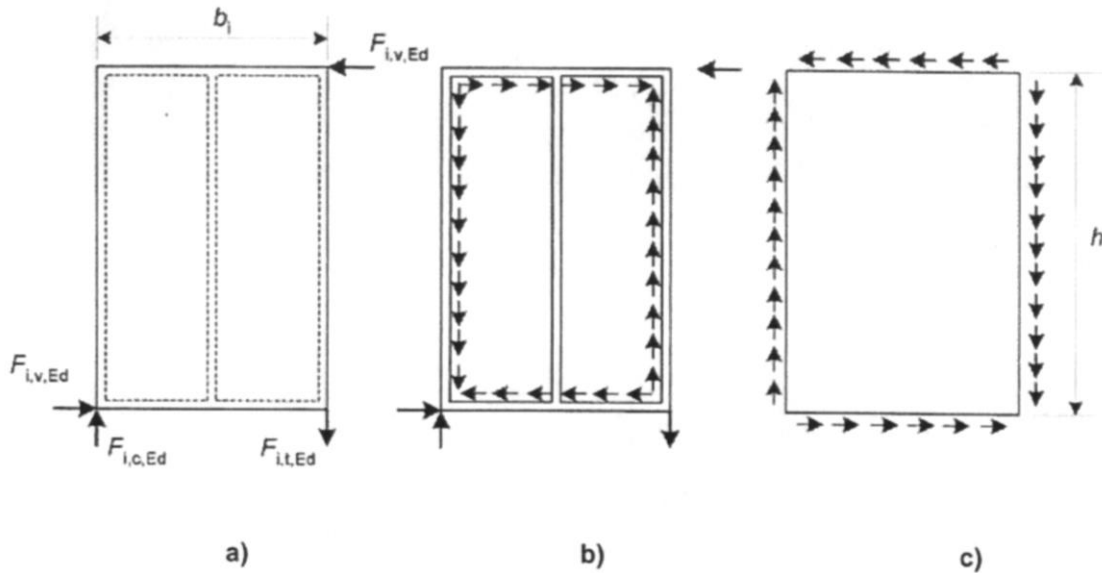


Рисунок 9.5 -Сили, що діють на:

(a) – панелі стіни; (b) – обрамлення; (c) - лист

Figure 9.5 - Forces acting on: a) wall panel; b) framing; c) sheet

(6) Панелі стін, що мають віконні і дверні прорізи не повинні враховуватись при визначенні поперечної несучої здатності.

(6) Wall panels which contain a door or window opening should not be considered to contribute to the racking load-carrying capacity.

(7) Для панелей стін, обшитих листами з обох сторін, застосовуються наступні правила:

(7) For wall panels with sheets on both sides the following rules apply:

- якщо листи і елементи кріплення однакового типу та розмірів, то поперечна несуча здатність стіни повинна прийматись як сума поперечних несучих здатностей кожної сторони.

- if the sheets and fasteners are of the same type and dimension then the total racking load-carrying capacity of the wall should be taken as the sum of the racking load-carrying capacities of the individual sides

- якщо застосовуються різні типи листів, то може враховуватись 75 % поперечної несучої здатності слабшої сторони, якщо не обґрунтовано іншу величину, при використанні елементів кріплення з однаковим модулем ковзання. В інших випадках може враховуватись не більше 50 %.

- if different types of sheets are used, 75 % of the racking load-carrying capacity of the weaker side may, unless some other value is shown to be valid, be taken into consideration if fasteners with similar slip moduli are used. In other cases not more than 50 % should be taken into consideration.

(8) Зовнішні сили $F_{i,c,Ed}$ і $F_{i,t,Ed}$, згідно з рисунком 9.5, повинні визначатись за формулою:

(8) The external forces $F_{i,c,Ed}$ and $F_{i,t,Ed}$ according to Figure 9.5 should be determined from

$$F_{i,c,Ed} = F_{i,t,Ed} = \frac{F_{i,v,Ed}h}{b_1} \quad (9.23)$$

де h - висота стіни.

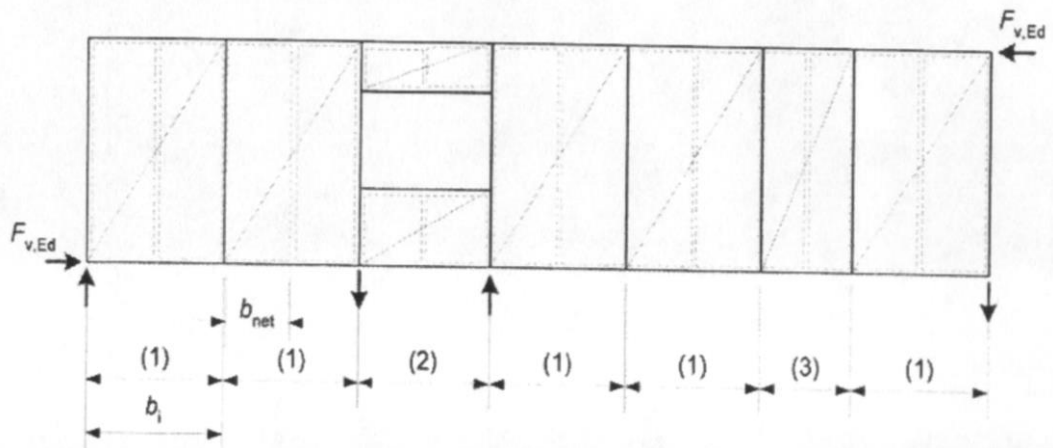
(9) Ці зусилля можуть передаватись або на листи прилеглої стінової панелі, або на конструкції, що розташовані вище чи нижче. Якщо зусилля розтягу передаються на нижче розташовані конструкції, панелі повинні бути заанкерені жорсткими елементами кріплення. Стійки стін повинні перевірятись на поздовжній прогин у відповідності з 6.3.2. Якщо кінці вертикальних елементів опираються на горизонтальні елементи каркасу, то необхідно оцінити напруження стиску у горизонтальних елементах перпендикулярно волокнам відповідно до 6.1.5.

(10) Зусилля, які виникають у стінових панелях з дверними або віконними прорізами, а також у панелях малої ширини, див. рисунок 9.5, можуть передаватись безпосередньо на вище або нижче розташовані конструкції.

where h is the height of the wall.

(9) These forces can either be transmitted to the sheets in the adjacent wall panel or transmitted to the construction situated above or below. When tensile forces are transmitted to the construction situated below, the panel should be anchored by stiff fasteners. Buckling of wall studs should be checked in accordance with 6.3.2. Where the ends of vertical members bear on horizontal framing members, the compression perpendicular to the grain stresses in the horizontal members should be assessed according to 6.1.5.

(10) The external forces which arise in wall panels containing door or window openings and in wall panels of smaller width, see Figure 9.6, can similarly be transmitted to the construction situated above or below.



Позначення:
 (1) – стінова панель (нормальної ширини);
 (2) - стінова панель з віконним прорізом;
 (3) - стінова панель (малої ширини).

Рисунок 9.6 -Приклад компоновки стіни з включенням панелі з віконним прорізом та малої шири

Key:

- (1) Wall panel (normal width)
- (2) Wall panel with window
- (3) Wall panel (smaller width)

Figure 9.6 - Example of the assembly of wall panels containing a wall panel with a window opening and a wall panel of smaller width

(11) Поздовжнім прогином листів від поперечної сили можна знехтувати у разі забезпечення умови: $\frac{b_{net}}{t} \leq 100$, де:

b_{net} - відстань між стійками у чистоту;
 t - товщина листа.

(12) Для того, щоб центральна стійка розглядалась як опора для листа, крок елементів кріплення у ній не повинен перевищувати більш як у два рази крок кріплення вдовж граней листа.

(13) Якщо кожна панель складається із стінових елементів заводського виготовлення, то окремі стінові елементи повинні перевірятись на здатність передавати дію поперечної сили між ними.

(14) У зонах контакту між вертикальними стійками і горизонтальними дерев'яними елементами для них необхідно перевіряти величину напружень стиску перпендикулярно волокну.

9.2.4.3 Спрощений розрахунок стінових діафрагм – метод В

9.2.4.3.1 Вимоги до конструкції стін і панелей у відповідності зі спрощеним розрахунком

(1) Компоновка стіни (див. Рисунок 9.7) виконується із одної або більше стінових панелей, кожна з яких включає одну або декілька чарунок, що виготовляються із листів на основі виробів із деревини, описаних у 3.5, прикріплених до дерев'яного каркасу.

(11) Shear buckling of the sheet may be disregarded, provided that $\frac{b_{net}}{t} \leq 100$

where:

b_{net} is the clear distance between studs;
 t is the thickness of the sheet.

(12) In order that the centre stud may be considered to constitute a support for a sheet, the spacing of fasteners in the centre stud should not be greater than twice the spacing of the fasteners along the edges of the sheet.

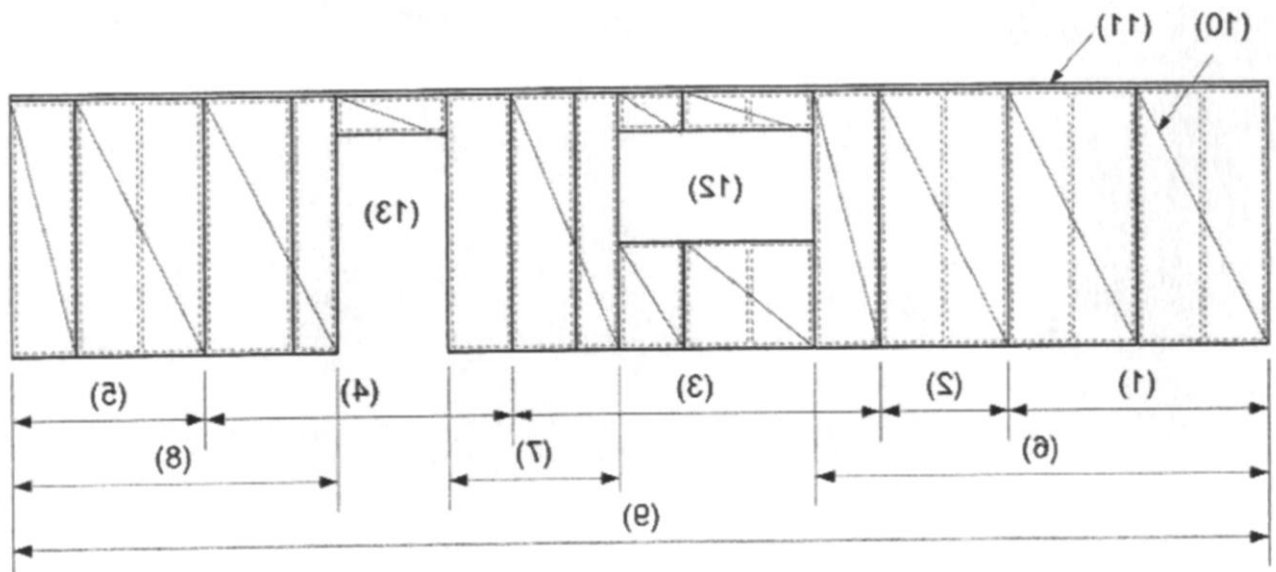
(13) Where each panel consists of a prefabricated wall element, the transfer of shear forces between the separate wall elements should be verified.

(14) In contact areas between vertical studs and horizontal timber members, compression stresses perpendicular to grain should be verified in the timber members.

9.2.4.3 Simplified analysis of wall diaphragms - Method B

9.2.4.3.1 Construction of walls and panels to meet the requirements of the simplified analysis

(1) A wall assembly (see Figure 9.7) is comprised of one or more walls with each wall formed from one or more panels, the panels being made from sheets of wood-based panel products, such as those described in 3.5, fastened to a timber frame.



Позначення:

- | | |
|------------------------|------------------------|
| (1) – стінова панель 1 | (2) - стінова панель 2 |
| (3) - стінова панель 3 | (4) - стінова панель 4 |
| (5) - стінова панель 5 | (6) – стіна 1 |
| (7) – стіна 2 | (8) - стіна 3 |
| (9) – компоновка стіни | (10) – лист |
| (11) – верхня обв'язка | (12) – вікно |
| (13) - двері | |

Рисунок 9.7 -Приклад компоновки з декількох стінових панелей

Key:

- | | |
|-------------------|------------------|
| (1) Wall panel 1 | (2) Wall panel 2 |
| (3) Wall panel 3 | (4) Wall panel 4 |
| (5) Wall panel 5 | (6) Wall 1 |
| (7) Wall 2 | (8) Wall 3 |
| (9) Wall assembly | (10) Sheet |
| (11) Head binder | (12) Window |
| (13) Door | |

Figure 9.7 - Example of wall assembly consisting of several wall panels

(2) Для забезпечення поперечної міцності (в площині) стіни, ширина панелі повинна бути не менше величини 1/4 висоти панелі. Кріплення листів до дерев'яного каркасу повинно здійснюватись цвяхами або шурупами, а крок елементів кріплення повинен бути рівномірним вдовж периметра листа. Елементи кріплення всередині листа повинні бути з кроком, що не перевищує більш ніж вдвічі крок вдовж периметра.

(3) У разі наявності прорізу у панелі, довжина панелі з кожного боку від прорізу повинна розглядатись як окрема панель.

(4) Коли панелі компонується у стіні, то:

- верхні частини окремих панелей повинні бути скріплені елементом або конструкцією через стик панелей;

- необхідна міцність вертикального з'єднання між двома панелями повинна оцінюватись, але мати розрахункову міцність не менш ніж 2,5 кН/м;

- при компоновці стіни з'єднання дох панелей повинно сприймати перекидання і сили ковзання шляхом заанкерення до опорної конструкції, або прикладанням до стіни постійного навантаження, або за допомогою обох чинників.

9.2.4.3.2 Методика розрахунку

(1) Розрахункова несуча здатність у площині $F_{v,Rd}$ (розрахунковий опір поперечному деформуванню), від сили $F_{v,Ed}$, прикладеної зверху консольної панелі закріпленої від підйому вертикальним навантаженням або заанкеренням, повинна визначатись з використанням наведеного нижче спрощеного методу розрахунку для конструкцій стін визначених у 9.2.4.3.1.

(2) Для стін, виготовлених із декількох панелей, розрахункова несуча здатність на поперечну деформацію стіни $F_{v,Rd}$ повинна визначатись за формулою:

(2) For a panel to contribute to the in-plane (racking) strength of a wall the width of the panel should be at least the panel height divided by 4. The fastening of the sheets to the timber frame should be by either nails or screws and the fasteners should be equally spaced around the perimeter of the sheet. Fasteners within the perimeter of a sheet should be spaced at not more than twice the perimeter fastener spacing.

(3) Where an opening is formed in a panel, the lengths of panel on each side of the opening should be considered as separate panels.

(4) Where panels are combined to form a wall:

- the tops of individual panels should be linked by a member or construction across the panel joints;

- the required vertical connection strength between two panels should be evaluated but should have a design strength of at least 2,5 kN/m;

- the panels when joined together to form a wall should be able to resist overturning and sliding forces by either anchorage to the supporting structure or the permanent actions applied to the wall or a combination of both effects.

9.2.4.3.2 Design procedure

(1) The in-plane design shear (racking) strength $F_{v,Rd}$ against a force $F_{v,Ed}$ acting at the top of a cantilevered wall that is secured against uplift and sliding by vertical actions and/or anchorage, should be determined using the following simplified method for the wall construction defined in 9.2.4.3.1.

(2) For a wall assembly made up of several walls, the design racking strength of the wall assembly $F_{v,Rd}$ should be calculated from

$$F_{v,Rd} = \sum F_{i,v,Rd} \quad (9.24)$$

де $F_{i,v,Rd}$ - розрахункова несуча здатність на поперечну деформацію стінової панелі відповідно до наведеного у (3).

where:

$F_{i,v,Rd}$ is the design racking strength of a wall in accordance with (3) below.

(3) Розрахункова несуча здатність на поперечну деформацію кожної стінової панелі i , $F_{i,v,Rd}$, від сили $F_{i,v,Ed}$,

(3) The design racking strength of a wall i , $F_{i,v,Rd}$ should be calculated from

$$F_{i,v,Rd} = \frac{F_{f,Rd} b_i}{s_0} k_d k_{i,q} k_s k_n \quad (9.25)$$

де: $F_{f,Rd}$ - поперечна несуча здатність окремого елемента з'єднання;

where: $F_{f,Rd}$ is the lateral design capacity of an individual fastener;

b_i - ширина стінової панелі, в мм;

b_i is the wall length, in m;

s_0 - основний крок елементів з'єднання. див. (4) нижче;

s_0 is the basic fastener spacing, see (4) below;

k_d - коефіцієнт розмірності панелей, див. (4) нижче;

k_d is the dimension factor for the panel, see (4) below;

$k_{i,q}$ - коефіцієнт рівномірно розподіленого навантаження для панелей, див. (4) нижче;

$k_{i,q}$ is the uniformly distributed load factor for wall i , see (4) below;

k_s - коефіцієнт врахування кроку елементів кріплення, див. (4) нижче;

k_s is the fastener spacing factor, see (4) below;

k_n - коефіцієнт, що залежить від матеріалу обшивки, див. (4) нижче.

k_n is the sheathing material factor, see (4) below.

(4) Значення s_0 , k_d , $k_{i,q}$, k_s , і k_n повинні визначатись наступним чином:

(4) The values of s_0 , k_d , $k_{i,q}$, k_s and k_n should be calculated as:

$$s_0 = \frac{9700d}{\rho_k} \quad (9.26)$$

де: d - діаметр елемента кріплення, в мм;

where: d is the fastener diameter, in mm;

ρ_k - нормативна густина деревини рами;

ρ_k is the characteristic density of the timber frame;

$$-k_d = \begin{cases} \frac{b_i}{h} & \text{для, for } \frac{b_i}{h} \leq 1,0 & \text{(a)} \\ \left(\frac{b_i}{h}\right)^{0,4} & \text{для, for } \frac{b_i}{h} > 1,0 \text{ і } b_i \leq 4,8 \text{ m} & \text{(b)} \\ \left(\frac{4,8}{h}\right)^{0,4} & \text{для, for } \frac{b_i}{h} > 1,0 \text{ і } b_i > 4,8 \text{ m} & \text{(c)} \end{cases} \quad (9.27)$$

де: h - висота стіни, в м;

where h is the height of the wall, in m;

$$-k_{i,q} = 1 + (0,083q_i - 0,0008q_i^2) \left(\frac{2,4}{b_i}\right)^{0,4} \quad (9.28)$$

де q_i - еквівалентне рівномірно розподілене вертикальне навантаження, що діє на стіну, в кН/м, при $q_i \geq 0$, див (5) нижче;

where q_i is the equivalent uniformly distributed vertical load acting on the wall, in kN/m, with $q_i \geq 0$, see (5) below;

$$k_s = \frac{1}{0,86 \frac{s}{s_0} + 0,57} \quad (9.29)$$

де s - крок елементів кріплення вдовж периметру листів;

where s is the spacing of the fasteners around the perimeter of the sheets;

$$-k_n = \begin{cases} 1,0 & \text{при кріпленні з однієї сторони} & \text{(a)} \\ \frac{F_{i,v,Rd,max} + 0,5F_{i,v,Rd,min}}{F_{i,v,Rd,max}} & \text{при кріпленні з обох сторін} & \text{(b)} \end{cases} \quad (9.30)$$

for sheathing on both sides

де:
 $F_{i,v,Rd,max}$ - розрахунковий опір поперечній деформації міцнішої обшивки;
 $F_{i,v,Rd,min}$ - розрахунковий опір поперечній деформації слабшої обшивки;

where:
 $F_{i,v,Rd,max}$ is the design racking strength of the stronger sheathing;
 $F_{i,v,Rd,min}$ is the design racking strength of the weaker sheathing.

(5) Еквівалентне рівномірно розподілене вертикальне навантаження q_i , яке використовується при визначенні $k_{i,q}$ повинно визначатись тільки від постійних дій та будь-

(5) The equivalent vertical load, q_i used to calculate $k_{i,q}$ should be determined using only permanent actions and any net effects of wind together with

яких сумарних дій вітру разом з еквівалентними діями спричиненими зосередженими силами, включно з силами заанкерення, що діють у панелі. Для визначення $k_{i,q}$, зосереджені вертикальні сили необхідно привести до еквівалентного рівномірно розподіленого навантаження за припущення, що стіна є жорстким тілом, наприклад, $F_{i,vert,Ed}$, що діє на стіну, як показано на Рисунку 9.8.

the equivalent actions arising from concentrated forces, including anchorage forces, acting on the panel. For the purposes of calculating $k_{i,q}$ concentrated vertical forces should be converted into an equivalent uniformly distributed load on the assumption that the wall is a rigid body e.g. for the load $F_{i,vert,Ed}$ acting on the wall as shown in Figure 9.8

$$q_i = \frac{2aF_{i,vert,Ed}}{b_i^2} \quad (9.31)$$

де:

a - горизонтальна відстань від сили F до підвітряного кута стіни;

b - довжина стіни.

where:

a is the horizontal distance from the force F to the leeward corner of the wall;

b is the length of the wall.

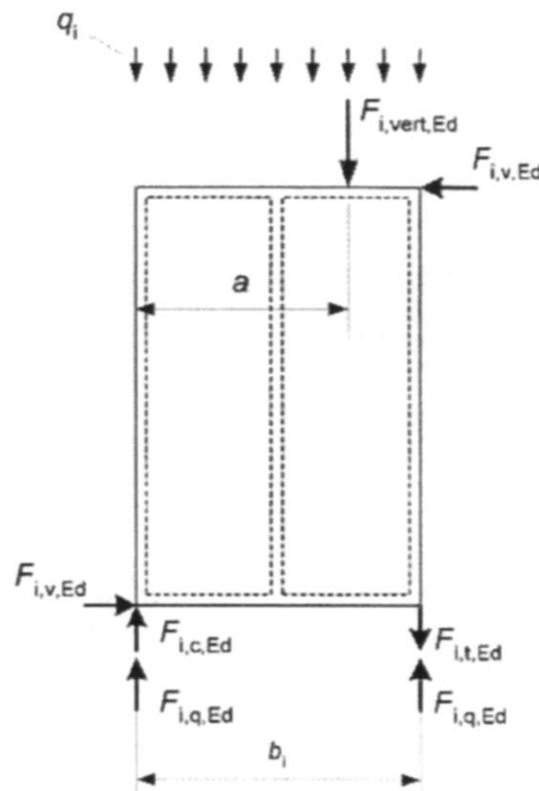


Рисунок 9.8 -Визначення еквівалентної вертикальної дії q_i і реакцій від вертикальних і горизонтальних дій

Figure 9.8 - Determination of equivalent vertical action q_i and reaction forces from vertical and horizontal actions

(6) Зовнішні сили $F_{i,c,Ed}$ і $F_{i,t,Ed}$ (див. Рисунок 9.8) від горизонтальних дій $F_{i,v,Ed}$ на стіну i повинні визначатись за формулою:

$$F_{i,c,Ed} = F_{i,t,Ed} = \frac{F_{i,v,Ed} h}{b_i} \quad (9.32)$$

де h – висота стіни.

Ці зовнішні сили можуть передаватись або на листи прилеглої стінової панелі, або на конструкції, що розташовані вище чи нижче. Якщо зусилля розтягу передаються на нижче розташовані конструкції, панелі повинні бути заанкерені жорсткими елементами кріплення. Стійки стін повинні перевірятись на поздовжній прогин у відповідності з 6.3.2. Якщо кінці вертикальних елементів опираються на горизонтальні елементи каркасу, то необхідно оцінити напруження стиску у горизонтальних елементах перпендикулярно волокнам відповідно до 6.1.5.

(7) Поздовжнім згином листів при дії поперечної сили $F_{v,Ed}$ можна знехтувати при умові, що

$$\frac{b_{net}}{t} \leq 100 \quad (9.33)$$

де: b_{net} - відстань між стійками у чистоту;
 t - товщина листа.

9.2.5 В'язі

9.2.5.1 Загальні положення

(1)Р Конструкції, які не мають відповідної жорсткості повинні бути адекватно розкріплені в'язями жорсткості для запобігання втрати стійкості або надмірного прогинання.

(2)Р Необхідно враховувати напруження, спричинені геометричними неточностями та дефектами виготовлення, а також викликані прогинами(включно з будь-яким ковзанням у вузлах).

(6) The external forces $F_{i,c,Ed}$ and $F_{i,t,Ed}$ (see Figure 9.8) from the horizontal action $F_{i,v,Ed}$ on wall i should be determined from

where h is the height of the wall.

These external forces can be transmitted to either the adjacent panel through the vertical panel-to-panel connection or to the construction above or below the wall. When tensile forces are transmitted to the construction below, the panel should be anchored with stiff fasteners. Compression forces in the vertical members should be checked for buckling in accordance with 6.3.2. Where the ends of vertical members bear on horizontal framing members, the compression perpendicular to the grain stresses in the horizontal members should be assessed according to 6.1.5.

(7) The buckling of the sheets under the action of shear force $F_{v,Ed}$ may be disregarded provided

where: b_{net} - is the clear distance between vertical members of the timber frame;
 t is the thickness of the sheathing.

9.2.5 Bracing

9.2.5.1 General

(1)P Structures which are not otherwise adequately stiff shall be braced to prevent instability or excessive deflection.

(2)P The stress caused by geometrical and structural imperfections, and by induced deflections (including the contribution of any joint slip) shall be taken into account.

(3)Р Зусилля від поздовжнього згину повинні визначатись на основі найбільш несприятливого сполучення дефектів конструкції та фактичних прогинів.

(3)P The bracing forces shall be determined on the basis of the most unfavourable combination of structural imperfections and induced deflections.

9.2.5.2 Окремі елементи при стисканні

9.2.5.2 Single members in compression

(1) Для окремого стиснутого елемента, що вимагає розкріплення у поперечному напрямку з інтервалом a (див. рисунок 9.9), початкове відхилення від прямолінійності між опорами повинно бути в межах $a/500$ для клеєних і ламінованих LVL елементів та $a/300$ для інших елементів.

(1) For single elements in compression, requiring lateral support at intervals a (see Figure 9.9), the initial deviations from straightness between supports should be within $a/500$ for glued laminated or LVL members, and $a/300$ for other members.

(2) Кожна проміжна опора повинна мати мінімальну пружну жорсткість C

(2) Each intermediate support should have a minimum spring stiffness C

$$C = k_s \frac{N_d}{a} \quad (9.34)$$

де:

where:

k_s - перехідний коефіцієнт;

k_s is a modification factor;

N_d - середня розрахункова сила стиску у елементі;

N_d is the mean design compressive force in the element;

a - величина прогону (див. Рисунок 9.9)

a is the bay length (see Figure 9.9).

ПРИМІТКА: Для k_s див. Примітку в 9.2.5.3(1)

NOTE: For k_s , see note in 9.2.5.3(1)

(3) Розрахункова стабілізуюча сила F_d повинна визначатись як:

(3) The design stabilizing force F_d at each support should be taken as:

$$F_d = \begin{cases} \frac{N_d}{k_{f,1}} & \text{для твердої деревини} \\ & \text{for solid timber} \\ \frac{N_d}{k_{f,2}} & \text{для клеєної і ламінованої (LVL)} \\ & \text{for glued laminated timber and LVL} \end{cases} \quad (9.35)$$

де: $k_{f,1}$ і $k_{f,2}$ – перехідні коефіцієнти.

where $k_{f,1}$ and $k_{f,2}$ are modification factors.

ПРИМІТКА: Для $k_{f,1}$ і $k_{f,2}$ див. примітку в 9.2.5.3(1).

NOTE: For $k_{f,1}$ and $k_{f,2}$ see note in 9.2.5.3(1)

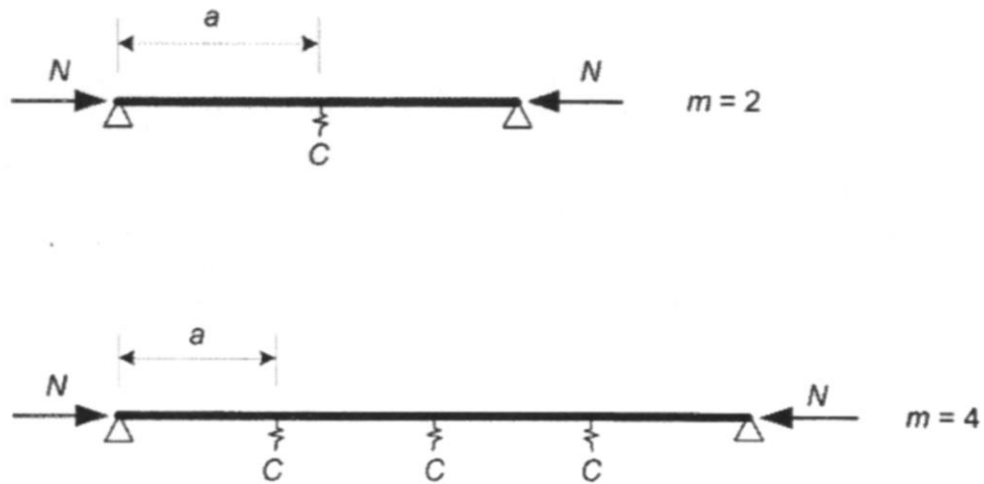


Рисунок 9.9-Приклади розкріплення окремих елементів поперечними опорами

Figure 9.9 - Examples of single members in compression braced by lateral supports.

(4) Розрахункова стабілізуюча сила F_d для стиснутих граней балки прямокутного перерізу повинна визначатись згідно з 9.2.5.2(3), де:

(4) The design stabilizing force F_d for the compressive edge of a rectangular beam should be determined in accordance with 9.2.5.2(3) where:

$$N_d = (1 - k_{crit}) \frac{M_d}{h} \quad (9.36)$$

Величина k_{crit} повинна визначатись з 6.3.3(4) для нерозв'язаних балок, а M_d – максимальний розрахунковий момент, що діє на балку з висотою перерізу h .

The value of k_{crit} should be determined from 6.3.3(4) for the unbraced beam, and M_d is the maximum design moment acting on the beam of depth h .

9.2.5.3 Розкріплення в'язями систем балок або ферм

9.2.5.3 Bracing of beam or truss systems

(1) Для послідовності n паралельних елементів, що вимагають поперечного розкріплення у проміжних вузлах А, В,...(див. Рисунок 9.10), необхідно передбачити систему, яка на додаток до впливів внутрішнього горизонтального навантаження (наприклад, вітер), повинна сприймати внутрішнє стабілізуюче навантаження на одиницю довжини q , визначене за виразом:

(1) For a series of n parallel members which require lateral supports at intermediate nodes A,B, etc. (see Figure 9.10) a bracing system should be provided, which, in addition to the effects of external horizontal load (e.g. wind), should be capable of resisting an internal stability load per unit length q , as follows:

$$q_d = k_l \frac{nN_d}{K_{f,3}l} \quad (9.37)$$

де:
where

$$k_l = \min \begin{cases} 1 \\ \sqrt{\frac{15}{l}} \end{cases} \quad (9.38)$$

N_d - середня розрахункова сила стиску в елементі;

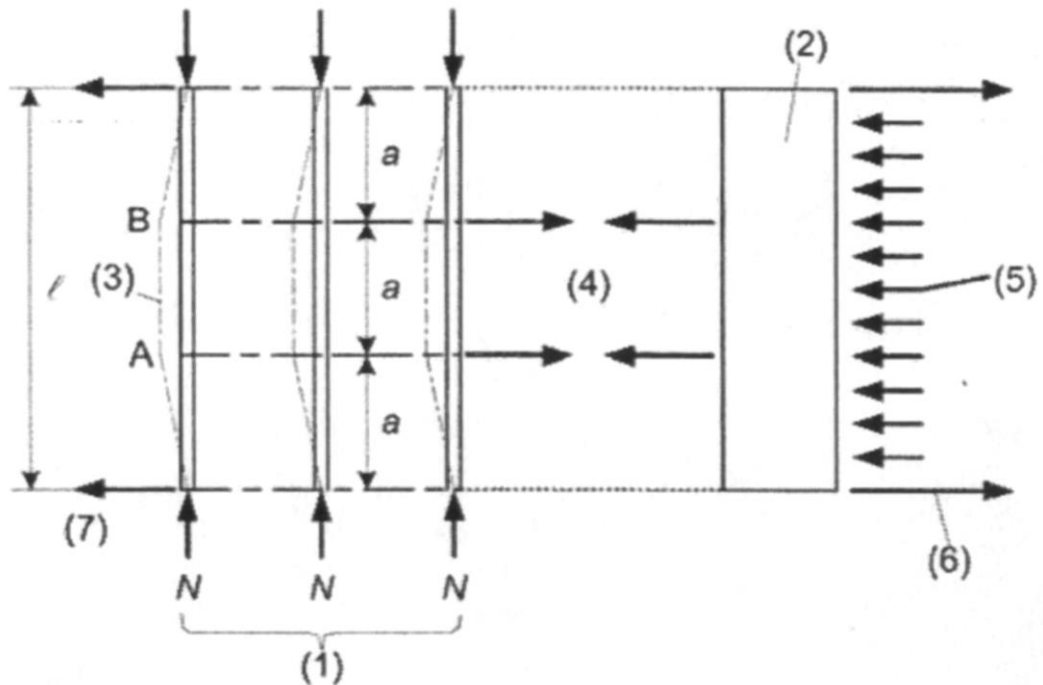
N_d is the mean design compressive force in the member;

l - середній прольот стабілізуючої системи, в мм;

l is the overall span of the stabilizing system, in m;

$k_{f,3}$ - перехідний коефіцієнт.

$k_{f,3}$ is a modification factor.



Позначення:

- (1) – n елементів системи ферм
- (2) – розкріплення
- (3) – прогини системи ферм внаслідок неточностей та спричинених ними впливів
- (4) – стабілізуючі сили
- (5) – зовнішнє навантаження на розкріплення
- (6) – сили реакції у розкріпленні від зовнішніх сил
- (7) – сили реакції системи ферм, викликані стабілізуючими силами

Рисунок 9.10- Системи балок або ферм, що вимагають поперечного розкріплення

Key:

- (1) n members of truss system
- (2) Bracing
- (3) Deflection of truss system due to imperfections and second order effects
- (4) Stabilizing forces
- (5) External load on bracing
- (6) Reaction forces of bracing due to external loads
- (7) Reaction forces of truss system due to stabilizing forces

Figure 9.10 - Beam or truss system requiring lateral supports

ПРИМІТКА: Величини перехідних коефіцієнтів k_s , $k_{f,1}$, $k_{f,2}$, і $k_{f,3}$ залежать від якості виконання, прольоту тощо. Діапазон значень наведено у таблиці 9.2, де підкреслено рекомендовані значення. Національний вибір може надаватись у національному додатку.

NOTE: The values of the modification factors k_s , $k_{f,1}$, $k_{f,2}$ and $k_{f,3}$ depend on influences such as workmanship, span etc. Ranges of values are given in Table 9.2 where the recommended values are underlined. The National choice may be given in the National annex.

Таблиця 9.2- Рекомендовані величини перехідних коефіцієнтів

Перехідний коефіцієнт	Діапазон значень
k_s	<u>4</u> ...1
$k_{f,1}$	<u>50</u> ...80
$k_{f,2}$	<u>80</u> ...100
$k_{f,3}$	<u>30</u> ...80

Table 9.2 - Recommended values of modification factors

Modification factor	Range
k_s	<u>4</u> to 1
$k_{f,1}$	<u>50</u> to 80
$k_{f,2}$	<u>80</u> to 100
$k_{f,3}$	<u>30</u> to 80

(2) Горизонтальний прогин системи розкріплення, спричинений силами q_d і будь-яким зовнішнім навантаженням (наприклад вітром, не повинні перевищувати $l/500$.

(2) The horizontal deflection of the bracing system due to force q_d and any other external load (e.g. wind), should not exceed $l/500$.

Розділ 10 Конструювання і контроль

10.1 Загальні положення

(1)Р Положення, що наведені у цьому розділі є передумовою для застосування вимог щодо правил проектування, наданих у цьому стандарті.

10.2 Матеріали

(1) Відхилення від прямолінійного положення, виміряне у середині прольоту між опорами, для колон і балок, у яких можлива втрата стійкості із площини, або для елементів рам, повинно обмежуватись величиною в 1/500 довжини для клеєних і шпонованих (LVL) дерев'яних елементів і 1/300 довжини – для цільної деревини. Обмеження у вигині в більшості нормативних класифікацій міцності є недостатнім для вибору матеріалу для цих елементів, і тому особливу увагу слід звертати на їх прямолінійність

(2) Дерев'яні конструкції та компоненти на основі деревини не повинні без необхідності піддаватись впливу більш суворих кліматичних умов, ніж кінцева конструкція.

(3) До використання в конструкціях деревину необхідно висушити до вологості, якомога ближчої до кліматичних умов кінцевої конструкції. Якщо вплив усадки не є важливим, або якщо замінюються ушкоджені частини, допустимою є більша вологість протягом зведення при умові, що деревина висохне до необхідної вологості.

10.3 Клеєні з'єднання

(1) Якщо міцність зчеплення є вимогою при проектуванні за граничним станом, виготовлення з'єднань повинно супроводжуватись контролем якості, для забезпечення надійності та якості єднання у відповідності з технічними специфікаціями.

(2) Виробник клею повинен надавати рекомендації стосовно змішування, впливу умов навколишнього середовища, застосування і догляду, вологості елементів і всіх факторів, що відносяться до належного використання клею.

(3) Для клеїв, що вимагають певного періоду витримки після склеювання, для досягнення повної міцності, необхідно встановити

Section 10 Structural detailing and control

10.1 General

(1)P The provisions given in this section are prerequisite requirements for the design rules given in this standard to apply.

10.2 Materials

(1) The deviation from straightness measured midway between the supports should, for columns and beams where lateral instability can occur, or members in frames, be limited to 1/500 times the length of glued laminated timber or LVL members and to 1/300 times the length of solid timber. The limitations on bow in most strength grading rules are inadequate for the selection of material for these members and particular attention should therefore be paid to their straightness.

(2) Timber and wood-based components and structural elements should not be unnecessarily exposed to climatic conditions more severe than those expected in the finished structure.

(3) Before being used in construction, timber should be dried as near as practicable to the moisture content appropriate to its climatic condition in the completed structure. If the effects of any shrinkage are not considered important, or if parts that are unacceptably damaged are replaced, higher moisture contents may be accepted during erection provided that it is ensured that the timber can dry to the desired moisture content.

10.3 Glued joints

(1) Where bond strength is a requirement for ultimate limit state design, the manufacture of glued joints should be subject to quality control, to ensure that the reliability and quality of the joint is in accordance with the technical specification.

(2) The adhesive manufacturer's recommendations with respect to mixing, environmental conditions for application and curing, moisture content of members and all factors relevant to the proper use of the adhesive should be followed.

(3) For adhesives which require a conditioning period after initial set, before attaining full strength, the application of load to the joint should be

необхідний час до прикладання навантаження до з'єднання.

restricted for the necessary time.

10.4 З'єднання з механічними елементами кріплення

10.4 Connections with mechanical fasteners

10.4.1 Загальні положення

10.4.1 General

(1) Різдво розмірів (обзол), розтріскування, сучки або інші дефекти, повинні обмежуватись у зонах з'єднання таким чином, щоб не знижувати несучу здатність з'єднання.

(1) P Wane, splits, knots or other defects shall be limited in the region of the connection such that the load-carrying capacity of the connection is not reduced.

10.4.2 Цвяхи

10.4.2 Nails

(1) Якщо не встановлено інше, то цвяхи повинні забиватись під прямим кутом до волокон і на таку глибину, щоб головка цвяха була врівень з поверхнею деревини.

(1) Unless otherwise specified, nails should be driven in at right angles to the grain and to such depth that the surfaces of the nail heads are flush with the timber surface.

(2) Якщо не встановлено інше, то з'єднання похилими цвяхами повинні виконуватись згідно з рисунком 8.8(b).

(2) Unless otherwise specified, slant nailing should be carried out in accordance with Figure 8.8(b).

(3) Діаметр попередньо висвердлених отворів не повинен перевищувати $0,8d$, де d – діаметр цвяха.

(3) The diameter of pre-drilled holes should not exceed $0,8d$, where d is the nail diameter.

10.4.3 Болти і шайби

10.4.3 Bolts and washers

(1) Отвори для болтів у деревині повинні бути діаметром не більше чим на 1 мм від діаметру болта. Отвори для болтів у сталевих пластинах повинні мати діаметр не більше ніж на 2 мм від діаметру болта d , або $0,1d$ (враховується більша з величин).

(1) Bolt holes in timber should have a diameter not more than 1 mm larger than the bolt. Bolt holes in steel plates should have a diameter not more than 2 mm or $0,1d$ (whichever is the greater) larger than the bolt diameter d .

(2) Під головки і гайки повинні застосовуватись шайби з розміром сторони або діаметром не менш ніж $3d$ і товщиною не менш ніж $0,3d$. Шайби повинні опиратись всією поверхнею.

(2) Washers with a side length or a diameter of at least $3d$ and a thickness of at least $0,3d$ should be used under the head and nut. Washers should have a full bearing area.

(3) Болти і шурупи з квадратною головкою повинні затягуватись щільно до елементів, і вони повинні дотягуватись, за необхідності, коли вологість деревини досягне рівноваги, для забезпечення несучої здатності і жорсткості зведеної конструкції.

(3) Bolts and lag screws should be tightened so that the members fit closely, and they should be re-tightened if necessary when the timber has reached equilibrium moisture content to ensure that the load-carrying capacity and stiffness of the structure is maintained.

(4) Вимоги стосовно мінімальних діаметрів болтів, що застосовуються у дерев'яних з'єднаннях наведено у таблиці 10.1 де:

(4) The minimum diameter requirements given in Table 10.1 apply to bolts used with timber connectors, where:

d_c - діаметр з'єднувального елемента, в мм;

d_c is the connector diameter, in mm;

d - діаметр болта, в мм;

d is the bolt diameter, in mm

d_1 - діаметр отвору.

d_1 is the diameter of centre hole of connector.

Таблиця 10.1-Вимоги до діаметрів болтів, що застосовуються як з'єднувальні елементи для деревини

Тип зєднувальних Елементів за EN 912	d_c	d мінімум	d максимум
	мм	мм	мм
A1...A6	≤ 130	12	24
A1, A4, A6	>130	$0,1 d_c$	24
B		$d_t - 1$	d_t

Table 10.1 - Requirements for diameters of bolts used with timber connectors

Type of connector EN 912	d_c	d minimum	d maximum
	mm	mm	mm
A1-A6	≤ 130	12	24
A1, A4, A6	>130	$0,1d_c$	24
B		d_t-1	d_t

10.4.4 Нагелі

(1) Мінімальний допустимий діаметр нагеля – 6 мм. Допуски для діаметра нагеля становлять $0/+0,1$ мм. Попередньо висвердлені отвори у дерев'яних елементах повинні мати діаметр не більше ніж нагель.

10.4.5 Шурупи

(1) Для шурупів у м'якій деревині при діаметрі гладкої частини $d \leq 6$ мм, не потрібно попередньо висвердлювати отвори. Для всіх шурупів у твердій деревині та у м'якій при діаметрі $d > 6$ мм потрібно попередньо висвердлювати отвори, з дотриманням наступних вимог:

- направляючий отвір для гладкої частини повинен мати такі самі діаметр і довжину, що і тіло шурупа;
- направляючий отвір для різьбової частини повинен бути приблизно 70 % від діаметра тіла шурупа.

(2) Для деревини з густиною більш ніж 500 кг/м^3 , діаметр отворів повинен визначатись випробуваннями.

10.4.4 Dowels

(1) The minimum dowel diameter should be 6 mm. The tolerances on the dowel diameter should be $-0/+0,1$ mm. Pre-bored holes in the timber members should have a diameter not greater than the dowel.

10.4.5 Screws

(1) For screws in softwoods with a smooth shank diameter $d \leq 6$ mm, pre-drilling is not required. For all screws in hardwoods and for screws in softwoods with a diameter $d > 6$ mm, pre-drilling is required, with the following requirements:

- The lead hole for the shank should have the same diameter as the shank and the same depth as the length of the shank
- The lead hole for the threaded portion should have a diameter of approximately 70 % of the shank diameter.

(2) For timber densities greater than 500 kg/m^3 , the pre-drilling diameter should be determined by tests.

10.5 Зборка

(1) Конструкція повинна збиратись таким чином, щоб уникати перенапруження її елементів або з'єднань. Покороблені, розколоті, або погано прилягаючі у вузлах елементи повинні бути замінені.

10.6 Транспортування і зведення

(1) Необхідно уникати перенапруження елементів при зберіганні транспортуванні і зведенні. Якщо навантаження або опирання конструкції при будівництві відмінне від роботи у будівлі, то тимчасові умови повинні враховуватись відповідним випадком навантаження, включно з можливими динамічними діями. У випадку стрижневих конструкцій, наприклад, стрижневих арок, порталних рам, особливу увагу належить звертати на запобігання деформації при підйомі з горизонтального у вертикальне положення.

10.7 Контроль

(1) Передбачається, що план перевірок охоплює:

- контроль виробництва і кваліфікації на підприємствах і майданчику;
- перевірку після завершення конструкції.

ПРИМІТКА 1: Мається на увазі, що контроль на будівництві включає:

- попередні випробування, наприклад, придатність матеріалів і технологій;
- перевірку матеріалів і їх ідентифікація, наприклад:
 - для матеріалів із деревини і на її основі: породи, сорт, маркування, обробка і вологість;
 - для клеєних конструкцій: тип клею, метод виготовлення, якість клеєного шва;
- для елементів кріплення: тип, антикорозійний захист;
- транспортування, зберігання на майданчику і вантажо-розвантаження матеріалів;
- перевірка правильності розмірів і геометрії;
- перевірка укрупнення і зведення;
- перевірка конструювання, наприклад: кількість цвяхів, болтів тощо;
- розмір отворів, правильність попереднього ви

10.5 Assembly

(1) The structure should be assembled in such a way that over-stressing of its members or connections is avoided. Members which are warped, split or badly fitting at the joints should be replaced.

10.6 Transportation and erection

(1) The over-stressing of members during storage, transportation or erection should be avoided. If the structure is loaded or supported in a different manner during construction than in the finished building the temporary condition should be considered as a relevant load case, including any possible dynamic actions. In the case of structural framework, e.g. framed arches, portal frames, special care should be taken to avoid distortion during hoisting from the horizontal to the vertical position.

10.7 Control

(1) It is assumed that a control plan comprises:

- production and workmanship control off and on site,
- control after completion of the structure.

NOTE 1: The control of the construction is assumed to include:

- preliminary tests, e.g. tests for suitability of materials and production methods;
- checking of materials and their identification e.g.:
 - for wood and wood-based materials: species, grade, marking, treatments and moisture content;
 - for glued constructions: adhesive type, production process, glue-line quality;
 - for fasteners: type, corrosive protection;
- transport, site storage and handling of materials;
- checking of correct dimensions and geometry;
- checking of assembly and erection;
- checking of structural details, e.g.: number of nails, bolts etc.;
- sizes of holes, correct pre-drilling;

свердлення;

- кроки і відстані до граней і країв елементів;
- наявність розколювання;
- завершальна перевірка виробничих процесів, наприклад, візуальним обстеженням або пробним навантаженням.

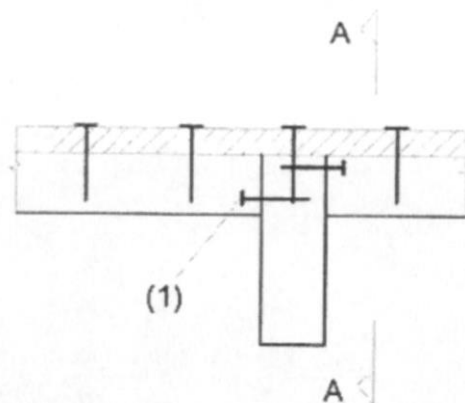
ПРИМІТКА 2: Передбачається, що програма перевірок визначає необхідні заходи контролю (здійснення перевірок) при експлуатації, якщо адекватно не забезпечується довготривала відповідність основним вимогам до споруди.

ПРИМІТКА 3: Вся інформація, необхідна для експлуатації і нагляду за конструкцією надається особам і органам, що несуть відповідальність за завершену конструкцію.

10.8 Особливі правила для діафрагмових конструкцій

10.8.1 Діафрагми перекриттів і покриттів

(1) У 9.2.3.2 наведено спрощений метод розрахунку, що припускає відсутність обпирання панелей обшивки до балок або крокв, а з'єднані між собою, наприклад за допомогою рейок, як показано на рисунку 10.1. Повинні застосовуватись цвяхи, за винятком гладких, як визначено EN 14592, або шурупи, з максимальним кроком 150 мм вдовж граней панелей обшивки. Незалежно від зони, максимальний крок становить 300 мм.



Позначення: (1) похила рейка, прибита
прибита до балки або крокви
(2) рейка
(3) обшивка, прибита до рейки

- spacings and distances to end and edge of members;
- splitting;
- final checking of the result of the production process, e.g. by visual inspection or proof loading.

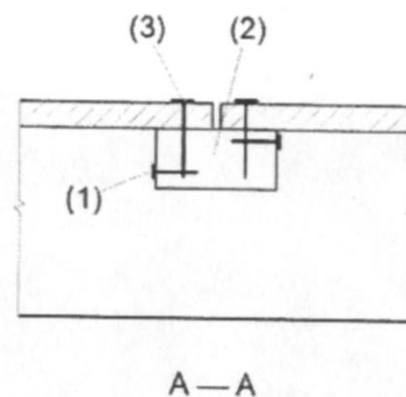
NOTE 2: A control program is assumed to specify the control measures (inspection maintenance) to be carried out in service where long-term compliance with the basic assumptions for the project is not adequately ensured

NOTE 3: All the information required for the use in service and the maintenance of a structure is assumed to be made available to the person or authority who undertakes responsibility for the finished structure.

10.8 Special rules for diaphragm structures

10.8.1 Floor and roof diaphragms

(1) The simplified method of analysis given in 9.2.3.2 assumes that sheathing panels not supported by joists or rafters are connected to each other e.g. by means of battens as shown in Figure 10.1. Nails other than smooth nails, as defined in EN 14592, or screws should be used, with a maximum spacing along the edges of the sheathing panels of 150 mm. Elsewhere the maximum spacing should be 300 mm.



Key:
(1) Batten slant nailed to joist or rafter
(2) Batten
(3) Sheathing nailed to batten

Рисунок 10.1 - Приклад кріплення панелей, що не обпираються на балки або крокви

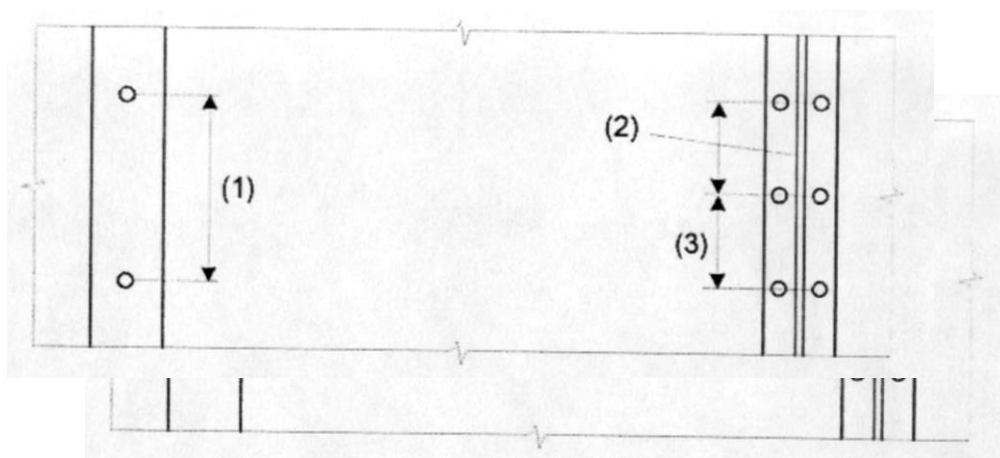
Figure 10.1 - Example of connection of panels not supported by a joist or a rafter 10.8.2 Wall diaphragms

10.8.2 Стінові діафрагми

(1) Спрощений метод розрахунку, наведений у 9.2.4.2 і 9.2.4.3 припускає, що прикріплення панелі повинно мати максимальний крок 150 мм вдовж граней для цвяхів і 200 мм – для шурупів. На внутрішніх стійках максимальний крок не повинен перевищувати більш ніж вдвічі крок вдовж граней або 300 мм, в залежності який менше. Див. Рисунок 10.2.

10.8.2 Wall diaphragms

(1) The simplified methods of analysis given in 9.2.4.2 and 9.2.4.3 assume that panel fixings have a maximum fastener spacing along the edges of 150 mm for nails, and 200 mm for screws. On internal studs the maximum spacing should be no more than twice the spacing along the edge or 300 mm, whichever is the lesser. See Figure 10.2.



Позначення: (1) максимальний крок 300 мм для проміжних стійок
(2) грань панелі
(3) максимальний крок цвяхів 150 мм

Key:
(1) Maximum nail spacing 300 mm to intermediate studs
(2) Panel edge
(3) Maximum nail spacing 150 mm

Рисунок 10.2 - Прикріплення панелі

Figure 10.2 - Panel fixings

10.9 Окремі правила для ферм із кріпленням сталевими перфорованими пластинами

10.9 Special rules for trusses with punched metal plate fasteners

10.9.1 Виготовлення

10.9.1 Fabrication

ПРИМІТКА: Вимоги до виготовлення ферм надані у EN 14250.

Note: Requirements for the fabrication of trusses are given in EN 14250.

10.9.2 Зведення

10.9.2 Erection

(1) Ферми необхідно перевіряти на прямолінійність і вертикально вивіряти до

(1) Trusses should be checked for straightness and vertical alignment prior to fixing the permanent

розкріплення постійними в'язями.

(2) При виготовленні ферм елементи не повинні деформуватись більше граничних значень, наведених у EN 14250. Однак, якщо елементи, що зазнали викривлення у період виготовлення до зведення, можуть бути вирівняними без пошкодження деревини або з'єднань та експлуатуватись прямими, ферма може вважатись такою, що відповідає вимогам експлуатації.

(3) Максимальний вигин a_{bow} у будь-якому елементі ферми після зведення повинен обмежуватись. При забезпеченні необхідних заходів безпеки для завершеної покрівлі, що обмежують зростання вигину, слід призначати максимально допустиму величину вигину $a_{\text{bow,perm}}$.

ПРИМІТКА: Рекомендований діапазон $a_{\text{bow,perm}}$ становить 10... 50 мм. Національний вибір може надаватись у національному додатку.

(4) Максимальне відхилення a_{dev} ферми після зведення від вивіреної вертикалі повинно обмежуватись. Максимально допустиме відхилення ферми від вивіреної вертикалі слід призначати як $a_{\text{dev,perm}}$.

ПРИМІТКА: Рекомендований діапазон $a_{\text{dev,perm}}$ становить 10...50 мм. Національний вибір може надаватись у національному додатку.

bracing.

(2) When trusses are fabricated, the members should be free from distortion within the limits given in EN 14250. However, if members which have distorted during the period between fabrication and erection can be straightened without damage to the timber or the joints and maintained straight, the truss may be considered satisfactory for use.

(3) The maximum a_{bow} in any truss member after erection should be limited. Provided that it is adequately secured in the completed roof to prevent the bow from increasing, the permitted value of the maximum bow should be taken as $a_{\text{bow,perm}}$

Note: The recommended range of $a_{\text{bow,perm}}$ is 10 to 50 mm. The National choice may be given in the National annex

(4) The maximum deviation a_{dev} of a truss from true vertical alignment after erection should be limited. The permitted value of the maximum deviation from true vertical alignment should be taken as of $a_{\text{dev,perm}}$.

Note: The recommended range of $a_{\text{dev,perm}}$ is 10 to 50 mm. The National choice may be given in the National annex.

Додаток А (Інформативний) Моделі руйнування при зсуві по лінії або зоні розташування з'єднувальних елементів нагельного типу «сталь-дерево»

(1) Для з'єднань «сталь-дерево», які включають багато елементів кріплення нагельного типу, на які діє складова усиль паралельна волокну близько до кінця елемента нормативна несуча здатність проти руйнування вдовж периметру зони розташування елементів кріплення, як показано на рисунку А.1 (руйнування по лінії блоку) та рисунку А.2 (руйнування всього блоку), повинна визначатись за виразом:

$$F_{bs,Rk} = \max \begin{cases} 1,5 A_{net,t} f_{t,0,k} \\ 0,7 A_{net,v} f_{v,k} \end{cases} \quad (A.1)$$

де:

$$A_{net,t} = L_{net,t} t_1 \quad (A.2)$$

$$A_{net,v} = \begin{cases} L_{net,v} t_1 & \text{моделі руйнування (e, f, j/l, k, m)} \\ \frac{L_{net,v}}{2} (A_{net,t} + 2 t_{ef}) & \text{всі інші моделі руйнування} \end{cases} \quad (A.3)$$

i

$$L_{net,v} = \sum_i l_{v,i} \quad (A.4)$$

$$L_{net,t} = \sum_i l_{t,i} \quad (A.5)$$

- для тонких сталевих пластин (при моделях руйнування, наведених у дужках)

$$t_{ef} = \begin{cases} 0,4 t_1 & (a) \\ 1,4 \sqrt{\frac{M_{y,Rk}}{f_{h,k} d}} & (b) \end{cases} \quad (A.6)$$

- для товстих пластин (при моделях руйнування, наведених у дужках)

$$t_{ef} = \begin{cases} 2 \sqrt{\frac{M_{y,Rk}}{f_{h,k} d}} & (d)(h) \\ t_1 \left[\sqrt{2 + \frac{M_{y,Rk}}{f_{h,k} dt_1^2}} - 1 \right] & (c)(g) \end{cases} \quad (A.7)$$

де:

$F_{bs,Rk}$ нормативна несуча здатність на зсув блоку по лінії або периметру;

$A_{net,t}$ - площа перерізу нетто перпендикулярна волокну;

$A_{net,v}$ - площа нетто на зсув у паралельному волокну напрямі;

$L_{net,t}$ - ширина нетто перерізу перпендикулярна волокну;

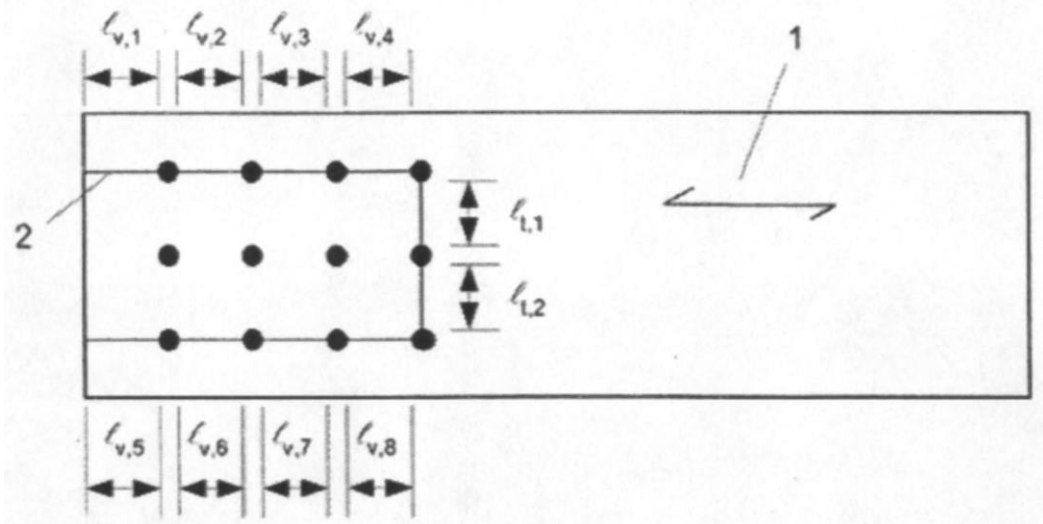
$L_{net,v}$ - загальна довжина нетто зони руйнування від зсуву;

$l_{v,i} l_{t,i}$ - показані на рисунку А.1

t_{ef} - фактична глибина у залежності від моделі руйнування кріплення, див рисунок 8.3;

- t_1 - товщина дерев'яного елемента або глибина проникнення елемента кріплення;
- $M_{y,Rk}$ - нормативне значення моменту на границі текучості елемента кріплення;
- d - діаметр елемента кріплення;
- $f_{t,0,k}$ - нормативний опір дерев'яного елемента розтяганню;
- $f_{v,k}$ - нормативний опір дерев'яного елемента на зсув;
- $f_{t,k}$ - нормативний опір заанкерення дерев'яного елемента.

ПРИМІТКА: Моделі руйнування, що виражаються (А.3), (А.6), (А.7), показані на рисунку 8.3.



Позначення: 1 – напрям волокон
2 – лінія руйнування

Рисунок А.1 Приклад руйнування блоку по лінії

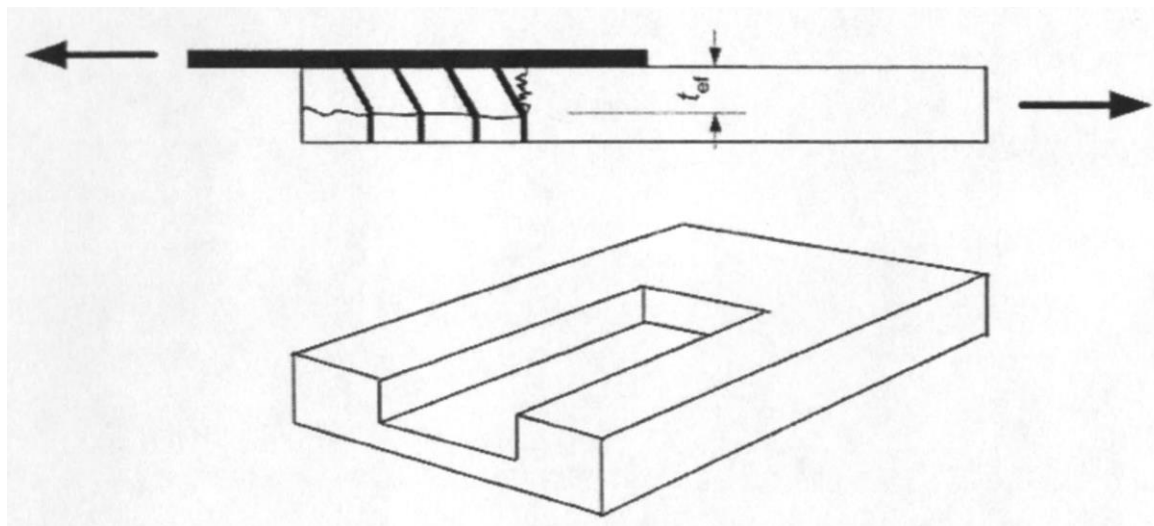


Рисунок А.2 Приклад руйнування блоку по об'єму

Anex A (Informative): Block shear and plug shear failure at multiple dowel-type steel-to-timber connections

(1) For steel-to-timber connections comprising multiple dowel-type fasteners subjected to a force component parallel to grain near the end of the timber member, the characteristic load-carrying capacity of fracture along the perimeter of the fastener area, as shown in Figure A.1 (block shear failure) and Figure A.2 (plug shear failure), should be taken as:

$$F_{bs,Rk} = \max \begin{cases} 1,5 A_{net,t} f_{t,0,k} \\ 0,7 A_{net,v} f_{v,k} \end{cases} \quad (\text{A.1})$$

with

$$A_{net,t} = L_{net,t} t_1$$

$$A_{net,v} = \begin{cases} L_{net,v} t_1 & \text{Failure modes (e,f, j/l, k, m)} \\ \frac{L_{net,v}}{2} (A_{net,t} + 2 t_{ef}) & \text{all other failure modes} \end{cases} \quad (\text{A.3})$$

and

$$L_{net,v} = \sum_i l_{v,i} \quad (\text{A.4})$$

$$L_{net,t} = \sum_i l_{t,i} \quad (\text{A.5})$$

- for thin steel plates (for failure modes given in brackets)

$$t_{ef} = \begin{cases} 0,4 t_1 & (\text{a}) \\ 1,4 \sqrt{\frac{M_{y,Rk}}{f_{h,k} d}} & (\text{b}) \end{cases} \quad (\text{A.6})$$

for thick steel plates (for failure modes given in brackets)

$$t_{ef} = \begin{cases} 2 \sqrt{\frac{M_{y,Rk}}{f_{h,k} d}} & (\text{d})(\text{h}) \\ t_1 \left[\sqrt{2 + \frac{M_{y,Rk}}{f_{h,k} d t_1^2}} - 1 \right] & (\text{c})(\text{g}) \end{cases} \quad (\text{A.7})$$

where

$F_{bs,Rk}$ is the characteristic block shear or plug shear capacity;

$A_{net,t}$ is the net cross-sectional area perpendicular to the grain;

$A_{net,v}$ is the net shear area in the parallel to grain direction;

$L_{net,t}$ is the net width of the cross-section perpendicular to the grain;

$L_{net,v}$ is the total net length of the shear fracture area;

$l_{v,i}$, $l_{t,i}$ are defined in figure A. 1;

$t_{e,f}$ is the effective depth depending of the failure mode of the fastener, see Figure 8.3;

t_1 is the timber member thickness or penetration depth of the fastener;

$M_{y,Rk}$ is the characteristic yield moment of the fastener;

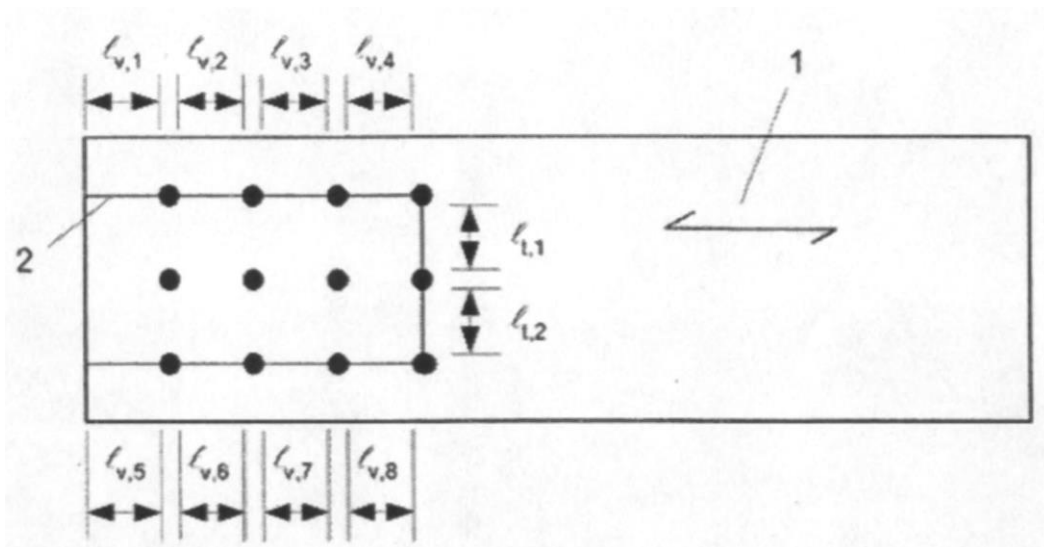
d is the fastener diameter;

$f_{t,0,k}$ is the characteristic tensile strength of the timber member;

$f_{v,k}$ is the characteristic shear strength of the timber member;

$f_{h,k}$ is the characteristic embedding strength of the timber member.

NOTE: The failure modes associated with expressions (A.3), (A.6) and (A.7) are shown in Figure 8.3.



Key:

1 Grain direction

2 Fracture line

Figure A.1 - Example of block shear failure

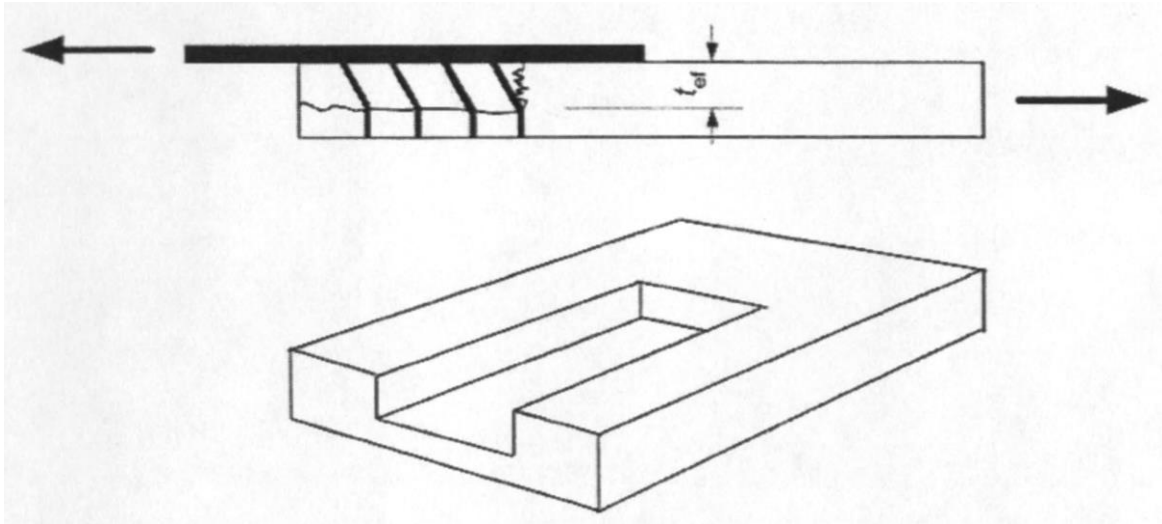


Figure A.2 - Example of plug shear failure

Додаток В (Інформативний) Балки з механічним сполученням

В.1 Спрощений розрахунок

В.1.1 Поперечний переріз

(1) У цьому додатку розглядаються поперечні перерізи, показані на рисунку В.1.

В.1.2 Припущення

(1) Метод розрахунку базується на теорії лінійної пружності та наступних припущеннях:

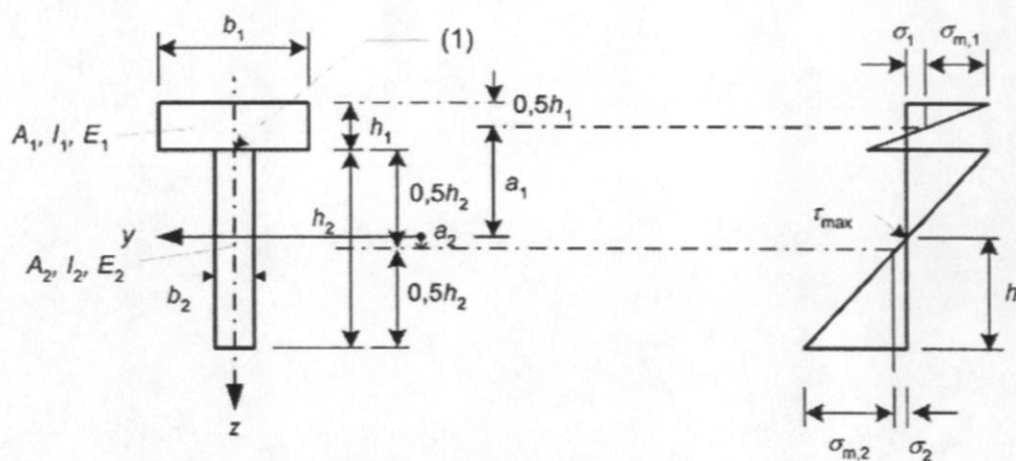
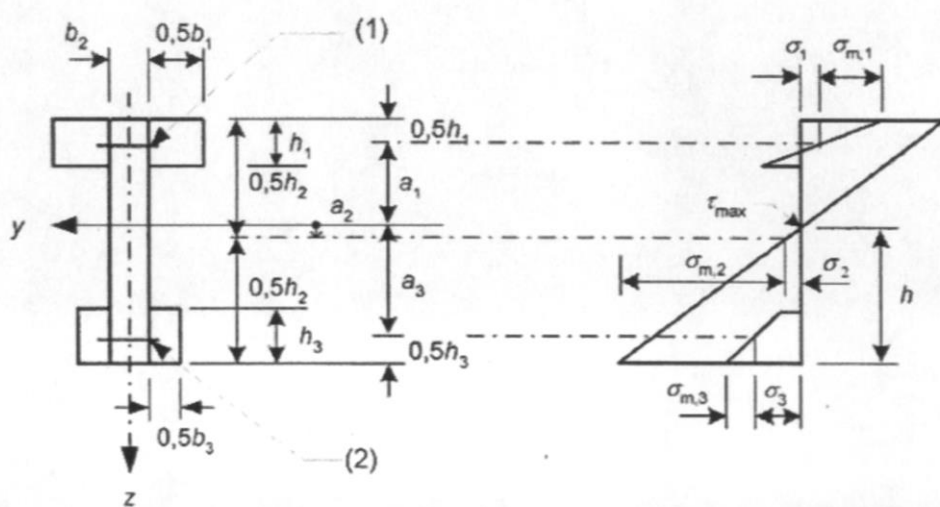
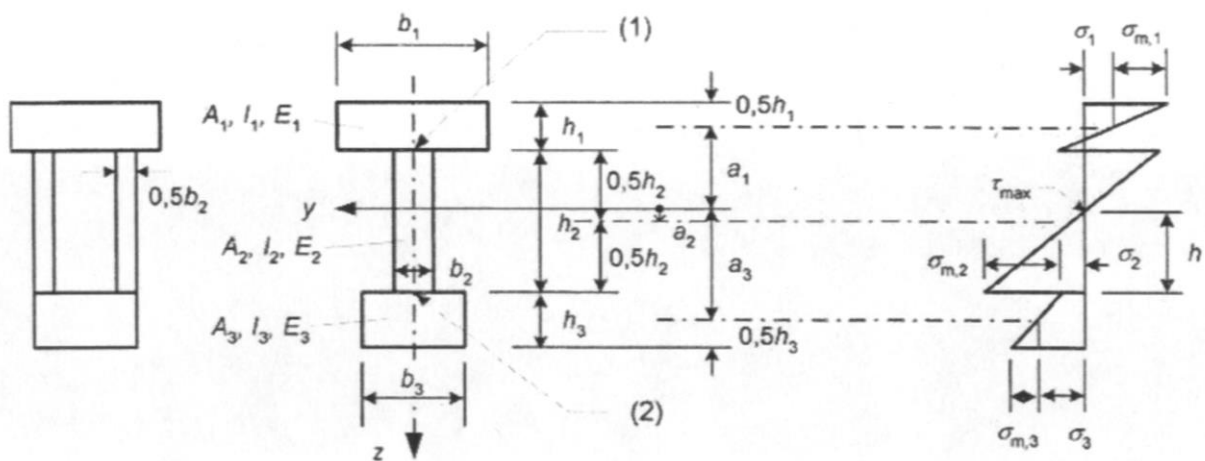
- шарнірно оперті балки мають прогін l . Для нерозрізних балок може застосовуватись величина $0,8 l$ відповідного прольоту, а для консольних балок – подвоєна довжина вильоту консолі l .
- складові частини (дерев'яних або на основі деревини панелей) виготовлені на повну довжину або зі склеєними з'єднаннями стиків
- складові частини з'єднуються між собою механічними елементами з модулем ковзання K
- крок елементів кріплення s або постійний, або змінюється рівномірно, відповідно до величин сил зсуву, між значеннями s_{\min} і s_{\max} при $s_{\max} \leq 4s_{\min}$
- навантаження діє у напрямку осі Z та викликає момент $M = M(x)$, що змінюється синусоїдально або за параболою, та зусилля зсуву $V = V(x)$

В.1.3 Кроки

(1) Якщо полиці складаються з двох частин, з'єднаних зі стінкою, або якщо стінка складається з двох частин (як у балках коробчатого перерізу), крок s_i визначається сумарною кількістю елементів кріплення на одиницю довжини двох з'єднаних панелях.

В.1.4 Прогини, спричинені згинальними моментами

(1) Прогини визначаються через застосування фактичної жорсткості на згин (EI_{ef}), яка визначається згідно з В.2.



Позначення: (1) – крок: s_1 модуль ковзання: навантаження: F_1
 (2) - крок: s_3 модуль ковзання: K_3 навантаження: F_3

Рисунок В.1 Поперечний переріз (зліва) і розподіл згинальних напружень (справа). Всі розмірності додатні за винятком a_2 , додатній напрям якої показано.

В.2 Фактична згинальна жорсткість

(1) Фактична згинальна жорсткість повинна визначатись за виразом:

$$(EI)_{ef} = \sum_{i=1}^3 (E_i I_i + \gamma_i E_i A_i a_i^2) \quad (\text{B.1})$$

при середньому значенні E і при:

$$A_i = b_i h_i \quad (\text{B.2})$$

$$I_i = \frac{b_i h_i^3}{12} \quad (\text{B.3})$$

$$\gamma_2 = 1 \quad (\text{B.4})$$

$$\gamma_i = [1 + \pi^2 E_i A_i s_i / (K_i l^2)]^{-1} \quad \text{для } i = 1 \text{ та } i = 3 \quad (\text{B.5})$$

$$a_2 = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 (h_1 + h_2) - \gamma_3 E_3 A_3 (h_2 + h_3)}{2 \sum_{i=1}^3 \gamma_i E_i A_i} \quad (\text{B.6})$$

де значення символів визначено на рисунку В.1

$K_i = K_{ser,i}$ - для визначення граничного стану за придатністю для експлуатації;

$K_i = K_{u,i}$ - для визначення граничного стану за міцністю і стійкістю.

Для таврових балок $h_3 = 0$

В.2 Нормальні напруження

(1) Нормальні напруження повинні визначатись за виразами:

$$\sigma_i = \frac{\gamma_i E_i a_i M}{(EI)_{ef}} \quad (\text{B.7})$$

$$\sigma_{m,i} = \frac{0,5 E_i h_i M}{(EI)_{ef}} \quad (\text{B.8})$$

В.3 Максимальні напруження зсуву

(1) Дотичні напруження досягають максимальних значень при рівності нулю нормальних напружень. Максимальні напруження зсуву в елементах стінки (частина 2 рисунка В.1) повинні визначатись за формулою:

$$\tau_{2,max} = \frac{\gamma_3 E_3 A_3 a_3 + 0,5 E_2 b_2 h_2^2}{b_2 (EI)_{ef}} V \quad (\text{B.9})$$

В.4 Навантаження на елемент кріплення

(1) Навантаження на елемент кріплення повинно визначатись за формулою:

$$F_i = \frac{\gamma_i E_i A_i a_i s_i}{(EI)_{ef}} V \quad (\text{B.10})$$

де:

$i = 1$ і 3 , відповідно;

$s_i = s_i(x)$ – крок елементів кріплення відповідно до В.1.3(1).

Annex B (Informative): Mechanically jointed beams

B.1 Simplified analysis

B.1.1 Cross-sections

(1) The cross-sections shown in Figure B.1 are considered in this annex.

B.1.2 Assumptions

(1) The design method is based on the theory of linear elasticity and the following assumptions:

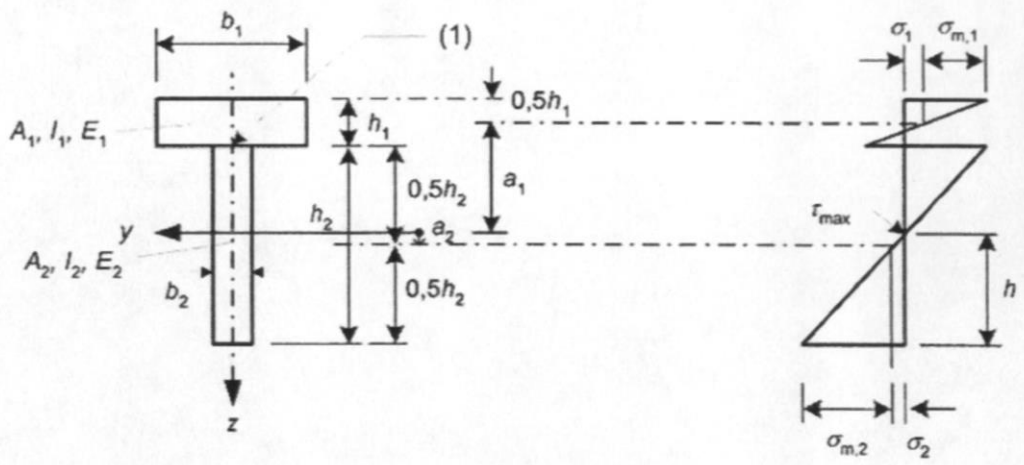
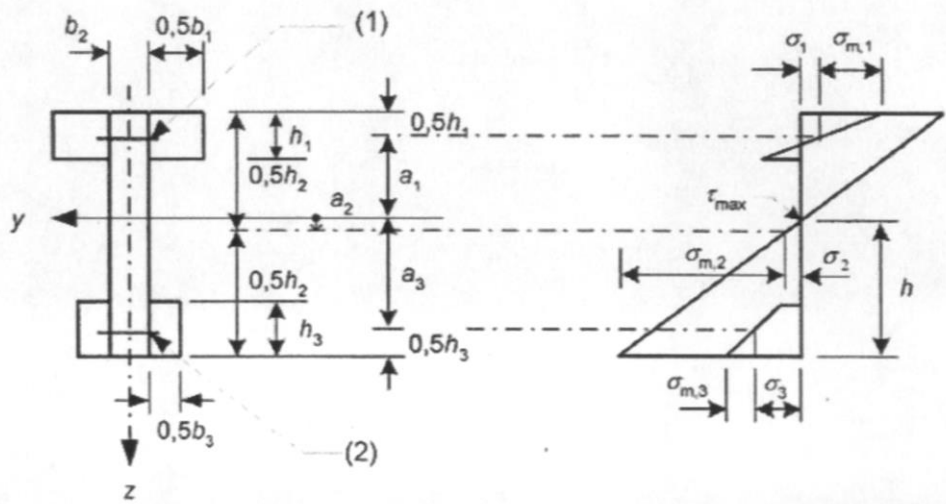
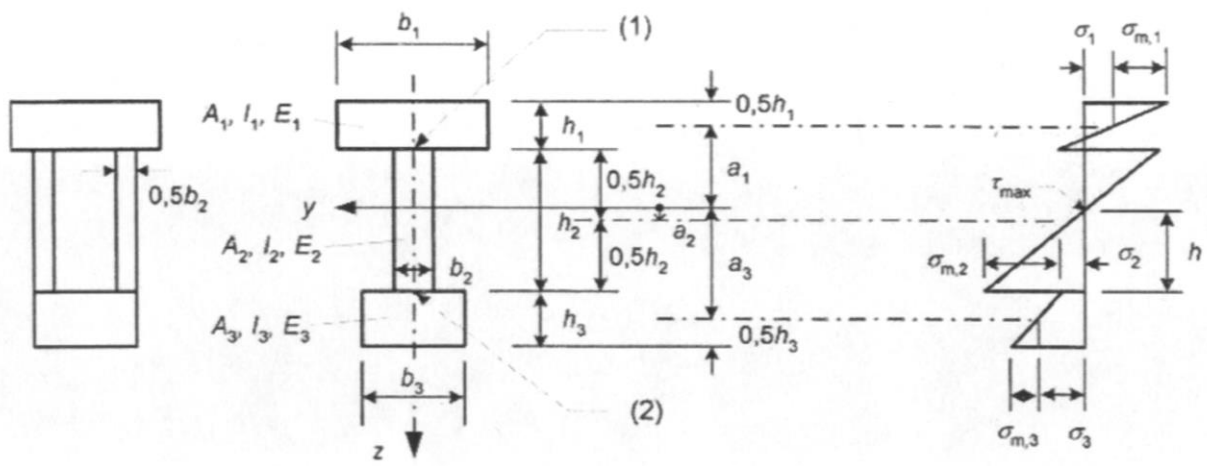
- the beams are simply supported with a span l . For continuous beams the expressions may be used with l equal to 0,8 of the relevant span and for cantilevered beams with l equal to twice the cantilever length
- the individual parts (of wood, wood-based panels) are either full length or made with glued end joints
- the individual parts are connected to each other by mechanical fasteners with a slip modulus K
- the spacing s between the fasteners is constant or varies uniformly according to the shear force between s_{\min} and s_{\max} , with $s_{\max} \leq 4s_{\min}$
- the load is acting in the z -direction giving a moment $M = M(x)$ varying sinusoidally or parabolically and a shear force $V = V(x)$.

B.1.3 Spacings

(1) Where a flange consists of two parts jointed to a web or where a web consists of two parts (as in a box beam), the spacing s_i is determined by the sum of the fasteners per unit length in the two jointing planes.

B.1.4 Deflections resulting from bending moments

- (1) Deflections are calculated by using an effective bending stiffness $(EI)_{ef}$ determined in accordance with B.2.



Key:

(1) spacing: s_1 slip modulus: K_1 load: F_1

(2) spacing: s_3 slip modulus: K_3 load: F_3

Figure B.1 - Cross-section (left) and distribution of bending stresses (right). All measurements are positive except for a_2 which is taken as positive as shown.

B.2 Effective bending stiffness

(1) The effective bending stiffness should be taken as:

$$(EI)_{ef} = \sum_{i=1}^3 (E_i I_i + \gamma_i E_i A_i a_i^2) \quad (\text{B.1})$$

using mean values of E and where:

$$A_i = b_i h_i \quad (\text{B.2})$$

$$I_i = \frac{b_i h_i^3}{12} \quad (\text{B.3})$$

$$\gamma_2 = 1 \quad (\text{B.4})$$

$$\gamma_i = [1 + \pi^2 E_i A_i s_i / (K_i l^2)]^{-1} \quad \text{for } i = 1 \text{ and } i = 3 \quad (\text{B.5})$$

$$a_2 = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 (h_1 + h_2) - \gamma_3 E_3 A_3 (h_2 + h_3)}{2 \sum_{i=1}^3 \gamma_i E_i A_i}$$

where the symbols are defined in Figure B.1;

$K_i = K_{ser,i}$ - for the serviceability limit state calculations;

$K_i = K_{u,i}$ - for the ultimate limit state calculations.

For T-sections $h_3 = 0$

B.3 Normal stresses

(1) The normal stresses should be taken as:

$$\sigma_i = \frac{\gamma_i E_i a_i M}{(EI)_{ef}} \quad (\text{B.7})$$

$$\sigma_{m,i} = \frac{0,5 E_i h_i M}{(EI)_{ef}} \quad (\text{B.8})$$

B.4 Maximum shear stress

(1) The maximum shear stresses occur where the normal stresses are zero. The maximum shear stresses in the web member (part 2 in Figure B.1) should be taken as:

$$\tau_{2,max} = \frac{\gamma_3 E_3 A_3 a_3 + 0,5 E_2 b_2 h_2^2}{b_2 (EI)_{ef}} V \quad (\text{B.9})$$

B.5 Fastener load

(1) The load on a fastener should be taken as:

$$F_i = \frac{\gamma_i E_i A_i a_i s_i}{(EI)_{ef}} V \quad (\text{B.10})$$

where:

$i = 1$ and 3 , respectively;

$s_i = s_i(x)$ is the spacing of the fasteners as defined in B.1.3 (1).

Додаток С (Інформативний) Збірні колони

С.1 Загальні положення

С.1.1 Припущення

(1) Застосовуються наступні припущення:

- колони шарнірно обпираються при довжині l ;
- складові частини застосовуються на всю довжину;
- навантаженням є осьове зусилля F_c , що діє у геометричному центрі тяжіння (див.також С.2.3).

С.1.2 Несуча здатність

(1) Несуча здатність колон у напрямі осі Y (див. рисунки С.1 і С.3) повинна визначатись як сума несучих здатностей окремих елементів.

(2) Для забезпечення стійкості в напрямі осі Z , необхідно перевіряти умову:

$$\sigma_{c,0,d} \leq k_c f_{c,0,d} \quad (C.1)$$

де:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{F_{c,d}}{A_{tot}} \quad (C.2)$$

де:

A_{tot} - загальна площа перерізу ;

k_c - визначається відповідно до 6.3.2 але при фактичній гнучкості λ_{ef} визначеній згідно з розділами С2...С.4.

С.2 Механічно з'єднані колони

С.2.1 Фактична гнучкість

(1) Фактична гнучкість повинна визначатись за формулою:

$$\lambda_{ef} = l \sqrt{\frac{A_{tot}}{I_{ef}}} \quad (C.3)$$

при

$$I_{ef} = \frac{(EI)_{ef}}{E_{mean}} \quad (C.4)$$

де $(EI)_{ef}$ згідно з додатком А (Інформаційний).

С.2.2 Навантаження на елементи кріплення

(1) Навантаження на елементи кріплення повинно визначатись згідно з додатком В (Інформаційний).

де:

$$V_d = \begin{cases} \frac{F_{c,d}}{120k_c} & \text{при } \lambda_{ef} < 30 \\ \frac{F_{c,d}\lambda_{ef}}{3600k_c} & \text{при } 30 \leq \lambda_{ef} < 60 \\ \frac{F_{c,d}}{60k_c} & \text{при } 60 \leq \lambda_{ef} \end{cases} \quad (C.5)$$

С.2.3 Складне навантаження

(1) Якщо окрім осьового навантаження діють незначні моменти (наприклад від власної ваги), застосовується положення 6.3.2(3).

С.3 Просторові колони із вставками або накладками

С.3.1 Припущення

(1) Показані на рисунку С.1 колони розглядаються як утворені стрижнями, розкріпленими у просторі вставками або накладками. З'єднання можуть виконуватись на цвяхах, клею або болтах з відповідними елементами кріплення.

(2) Застосовуються наступні припущення:

- поперечний переріз формується двома, трьома або чотирма однаковими стрижнями;
- поперечний переріз симетричний відносно обох осей;
- існує щонайменш три незащемлених прольоти, наприклад, стрижні з'єднуються на кінцях і в трьох точках;
- відстань у чистоті між стрижнями не більша ніж потрібна товщина перерізу стрижня h для колон із вставками, і не більше ніж $6h$ для колон з накладками;
- з'єднання, вставки і накладки розраховуються згідно з С.2.2;
- довжина вставки l_2 задовольняє умову $l_2/a \geq 1,5$;
- у кожній площині зсуву є щонайменш чотири цвяхи або два болти з кріпленням. Для єднань на цвяхах є щонайменш чотири цвяхи у ряді на кожному кінці в поздовжньому напрямі колони;
- накладки задовольняють умову $l_2/a \geq 2$;
- на колони діють зосереджені навантаження.

(3) Для двострижневих колон A_{tot} і I_{tot} повинні визначатись за виразами:

$$A_{tot} = 2A \quad (C.6)$$

$$I_{tot} = \frac{b[(2h+a)^3 - a^3]}{12} \quad (C.7)$$

(4) Для колон із трьох стрижнів A_{tot} і I_{tot} повинні визначатись за виразами:

$$A_{tot} = 3A \quad (C.8)$$

$$I_{tot} = \frac{b[(3h+2a)^3 - (2h+a)^3 - a^3]}{12} \quad (C.9)$$

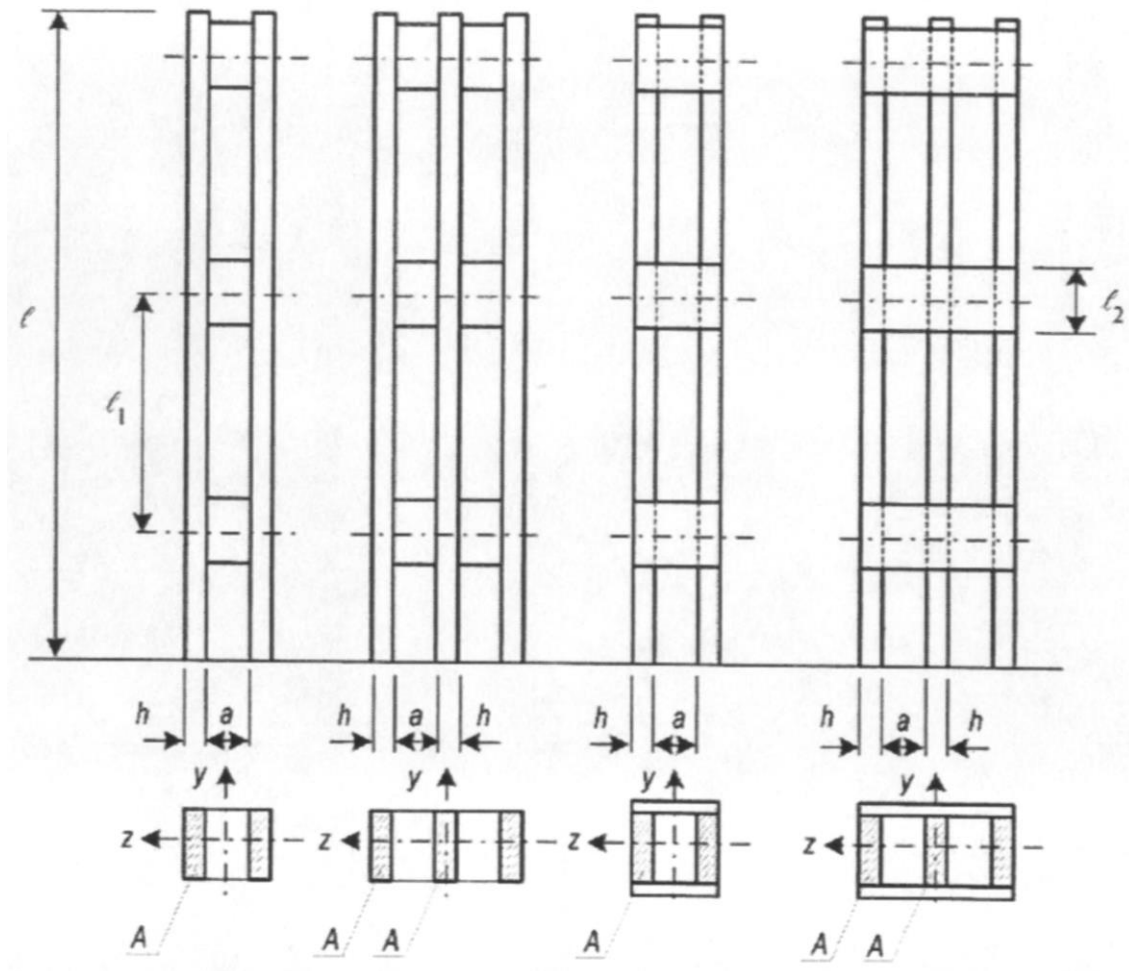


Рисунок С.1 Просторові колони

С.3.2 Несуча здатність при осьовому навантаженні

(1) Несуча здатність колон у напрямі осі Y (див. рисунки С.3) повинна визначатись як сума несучих здатностей окремих елементів.

(2) Несуча здатність колон у напрямі осі Z визначається за С.1.2 при

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + \eta \frac{n}{2} \lambda_1^2} \quad (\text{С.10})$$

де:

λ - гнучкість для цілих колон однакової довжини, площі перерізу (A_{tot}) і моментом інерції (I_{tot}), наприклад,

$$\lambda = l \sqrt{A_{tot} / I_{tot}} \quad (\text{С.11})$$

λ_1 - гнучкість стрижнів, яка повинна підставлятись у вираз (С.10) з мінімальним значенням щонайменш 30, наприклад,

$$\lambda_1 = \sqrt{12} \frac{l_1}{h} \quad (\text{С.12})$$

n - кількість стрижнів колони;

η - коефіцієнт, приймається за таблицею С.1

Таблиця С.1 Коефіцієнт η

	Вставки			Накладки	
	на клею	на цвяхах	на болтах ^a	на клею	на цвяхах
Постійне/довготривале навантаження	1	4	3,5	3	6
Середньо /коротко тривале навантаження	1	3	2,5	2	4,5
^a з елементом кріплення					

С.3.3 Навантаження на елементи кріплення, вставки або накладки

(1) Навантаження на елементи кріплення і вставки або накладки діє як показано на рисунку С.2 при V_d , визначеному відповідно до розділу С.2.2.

(2) Зусилля зсуву у вставках або накладках, див. рисунок С.2, повинні визначатись за формулою:

$$T_d = \frac{V_d l_1}{a_1} \quad (\text{С.13})$$

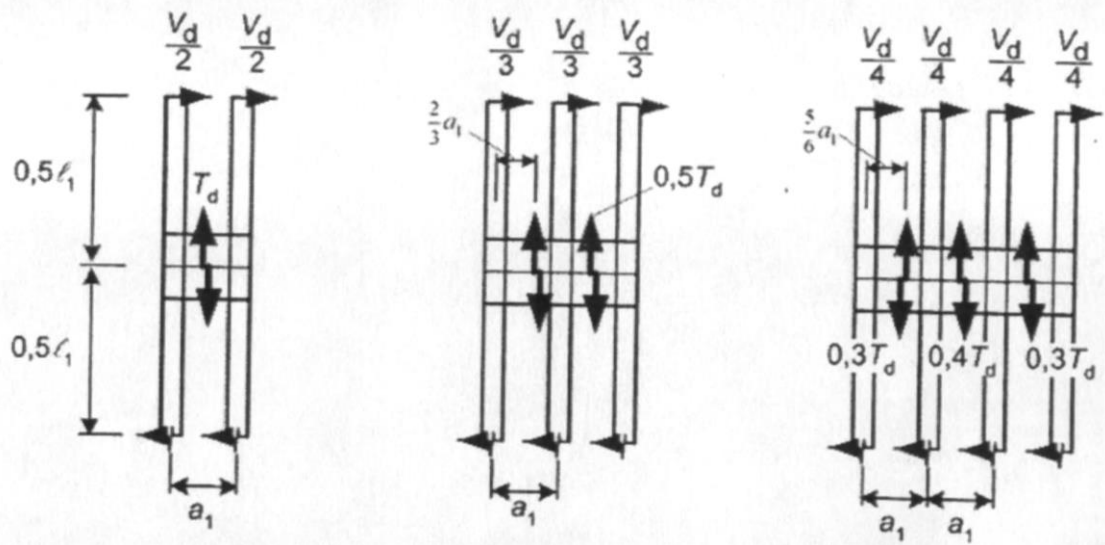


Рисунок С.2 Розподіл перерізуєчи сил навантажень на накладки або вставки

С.4 Решіткові колони із з'єднаннями на клею або цвяхах

С.4.1 Припущення

(1) У цьому розділі розглядаються решіткові колони з «N»- або «V»-подібною конфігурацією решітки та з'єднанням на клею або цвяхах, див. рисунок С.3.

(2) Прийняті наступні припущення:

- конструкція симетрична відносно осей перерізу. Решітка з двох сторін може розміщуватись у шахматному порядку (уступами) на довжині $l_1/2$, де l_1 – відстань між вузлами;
- існує. щонайменш три прольоти;
- у кожній площині зсуву є щонайменш чотири цвяхи на кожній діагоналі у вузловій точці.

- кожний кінець розкріплений;
- гнучкість кожного окремого поясу, на відстані між вузлами l_1 не більша ніж 60;
- виключається можливість місцевої втрати стійкості поясу на довжині колони l_1 ;
- кількість цвяхів по вертикалі (для «N»-подібної решітки) більша ніж $n \sin \theta$, де n – кількість цвяхів у діагональних елементах, а θ - кут нахилу діагоналей.

С.4.2 Несуча здатність

(1) Несуча здатність колон у напрямі осі Y (див. рисунки С.2) повинна визначатись як сума несучих здатностей окремих поясів.

(2) Несуча здатність колон у напрямі осі Z визначається за С.1.2 при

$$\lambda_{ef} = \max \begin{cases} \lambda_{tot} \sqrt{1 + \mu} \\ 1,05 \lambda_{tot} \end{cases} \quad (C.14)$$

де:

λ_{tot} - гнучкість для цільних колон однакової довжини, площі перерізу (A_{tot}) і моментом інерції (I_{tot}), наприклад,

$$\lambda_{tot} = \frac{2l}{h} \quad (C.15)$$

μ - набуває значень, наведених нижче у (3)...(6).

(3) Для клеєних «N»-подібних решіток:

$$\mu = 4 \frac{e^2 A_f}{I_f} \left(\frac{h}{l} \right)^2 \quad (C.16)$$

де (див. рисунок С.3):

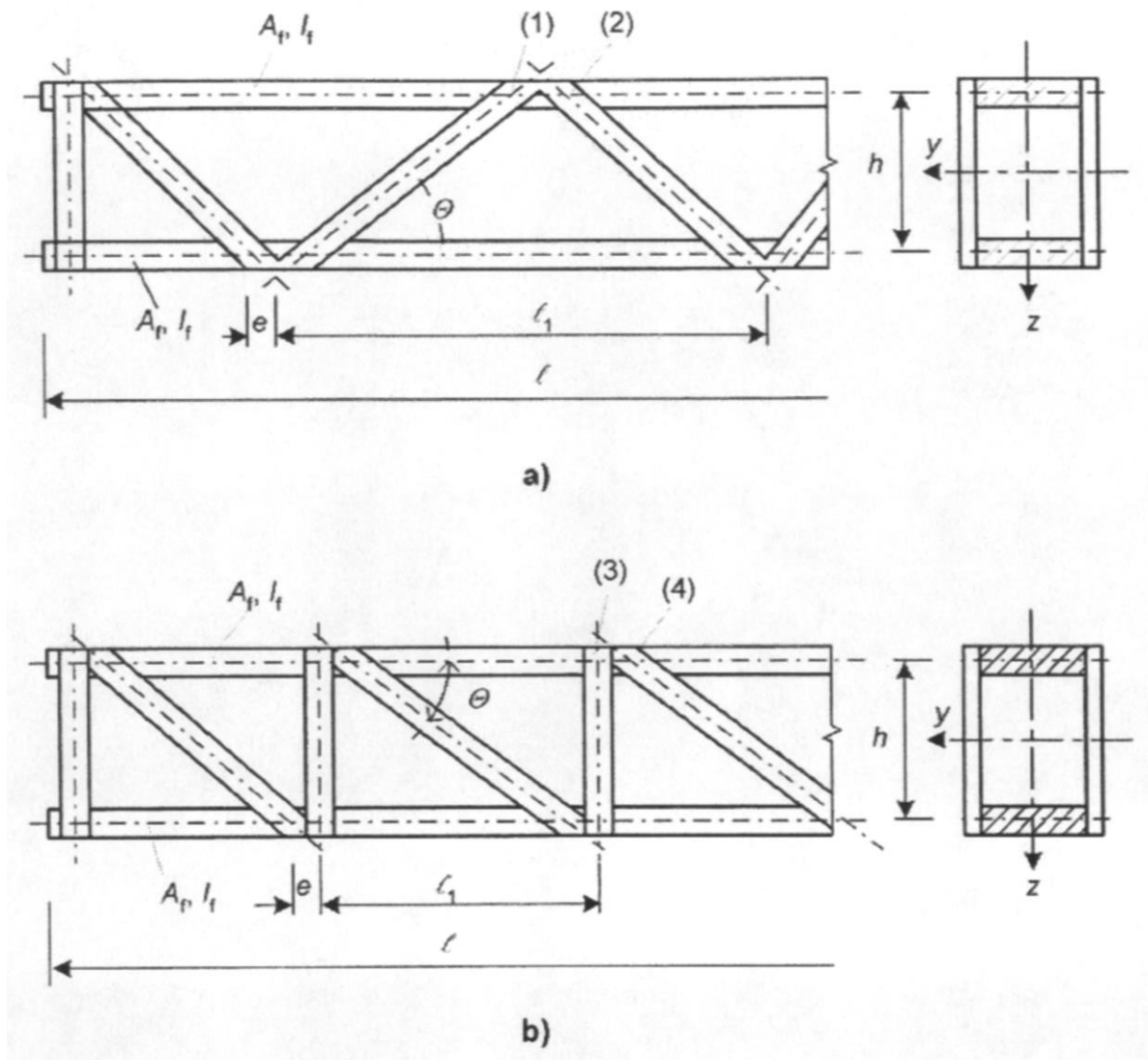
e - ексцентриситет з'єднання;

A_f - площа перерізу поясу;

I_f - момент інерції поясу;

l - прольот;

h - відстань між поясами.



Позначення: (1) – кількість цвяхів n ; (2) - кількість цвяхів n ;
 (3) - кількість цвяхів $\geq n \sin \theta$; (4) - кількість цвяхів n .

Рисунок С.3 Решіткова колона: (а) «V»- подібні розкоси, (б) «N»- подібні розкоси

(4) Для клеєних «N»- подібних розкосів:

$$\mu = \frac{e^2 A_f}{I_f} \left(\frac{h}{l} \right)^2 \quad (C.17)$$

(5) Для «V»- подібних розкосів на цвяхах:

$$\mu = 25 \frac{h E_{mean} A_f}{l^2 n K_u \sin 2\theta} \quad (C.18)$$

де:

n - кількість цвяхів у діагональному елементі. Якщо діагональ складається з двох або більше частин, сума цвяхів (але не кількість цвяхів на площину зсуву);

E_{mean} - середнє значення модуля пружності;

K_u - модуль ковзання одного цвяха при досягненні граничного стану.

(6) N»- подібних розкосів на цвяхах:

$$\mu = 50 \frac{hE_{mean}A_f}{l^2 n K_u \sin 2\theta} \quad (C.19)$$

де:

n - кількість цвяхів у діагональному елементі. Якщо діагональ складається з двох або більше частин, сума цвяхів (але не кількість цвяхів на площину зсуву);

K_u - модуль ковзання одного цвяха при досягненні граничного стану.

С.4.5 Зусилля зсуву

(1) Застосовується С.2.2

Annex C (Informative): Built-up columns

C.1 General

C.1.1 Assumptions

(1) The following assumptions apply:

- the columns are simply supported with a length l ;
- the individual parts are full length;
- the load is an axial force F_c acting at the geometric centre of gravity, (see however C.2.3).

C.1.2 Load-carrying capacity

(1) For column deflection in the y-direction (see Figure C.1 and Figure C.3) the load-carrying capacity should be taken as the sum of the load-carrying capacities of the individual members.

(2) For column deflection in the z-direction (see Figure C.1 and Figure C.3) it should be verified that:

$$\sigma_{c,0,d} \leq k_c f_{c,0,d} \quad (\text{C.1})$$

where:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{F_{c,d}}{A_{tot}} \quad (\text{C.2})$$

where:

A_{tot} , is the total cross-sectional area;

k_c is determined in accordance with 6.3.2 but with an effective slenderness ratio λ_{ef} determined in accordance with sections C.2 - C.4.

C.2 Mechanically jointed columns

C.2.1 Effective slenderness ratio

(1) The effective slenderness ratio should be taken as:

$$\lambda_{ef} = l \sqrt{\frac{A_{tot}}{I_{ef}}} \quad (\text{C.3})$$

with

$$I_{ef} = \frac{(EI)_{ef}}{E_{mean}} \quad (\text{C.4})$$

where $(EI)_{ef}$ is determined in accordance with Annex B (informative).

C.2.2 Load on fasteners

(1) The load on a fastener should be determined in accordance with Annex B (informative), where

$$V_d = \begin{cases} \frac{F_{c,d}}{120k_c} & \text{при } \lambda_{ef} < 30 \\ \frac{F_{c,d}\lambda_{ef}}{3600k_c} & \text{при } 30 \leq \lambda_{ef} < 60 \\ \frac{F_{c,d}}{60k_c} & \text{при } 60 \leq \lambda_{ef} \end{cases} \quad (C.5)$$

C.2.3 Combined loads

(1) In cases where small moments (e.g. from self weight) are acting in addition to axial load, 6.3.2(3) applies.

C.3 Spaced columns with packs or gussets

C.3 1 Assumptions

(1) Columns as shown in Figure C.1 are considered, i.e. columns comprising shafts spaced by packs or gussets. The joints may be either nailed or glued or bolted with suitable connectors.

(2) The following assumptions apply:

- the cross-section is composed of two, three or four identical shafts;
- the cross-sections are symmetrical about both axes;
- the number of unrestrained bays is at least three, i.e. the shafts are at least connected at the ends and at the third points;
- the free distance a between the shafts is not greater than three times the shaft thickness h for columns with packs and not greater than 6 times the shaft thickness for columns with gussets;
- the joints, packs and gussets are designed in accordance with C.2.2;
- the pack length l_2 satisfies the condition: $l_2/a \geq 1,5$;
- there are at least four nails or two bolts with connectors in each shear plane. For nailed joints there are at least four nails in a row at each end in the longitudinal direction of the column;
- the gussets satisfies the condition: $l_2/a \geq 2$;
- the columns are subjected to concentric axial loads.

(3) For columns with two shafts A_{tot} and I_{tot} should be calculated as

$$A_{tot} = 2A \quad (C.6)$$

$$I_{tot} = \frac{b[(2h+a)^3 - a^3]}{12} \quad (C.7)$$

(4) For columns with three shafts A_{tot} and I_{tot} should be calculated as

$$A_{tot} = 3A \quad (C.8)$$

$$I_{tot} = \frac{b[(3h+2a)^3 - (2h+a)^3 - a^3]}{12} \quad (C.9)$$

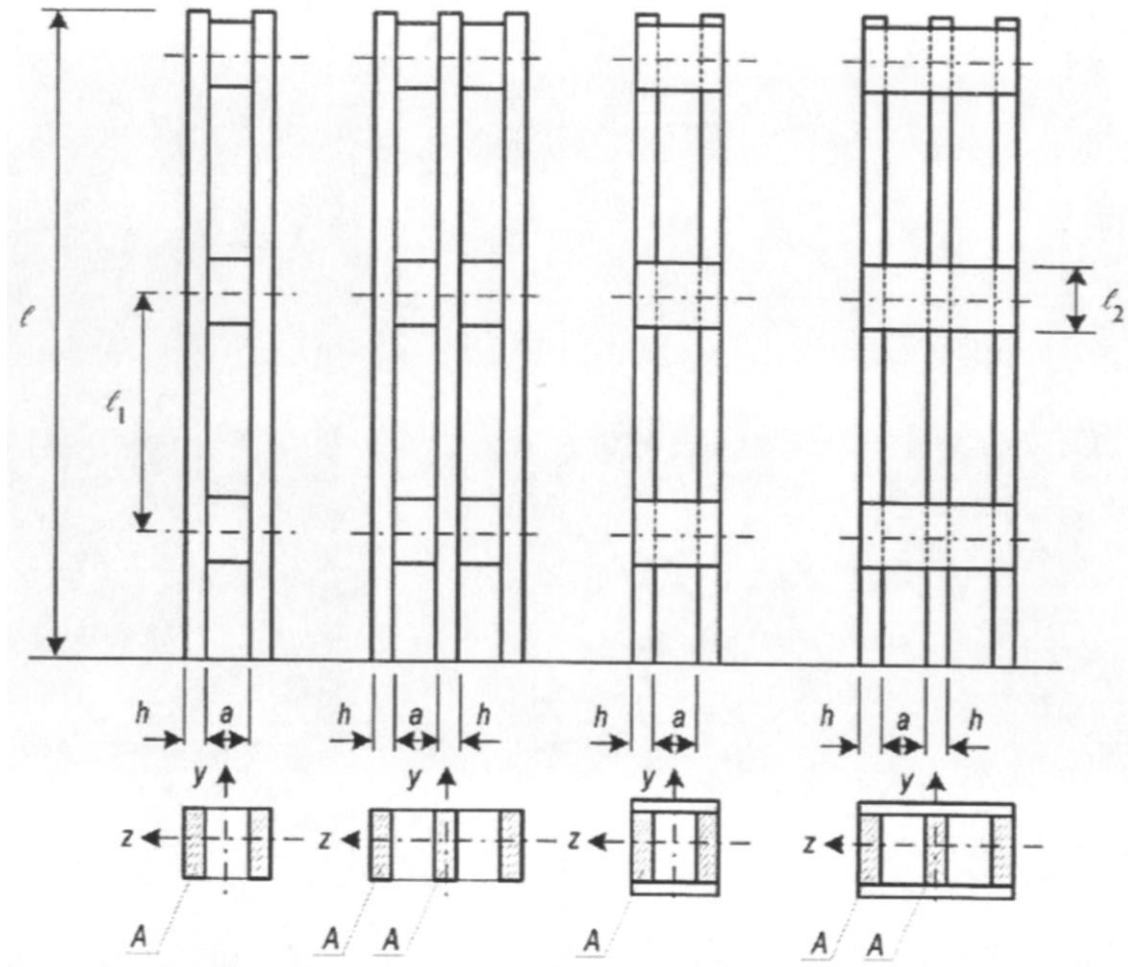


Figure C.1 - Spaced columns

C.3.2 Axial load-carrying capacity

(1) For column deflection in the y -direction (see Figure C.3) the load-carrying capacity should be taken as the sum of the load-carrying capacities of the individual members.

(2) For column deflection in the z -direction C.1.2 applies with

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + \eta \frac{n}{2} \lambda_1^2} \quad (C.10)$$

where:

λ is the slenderness ratio for a solid column with the same length, the same area (A_{tot}) and the same second moment of area (I_{tot}), i.e.,

$$\lambda = l \sqrt{A_{tot} / I_{tot}} \quad (C.11)$$

λ_1 is the slenderness ratio for the shafts and has to be set into expression (C.10) with a minimum value of at least 30, i.e.

$$\lambda_1 = \sqrt{12} \frac{l_1}{h} \quad (C.12)$$

n is the number of shafts;

η is a factor given in Table C.1.

Table C.1 - The factor η

	Packs			Gussets	
	Glued	Nailed	Bolted ^a	Glued	Nailed
Permanent/long-term loading	1	4	3,5	3	6
Medium/short-term loading	1	3	2,5	2	4,5
^a with connectors					

C.3.3 Load on fasteners, gussets or packs

(1) The load on the fasteners and the gussets or packs are as shown in Figure C.2 with V_d according to section C.2.2.

(2) The shear forces on the gussets or packs, see Figure C.2, should be calculated from:

$$T_d = \frac{V_d l_1}{a_1} \quad (C.13)$$

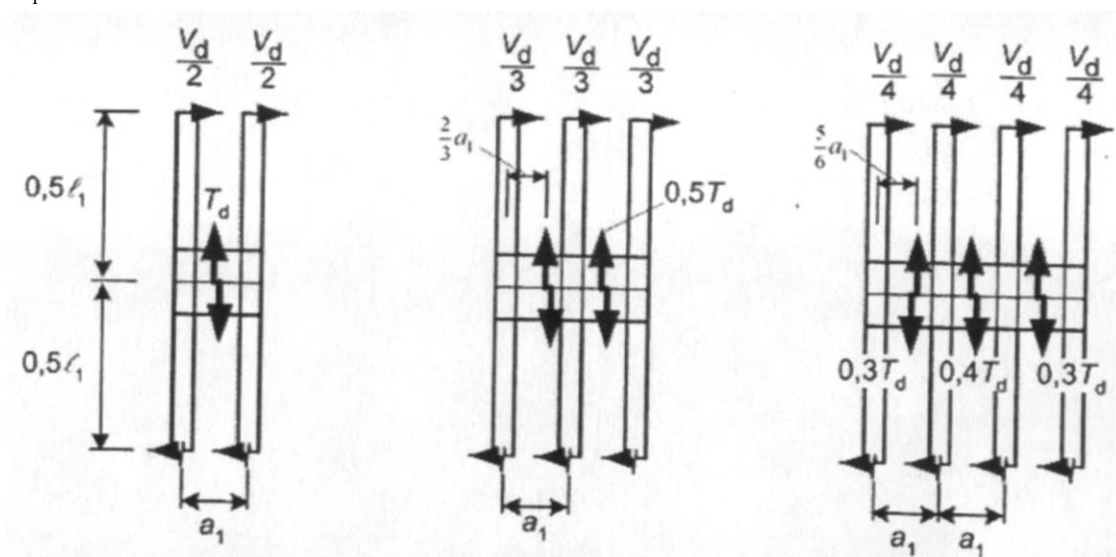


Figure C.2 - Shear force distribution and loads on gussets or packs

C.4 Lattice columns with glued or nailed joints

C.4.1 Assumptions

(1) Lattice columns with N- or V-lattice configurations and with glued or nailed joints are considered in this section, see Figure C.3.

(2) The following assumptions apply:

- the structure is symmetrical about the y- and z-axes of the cross-section. The lattice on the two sides may be staggered by a length of $l_1/2$, where l_1 , is the distance between the nodes;
- there are at least three bays;
- in nailed structures there are at least four nails per shear plane in each diagonal at each nodal point;
- each end is braced;
- the slenderness ratio of the individual flange corresponding to the node length l_1 is not greater than 60;
- no local buckling occurs in the flanges corresponding to the column length l_1 ;
- the number of nails in the verticals (of an N-truss) is greater than $n \sin \theta$, where n is the number of nails in the diagonals and θ is the inclination of the diagonals.

C.4.2 Load-carrying capacity

(1) For column deflection in the y-direction (see Figure C.2), the load-carrying capacity should be taken as the sum of the load-carrying capacities of the individual flanges.

(2) For column deflection in the z-direction C.1.2 applies with

$$\lambda_{\text{ef}} = \max \begin{matrix} \lambda_{\text{tot}} \sqrt{1 + \mu} \\ 1,05 \lambda_{\text{tot}} \end{matrix} \quad (\text{C.14})$$

where:

λ_{tot} is the slenderness ratio for a solid column with the same length, the same area and the same second moment of area, i.e.

$$\lambda_{\text{tot}} = \frac{2l}{h} \quad (\text{C.15})$$

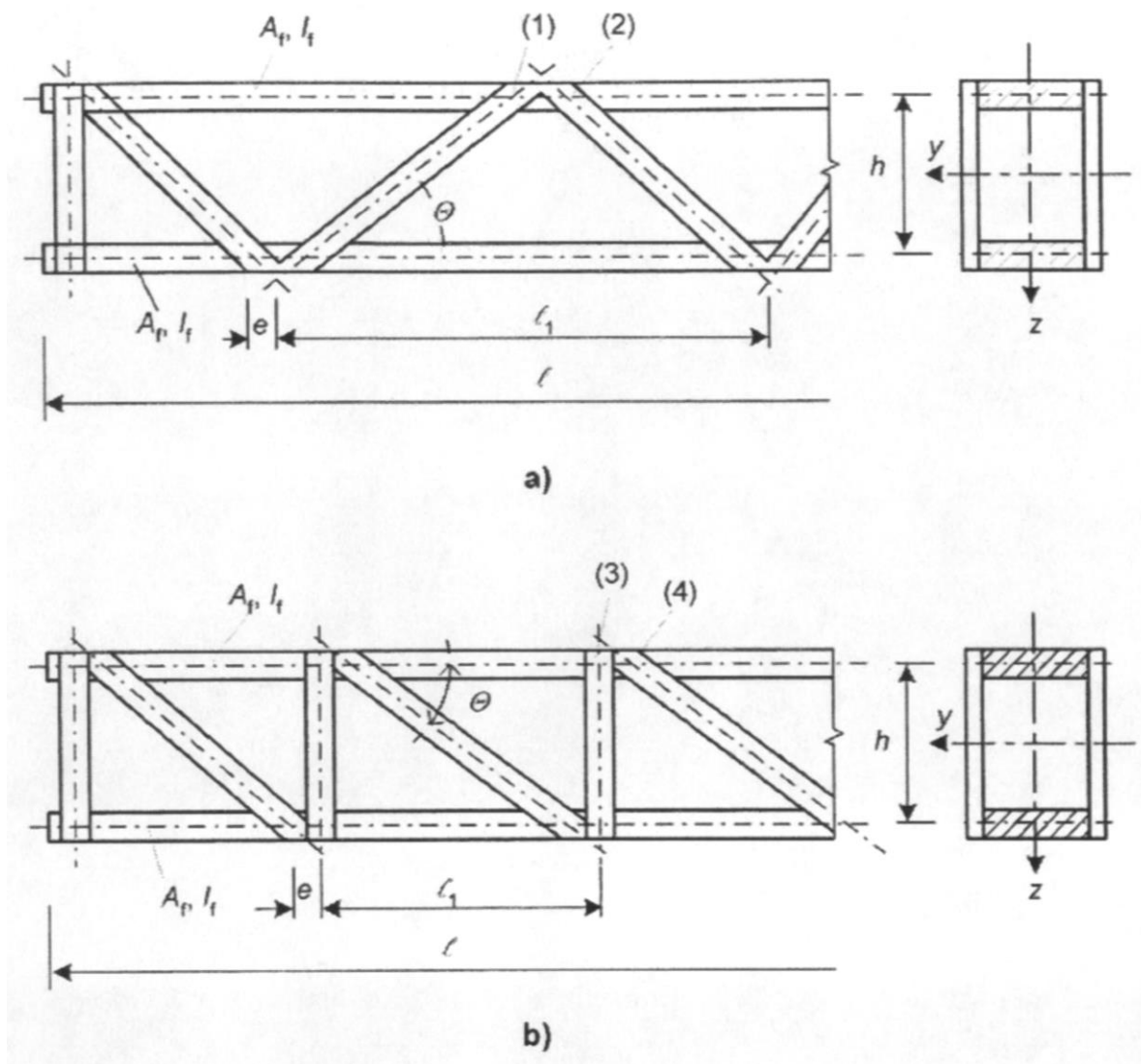
μ takes the values given in (3) to (6) below.

(3) For a glued V-truss:

$$\mu = 4 \frac{e^2 A_f}{I_f} \left(\frac{h}{l} \right)^2 \quad (\text{C.16})$$

where (see Figure C.3):

- e is the eccentricity of the joints;
- A_f is the area of the flange;
- I_f is the second moment of area of the flange;
- l is the span;
- h is the distance of the flanges.



Key:

- (1) number of nails: n
- (2) number of nails: n
- (3) number of nails: $\geq n \sin \theta$
- (4) number of nails: n

Figure C.3 - Lattice columns: (a) V-truss, (b) N-truss

(4) For a glued N-truss:

$$\mu = \frac{e^2 A_f}{I_f} \left(\frac{h}{l} \right)^2 \quad (\text{C.17})$$

(5) For a nailed V-truss:

$$\mu = 25 \frac{h E_{\text{mean}} A_f}{l^2 n K_u \sin 2\theta} \quad (\text{C.18})$$

where:

n is the number of nails in a diagonal. If a diagonal consists of two or more pieces, n is the sum of the nails (not the number of nails per shear plane);

E_{mean} is the mean value of modulus of elasticity;

K_u is the slip modulus of one nail in the ultimate limit state.

(6) For a nailed N-truss

$$\mu = 50 \frac{h E_{\text{mean}} A_f}{l^2 n K_u \sin 2\theta} \quad (\text{C.19})$$

where:

n is the number of nails in a diagonal. If a diagonal consists of two or more pieces, n is the sum of the nails (not the number of nails per shear plane);

K_u is the slip modulus of one nail for the ultimate limit states.

C.4.3 Shear forces

(1) C.2.2 applies.

Додаток D (Інформативний): Бібліографія

EN 338 Деревина для конструкцій – Класи міцності

EN 1194 Клеєна деревина – Класи міцності і визначення нормативних значень

Annex D (Informative): Bibliography

EN 338 Structural timber - Strength classes

EN 1194 Glued laminated timber - Strength classes and determination of characteristic values

**Додаток НА
(довідковий)**

Перелік національних стандартів України (ДСТУ), ідентичних МС, посилання на які є в EN 1995-1-1:2004

Позначення та назва європейського стандарту	Ступінь відповідності	Позначення та назва державного стандарту України (ДСТУ)
EN 300:1997 Oriented Strand Board (OSB) – Визначення, класифікація і технічні умови	IDT	ДСТУ EN 300:2008 Плити деревинностружкові з орієнтованою стружкою (OSB). Терміни та визначення понять, класифікація та технічні умови (EN 300:2006, IDT)
EN 312-4:1996 Деревно-стружкові плити - Технічні умови. Частина 4: Вимоги до плит несучих конструкцій у сухих умовах	IDT	ДСТУ EN 312-4-2003 Плити деревностружкові. Частина 4. Вимоги до плит, застосовуваних для тримальних конструкцій, розрахованих на сухі умови експлуатації. Технічні умови (EN 312-4:1996, IDT)
EN 312-5:1997 Деревно-стружкові плити – Технічні умови. Частина 5 : Вимоги до плит несучих конструкцій у вологих умовах	IDT	ДСТУ EN 312-5-2003 Плити деревностружкові. Частина 5. Вимоги до плит, які застосовують для тримальних конструкцій, використовуваних у вологих умовах експлуатації. Технічні умови (EN 312-5:1997, IDT)
EN 312-6:1996 Деревно-стружкові плити - Технічні умови. Частина 6 : Вимоги до плит несучих конструкцій важкого режиму роботи у сухих умовах	IDT	ДСТУ EN 312-6-2003 Плити деревностружкові. Частина 6. Вимоги до важконавантажених плит для тримальних конструкцій, використовуваних у сухих умовах експлуатації. Технічні умови (EN 312-6:1996, IDT)
EN 312-7:1997 Деревно-стружкові плити - Технічні умови. Частина 7 : Вимоги до плит несучих конструкцій важкого режиму роботи у вологих умовах	IDT	ДСТУ EN 312-7-2003 Плити деревностружкові. Частина 7. Вимоги до важконавантажених плит для тримальних конструкцій, використовуваних у вологих умовах експлуатації. Технічні умови (EN 312-7:1997, IDT)
EN 335-1:1992 Довговічність дерев'яних виробів та виробів на основі деревини – Визначення класів за небезпекою біологічного ураження. Частина 1 : Загальні положення	IDT	ДСТУ EN 335-1-2003 Стійкість деревини та виробів з деревини. Визначення класів небезпеки біологічного ураження. Частина 1. Загальні положення (EN 335-1:1992, IDT)
EN 335-2:1992 Довговічність дерев'яних виробів та виробів на основі деревини – Визначення класів за небезпекою біологічного ураження. Частина 2: Застосування для цільної деревини	IDT	ДСТУ EN 335-2-2003 Стійкість деревини. Визначення класів небезпеки біологічного ураження. Частина 2. Застосування суцільної деревини (EN 335-2:1992, IDT)

EN 335-3:1995 Довговічність дерев'яних виробів та виробів на основі деревини – Визначення класів за небезпекою біологічного ураження. Частина 3: Застосування для плит на основі деревини	IDT	ДСТУ EN 335-3:2003 Стійкість деревини та виробів з деревини. Визначення класів небезпеки біологічного ураження. Частина 3. Застосовування до деревних плит (EN 335-3:1995, IDT)
EN 350-2:1994 Довговічність дерев'яних виробів та виробів на основі деревини – Природна довговічність цільної деревини. Частина 2: Довідник з природної довговічності і придатності до обробки порід деревини, що застосовуються у Європі	IDT	ДСТУ EN 350-2:2004 Стійкість деревини та виробів з деревини. Природна стійкість суцільної деревини. Частина 2. Настанови щодо природної стійкості та просочності окремих порід деревини, що мають значення в Європі (EN 350-2:1994, IDT)
EN 351-1:1995 Довговічність дерев'яних виробів та виробів на основі деревини – Цільна деревина оброблена антисептиками. Частина 1: класифікація проникаючої здатності антисептиків і та довговічності	IDT	ДСТУ EN 351-1:2004 Стійкість деревини та виробів з деревини. Суцільна деревина, просочена захисними засобом. Частина 1. Класифікація проникності та утримувальності захисного засобу (EN 351-1:1995, IDT)
EN 383:1993 Дерев'яні конструкції. – Методи випробувань. Визначення величин міцності на висмикування і основи для з'єднань нагельного типу	IDT	ДСТУ EN 383:2003 Лісоматеріали конструкційні. Методи випробування. Визначення міцності з'єднання та основних значень для штифтових кріпильних елементів (EN 383:1993, IDT)
EN 385:2001 Дерев'яні конструкції із з'єднаннями «в замок». Вимоги до технічних характеристик і мінімальні вимоги до виготовлення	IDT	ДСТУ pr EN 385-2001 З'єднання дерев'яних конструкцій шипові. Функціональні та мінімальні виробничі вимоги (pr EN 385:2001, IDT)
EN 387:2001 Клесна багат шарова деревина – Технологічні вимоги до крупноштирьових з'єднань. Вимоги до технічних характеристик і мінімальні вимоги до виготовлення	IDT	ДСТУ pr EN 387:2001 Лісоматеріали клесні шаруваті .Відкриті шипові з'єднання. Функційні та мінімальні виробничі вимоги (pr EN 387:2001, IDT) (замінюється на ДСТУ EN 387:2009 з 2012.01.01)
EN 460:1994 Довговічність дерев'яних конструкцій і виробів на основі деревини – Природна довговічність цільної деревини – Довідник по вимогам стосовно довговічності деревини, залежно від класів за небезпекою ураження	IDT	ДСТУ EN 460-2003 Стійкість деревини та виробів з деревини. Природна стійкість суцільної деревини. Настанови щодо вимог стійкості деревини стосовно класів небезпеки (EN 460:1994, IDT)
EN 622-2:1997 Деревно волокнисті плити (ДВП)– Технічні умови. Частина 2: Вимоги до твердих ДВП	IDT	ДСТУ EN 622-2:2006 Плити деревинноволокнисті. Технічні умови. Частина 2. Вимоги до твердих плит (EN 622-2:2004, IDT)
EN 622-4:1997 Деревно волокнисті плити (ДВП)– Технічні умови.	IDT	ДСТУ EN 622-4:2006 Плити деревинноволокнисті. Технічні

Частина 4: Вимоги до м'яких ДВП		умови. Частина 4. Вимоги до м'яких плит (EN 622-4:1997, IDT)
EN 622-5:1997 Деревно волокнисті плити (ДВП)– Технічні умови. Частина 5: Вимоги до ДВП сухого виготовлення (MDF)	IDT	ДСТУ EN 622-5:2006 Плити деревоволокнисті. Технічні умови. Частина 5. Вимоги до плит, отриманих сухим способом (MDF) (EN 622-5:1997, IDT)
EN 1990:2002 Єврокод – Основи проектування конструкцій	IDT	ДСТУ – Н Б В.1.2-13:2008 Система надійності та безпеки у будівництві. Настанова. Основи проектування конструкцій (EN 1990:2002, IDT)
EN 1991-1-1:2002 Єврокод 1: Дії на споруди – Частина 1-2: Загальні дії – Питома вага, власна вага і прикладені навантаження	IDT	ДСТУ-Н Б EN 1991-1-1:2010 Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1-1. Загальні дії. Питома вага, власна вага, експлуатаційні навантаження для споруд (EN 1991-1-1:2002, IDT)
EN 1991-1-3 Єврокод 1: Дії на споруди – Частина 1-3: Загальні дії – Снігове навантаження	IDT	ДСТУ- Н Б EN 1991-1-3:2010 Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1-3. Загальні дії. Снігові навантаження (EN 1991-1-3:2003, IDT)
EN 1991-1-4 Єврокод 1: Дії на споруди – Частина 1-4: Загальні дії – Вітрове навантаження	IDT	ДСТУ–Н Б EN 1991-1-4:2010 Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1-4. Загальні дії. Вітрові навантаження (EN 1991-1-4:2005, IDT)
DF)EN 1991-1-7 Єврокод 1: Дії на споруди – Частина 1-7: Загальні дії – Аварійні дії від удару та вибуху	IDT	ДСТУ– Н Б EN 1991-1-7:2010 Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1-7. Загальні дії. Особливі динамічні впливи (EN 1991-1-7:2006, IDT)

EUROPEAN STANDARD

EN 1995-1-1:2004/AC

NORME EUROPÉENNE

June 2006

EUROPÄISCHE NORM

Juin 2006

Juni 2006

ICS 91.010.30; 91.080.20

English version
Version Française
Deutsche Fassung

Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-1: General - Common
rules and rules for buildings

Eurocode 5: Conception et calcul des
structures en bois - Partie 1-1 : Généralités
- Règles communes et règles pour les
bâtiments

Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion
von Holzbauten - Teil 1-1: Allgemeines -
Allgemeine Regeln und Regeln für den
Hochbau

This corrigendum becomes effective on 7 June 2006 for incorporation in the three official language versions of the EN.

Ce corrigendum prendra effet le 7 juin 2006 pour incorporation dans les trois versions linguistiques officielles de la EN.

Die Berichtigung tritt am 7. Juni 2006 zur Einarbeitung in die drei offiziellen Sprachfassungen der EN in Kraft.



EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION
COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION
EUROPÄISCHES KOMITEE FÜR NORMUNG

Management Centre: rue de Stassart, 36 B-1050 Brussels

© 2006 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 1995-1-1:2004/AC:2006 D/E/F

Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings

This corrigendum becomes effective on 7 June 2006 for incorporation in the three official language versions of the EN.

English version

6.5.2 Beams with a notch at the support

Paragraph (2), modify λ to read as follows:

x is the distance from the line of action of the support reaction to the corner of the notch, in mm;

8.2.2 Timber-to-timber and panel-to-timber connections

Paragraph (2), second indent, modify to read as follows

– Square and grooved nails 25 %

8.3.1.1 General

Paragraph (4), modify to read as follows:

$$M_{y,Rk} = \begin{cases} 0,3 f_u d^{2,6} & \text{for round nails} \\ 0,45 f_u d^{2,6} & \text{for square and grooved nails} \end{cases} \quad (8.14)$$

8.3.1.2 Nailed timber-to-timber connections

Paragraph (3), modify to read as follows:

(3) Nails in end grain should not be considered capable of transmitting lateral forces.

ДСТУ-Н Б EN 1995-1-1:2010

ЄВРОПЕЙСЬКИЙ СТАНДАРТ

EN 1995-1-1:2004/AC

Червень 2006

ICS 91.010.30; 91.080.20

(Український переклад англomовної версії)

Єврокод 5: Проектування дерев'яних конструкцій – Частина 1-1: Загальні відомості – Загальні правила і правила для споруд.

Дана поправка вступає в силу з 7 червня 2006 р.і вноситься у три офіційні мовні версії EN.

CEN
ЄВРОПЕЙСЬКИЙ КОМІТЕТ СТАНДАРТИЗАЦІЇ

Адміністративний центр: rue de Stassart, 36 B-1050 Brussels

2008 CEN Всі права на використання в будь-якій формі та будь-яким чином у всьому світі зберігаються для національних членів CEN

Це коригування входить в дію з 7 червня 2006 р.

6.5.2 Балки з пазом в опорі

В параграфі (2) замінити Λ і читати так:

x – відстань від лінії дії реакції опори в куту паза в мм.

8.2.2 З'єднання деревини до деревини та панелі до деревини

Параграф (2), другий абзац, змінити і читати так:

- квадратні і рифлені цвяхи 25 %

8.3.1.1 Загальні положення

Параграф (4) змінити і читати так:

$$M_{y,Rk} = \begin{cases} 0,3f_u d^{2,6} & \text{для круглих цвяхів} \\ 0,45f_u d^{2,6} & \text{для квадратних і рифлених цвяхів} \end{cases} \quad (8.14)$$

8.3.1.2 Цвяхові з'єднання деревини до деревини

Параграф (3) змінити і читати так:

(3) Цвяхи в торцевому волокні не повинні розглядатись як здатні передавати бокові сили.

ICS 91.010.30; 91.080.20

English Version

**Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-1: General -
Common rules and rules for buildings**

Eurocode 5: Conception et calcul des structures en bois -
Partie 1-1 : Généralités - Règles communes et règles pour
les bâtiments

Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten
- Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für
den Hochbau

This amendment A1 modifies the European Standard EN 1995-1-1:2004; it was approved by CEN on 10 April 2008.

CEN members are bound to comply with the CEN/CENELEC Internal Regulations which stipulate the conditions for inclusion of this amendment into the relevant national standard without any alteration. Up-to-date lists and bibliographical references concerning such national standards may be obtained on application to the CEN Management Centre or to any CEN member.

This amendment exists in three official versions (English, French, German). A version in any other language made by translation under the responsibility of a CEN member into its own language and notified to the CEN Management Centre has the same status as the official versions.

CEN members are the national standards bodies of Austria, Belgium, Bulgaria, Cyprus, Czech Republic, Denmark, Estonia, Finland, France, Germany, Greece, Hungary, Iceland, Ireland, Italy, Latvia, Lithuania, Luxembourg, Malta, Netherlands, Norway, Poland, Portugal, Romania, Slovakia, Slovenia, Spain, Sweden, Switzerland and United Kingdom.



EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION
COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION
EUROPÄISCHES KOMITEE FÜR NORMUNG

Management Centre: rue de Stassart, 36 B-1050 Brussels

Foreword

This document (EN 1995-1-1:2004/A1:2008) has been prepared by Technical Committee CEN/TC 250 "Structural Eurocodes", the secretariat of which is held by BSI.

This Amendment to the European Standard EN 1995-1-1:2004 shall be given the status of a national standard, either by publication of an identical text or by endorsement, at the latest by December 2008, and conflicting national standards shall be withdrawn at the latest by March 2010.

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

National annex for EN 1995-1-1

6.1.7(2) Shear

Drafting note: To be added to the list of clauses

1.2 Normative references

Delete paragraph (1) and replace with:

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

ISO standards:

ISO 2081	Metallic coatings. Electroplated coatings of zinc on iron or steel
ISO 2631-2:1989	Evaluation of human exposure to whole-body vibration. Part 2: Continuous and shock-induced vibrations in buildings (1 to 80 Hz)

European Standards:

EN 300	Oriented Strand Board (OSB) – Definition, classification and specifications
EN 301	Adhesives, phenolic and aminoplastic for load-bearing timber structures; Classification and performance requirements
EN 312	Particleboards – Specifications
EN 335-1	Durability of wood and wood-based products – definition of hazard classes of biological attack – Part 1: General
EN 335-2	Durability of wood and wood-based products – definition of hazard classes of biological attack – Part 2: Application to solid wood
EN 335-3	Durability of wood and wood-based products – Definition of hazard classes of biological attack – Part 3: Application to wood-based panels
EN 350-2	Durability of wood and wood-based products – Natural durability of solid wood – Part 2: Guide to natural durability and treatability of selected wood species of importance in Europe
EN 351-1	Durability of wood and wood-based products – Preservative treated solid wood Part 1: Classification of preservative penetration and retention
EN 383	Timber structures – Test methods – Determination of embedding strength and foundation values for dowel type fasteners
EN 385	Finger jointed structural timber – Performance requirements and minimum production requirements
EN 387	Glued laminated timber – Large finger joints – Performance requirements and minimum production requirements
EN 409	Timber structures – Test methods. Determination of the yield moment of dowel type fasteners – Nails

EN 460 Durability of wood and wood-based products – Natural durability of solid wood – Guide of the durability requirements for wood to be used in hazard classes

EN 594 Timber structures – Test methods – Racking strength and stiffness of timber frame wall panels

EN 622-2 Fibreboards – Specifications. Part 2: Requirements for hardboards

EN 622-3 Fibreboards – Specifications. Part 3: Requirements for medium board

EN 622-4 Fibreboards – Specifications. Part 4: Requirements for softboards

EN 622-5 Fibreboards – Specifications. Part 5: Requirements for dry process boards (MDF)

EN 636 Plywood – Specifications

EN 912 Timber fasteners – Specifications for connectors for timber

EN 1075 Timber structures – Test methods – Testing of joints made with punched metal plate fasteners

EN 1380 Timber structures – Test methods – Load bearing nailed joints

EN 1381 Timber structures – Test methods – Load bearing stapled joints

EN 1382 Timber structures – Test methods – Withdrawal capacity of timber fasteners

EN 1383 Timber structures – Test methods – Pull through testing of timber fasteners

EN 1990:2002 Eurocode – Basis of structural design

EN 1991-1-1 Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-2: General actions – Densities, self-weight and imposed loads

EN 1991-1-3 Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-3: General actions – Snow loads

EN 1991-1-4 Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-4: General actions – Wind loads

EN 1991-1-5 Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-5: General actions – Thermal actions

EN 1991-1-6 Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-6: General actions – Actions during execution

EN 1991-1-7 Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-7: General actions – Accidental actions due to impact and explosions

EN 10147 Specification for continuously hot-dip zinc coated structural steel sheet and strip – Technical delivery conditions

EN 13271 Timber fasteners – Characteristic load-carrying capacities and slip moduli for connector joints

EN 13986 Wood-based panels for use in construction – Characteristics, evaluation of conformity and marking

EN 14080 Timber structures – Glued laminated timber – Requirements

EN 14081-1 Timber structures – Strength graded structural timber with rectangular cross-section – Part 1, General requirements

EN 14250 Timber structures – Production requirements for fabricated trusses using punched metal plate fasteners

EN 14279 Laminated veneer lumber (LVL) – Specifications, definitions, classification and requirements

EN 14358 Timber structures – Fasteners and wood-based products – Calculation of characteristic 5-percentile value and acceptance criteria for a sample EN 14374 Timber structures – Structural laminated veneer lumber – Requirements EN 14545 Timber structures – Connectors – Requirements EN 14592 Timber structures – Fasteners – Requirements

EN 26891 Timber structures – Joints made with mechanical fasteners – General principles for the determination of strength and deformation characteristics

EN 28970 Timber structures – Testing of joints made with mechanical fasteners; Requirements for wood density (ISO 8970:1989)

NOTE: As long as EN 14545 and EN 14592 are not available as European standards, more information may be given in the National annex.

1.6 Symbols used in EN 1995-1-1

Add following symbols at relevant places:

Latin lower case letters

$\alpha_{1,CG}$ End distance of centre of gravity of the threaded part of screw in the member

$\alpha_{2,CG}$ Edge distance of centre of gravity of the threaded part of screw in the member

d Diameter; Outer thread diameter

d_h Head diameter of screws

d_I Inner thread diameter

$f_{ax,k}$ Characteristic pointside withdrawal strength for nails; Characteristic withdrawal strength

k_{cr} Crack factor for shear resistance

Latin upper case letters

A_{ef} Effective area of the total contact surface between a punched metal plate fastener and the timber; Effective contact area in compression perpendicular to the grain

$F_{t,Rk}$ Characteristic tensile resistance of connection

Greek lower case letters

ρ_a Associated density

2.1.3 Design working life and durability

Paragraph (1), modify to read as follows:
EN 1990:2002 clauses 2.3 and 2.4 apply.

2.2.2 Ultimate limit state

Paragraph (2), delete where K_{ser} is the slip modulus, see 2.2.3(3)P and replace with the following:

where K_{ser} is the slip modulus, see 7.1(1).

2.2.3 Serviceability limit states

Paragraph (5), modify expression (2.2) to read as follows:

$$u_{fin} = u_{fin,G} + u_{fin,Q_1} + \sum u_{fin,Q_i}$$

3.2 Solid timber

Delete paragraph (1)P and replace with:

(1)P Timber members shall comply with EN 14081-1.

NOTE: Strength classes for timber are given in EN 338.

3.1.3 Strength modification factors for service classes and load-duration classes

Table 3.1, delete and replace with

Table 3.1 – Values of k_{mod}

Material	Standard	Service class	Load-duration class				
			Permanent action	Long term action	Medium term action	Short term action	Instantaneous action
Solid timber	EN 14081-1	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Glued laminated timber	EN 14080	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
LVL	EN 14374, EN 14279	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Plywood	EN 636						
	Type EN 636-1	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	Type EN 636-2	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	Type EN 636-3	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
OSB	EN 300						
	OSB/2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
	OSB/3, OSB/4	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
	OSB/3, OSB/4	2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Particle-board	EN 312						
	Type P4, Type P5	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
	Type P5	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
	Type P6, Type P7	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
	Type P7	2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Fibreboard, hard	EN 622-2						
	HB.LA, HB.HLA 1 or 2 HB.HLH 1 or 2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
		2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
Fibreboard, medium	EN 622-3						
	MBH.LA1 or 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
	MBH.HLS1 or 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
	MBH.HLS1 or 2	2	-	-	-	0,45	0,80
Fibreboard, MDF	EN 622-5						
	MDF.LA, MDF.HLS	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
	MDF.HLS	2	-	-	-	0,45	0,80

3.1.4 Deformation modification factors for service classes

Table 3.2, delete and replace with

Table 3.2 – Values of k_{def} for timber and wood-based materials

Material	Standard	Service class		
		1	2	3
Solid timber	EN 14081-1	0,60	0,80	2,00
Glued Laminated timber	EN 14080	0,60	0,80	2,00
LVL	EN 14374, EN 14279	0,60	0,80	2,00
Plywood	EN 636			
	Type EN 636-1	0,80	–	
	Type EN 636-2	0,80	1,00	–
	Type EN 636-3	0,80	1,00	2,50
OSB	EN 300			
	OSB/2 OSB/3, OSB/4	2,25 1,50	– 2,25	–
Particleboard	EN 312			
	Type P4	2,25	–	
	Type P5	2,25	3,00	
	Type P6	1,50	–	
	Type P7	1,50	2,25	--
Fibreboard, hard	EN 622-2			
	HB.LA HB.HLA1, HB.HLA2	2,25 2,25	– 3,00	–
Fibreboard, medium	EN 622-3			
	MBH.LA1, MBH.LA2 MBH.HLS1, MBH.HLS2	3,00 3,00	– 4,00	–
Fibreboard, MDF	EN 622-5			
	MDF.LA MDF.HLS	2,25 2,25	– 3,00	–

3.3 Glued laminated timber

Paragraph (4)P, modify to read as follows:

Large finger joints complying with the requirements of EN 387 shall not be used for products to be installed in service class 3, where the direction of grain changes at the joint.

3.4 Laminated veneer lumber (LVL)

Paragraph (6)P, modify to read as follows:

Large finger joints complying with the requirements of EN 387 shall not be used for products to be installed in service class 3, where the direction of grain changes at the joint.

6.1.5 Compression perpendicular to the grain

Delete paragraphs (1) to (7) and replace with

(1)P The following expression shall be satisfied:

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} f_{c,90,d} \quad (6.3)$$

with:

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}} \quad (6.4)$$

where:

$\sigma_{c,90,d}$ is the design compressive stress in the effective contact area perpendicular to the grain;

$F_{c,90,d}$ is the design compressive load perpendicular to the grain;

A_{ef} is the effective contact area in compression perpendicular to the grain;

$f_{c,90,d}$ is the design compressive strength perpendicular to the grain;

$k_{c,90}$ is a factor taking into account the load configuration, the possibility of splitting and the degree of compressive deformation.

The effective contact area perpendicular to the grain, A_{ef} , should be determined taking into account an effective contact length parallel to the grain, where the actual contact length, l , at each side is increased by 30 mm, but not more than a , ℓ or $\ell_1/2$, see Figure 6.2.

(2) The value of $k_{c,90}$ should be taken as 1,0 unless the conditions in the following paragraphs apply. In these cases the higher value of $k_{c,90}$ specified may be taken, with a limiting value of $k_{c,90} = 1,75$.

(3) For members on continuous supports, provided that $\ell_1 \geq 2h$, see Figure 6.2a, the value of $k_{c,90}$ should be taken as:

- $k_{c,90} = 1,25$ for solid softwood timber
- $k_{c,90} = 1,5$ for glued laminated softwood timber

where h is the depth of the member and ℓ is contact length.

(4) For members on discrete supports, provided that $\ell_1 \geq 2h$, see Figure 6.2b, the value of $k_{c,90}$ should be taken as:

- $k_{c,90} = 1,5$ for solid softwood timber
- $k_{c,90} = 1,75$ for glued laminated softwood timber provided that $\ell \leq 400$ mm

where h is the depth of the member and l is contact length.

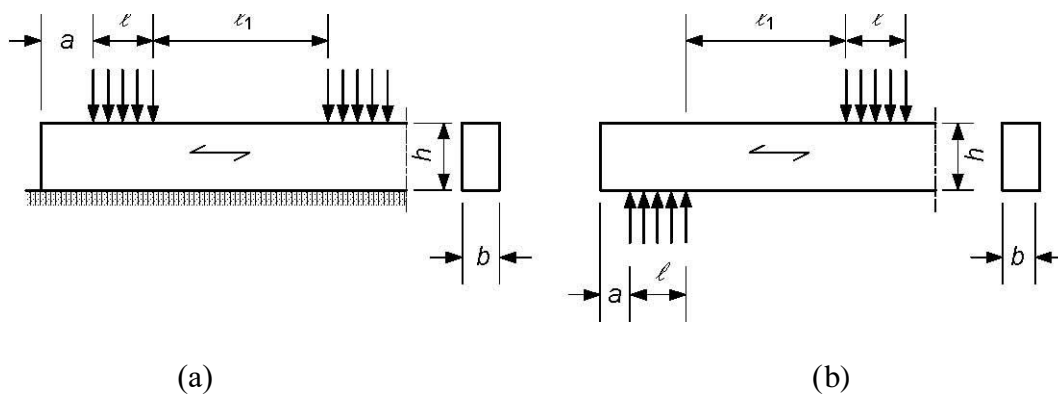


Figure 6.2 – Member on (a) continuous and (b) discrete supports

DRAFTING NOTE: Paragraphs (5) to (7), figures 6.3 and 6.4 and expressions (6.5) to (6.10) are void.

6.1.7 Shear

Delete paragraphs (1)P and (2) and replace with

(1)P For shear with a stress component parallel to the grain, see Figure 6.5(a), as well as for shear with both stress components perpendicular to the grain, see Figure 6.5(b), the following expression shall be satisfied

$$\tau_d \leq f_{v,d} \quad (6.13)$$

where:

τ_d is the design shear stress;

$f_{v,d}$ is the design shear strength for the actual condition.

NOTE: The shear strength for rolling shear is approximately equal to twice the tensile strength perpendicular to grain.

(2) For the verification of shear resistance of members in bending, the influence of cracks should be taken into account using an effective width of the member given as:

$$b_{ef} = k_{cr} b \quad (6.13a)$$

NOTE: The recommended value for k_{cr} is given as

$k_{cr} = 0,67$ for solid timber

$k_{cr} = 0,67$ for glued laminated timber

$k_{cr} = 1,0$ for other wood-based products in accordance with EN 13986 and EN 14374.

Information on the National choice may be found in the National annex.

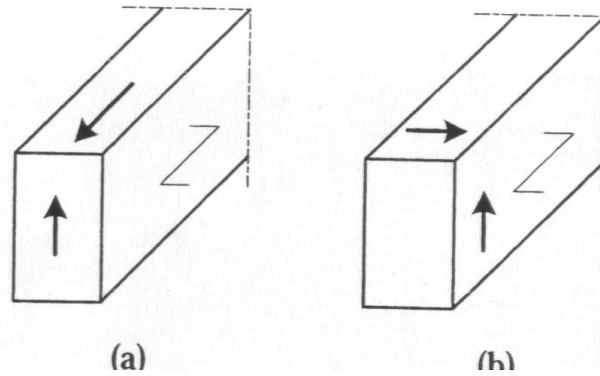


Figure 6.5 – (a) Member with a shear stress component parallel to the grain (b) Member with both stress components perpendicular to the grain (rolling shear)

(3) At supports, the contribution to the total shear force of a concentrated load F acting on the top side of the beam and within a distance h or h_{ef} from the edge of the support may be disregarded (see Figure 6.6). For beams with a notch at the support this reduction in the shear force applies only when the notch is on the opposite side to the support.

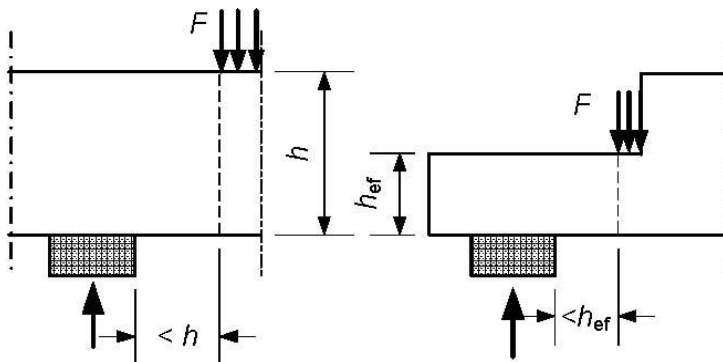


Figure 6.6 – Conditions at a support, for which the concentrated force F may be disregarded in the calculation of the shear force

6.3.3 Beams subjected to either bending or combined bending and compression

Paragraph (6), modify to read as follows:

(6) In the case where a combination of moment M_y about the strong axis y and compressive force N_c exists, the stresses should satisfy the following expression:

$$\left(\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} f_{m,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} \leq 1 \quad (6.35)$$

where:

$\sigma_{m,d}$ is the design bending stress;

$\sigma_{c,0,d}$ is the design compressive stress parallel to grain;

$f_{c,0,d}$ is the design compressive strength parallel to grain;

$k_{c,z}$ is given by expression (6.26).

6.4.3 Double tapered, curved and pitched cambered beams

Paragraph (7), delete

For combined tension perpendicular to grain and shear the following expression shall be satisfied:

and replace with the following:

For combined tension perpendicular to grain and shear the following expression should be satisfied:

8.1.3 Multiple shear plane connections

Paragraph (2), modify to read as follows:

To be able to combine the resistance from individual shear planes in a multiple shear plane connection, the governing failure mode of the fasteners in the respective shear planes should be compatible with each other and should not consist of a combination of failure modes (a), (b), (g) and (h) from Figure 8.2 or modes (c), (f) and (j/l) from Figure 8.3 with the other failure modes.

8.2.3 Steel-to-timber connections

Paragraph (3), expression (8.10), modify to read as follows:

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,k} t_1 d \left[\sqrt{2 + \frac{4M_{y,Rk}}{f_{h,k} d t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,k}} d + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right. \quad (8.10)$$

(c)

(d)

(e)

8.3.1 Laterally loaded nails

8.3.1.1 General

Delete paragraph (2) and replace with:

(2) Timber should be pre-drilled when:

- the characteristic density of the timber is greater than 500 kg/m³;
- the diameter d of the nail exceeds 6 mm.

8.3.2 Axially loaded nails

Paragraph (1)P, delete and replace with:

(1)P Nails used to resist permanent or long-term axial loading shall be threaded.

NOTE: The following definition of threaded nails is given in EN 14592: Nail that has its shank profiled or deformed over a part of its length of minimum 4,5 d (4,5 times the nominal diameter) and that has a characteristic withdrawal parameter $f_{ax,k}$ greater than or equal to 6 N/mm² when measured on timber with a characteristic density of 350 kg/m³ when conditioned to constant mass at 20 °C and 65 % relative humidity.

Paragraph (10), delete and replace with:

(10) For slant nailing the distance to the loaded end should be at least 10d (see Figure 8.8(b)). There should be at least two slant nails in a connection.

8.5.1.1 General and bolted timber-to-timber connections

Table 8.4, third column, fifth row, delete

$\max \left[(1 + 6 \sin \alpha) d; 4d \right]$
$4 d$
$\max \left[(1 + 6 \sin \alpha) d; 4d \right]$

and replace with:

$(1 + 6 \sin \alpha) d$
$4 d$
$(1 + 6 \sin \alpha) d$

8.4 Stapled connections

Paragraph (1), modify to read as follows:

The rules given in 8.3, except for 8.3.1.1(4) and (6) and 8.3.1.2(7), apply for round or nearly round or rectangular staples with bevelled or symmetrical pointed legs.

8.7.2 Axially loaded screws

Delete paragraphs (1) to (7) and replace with

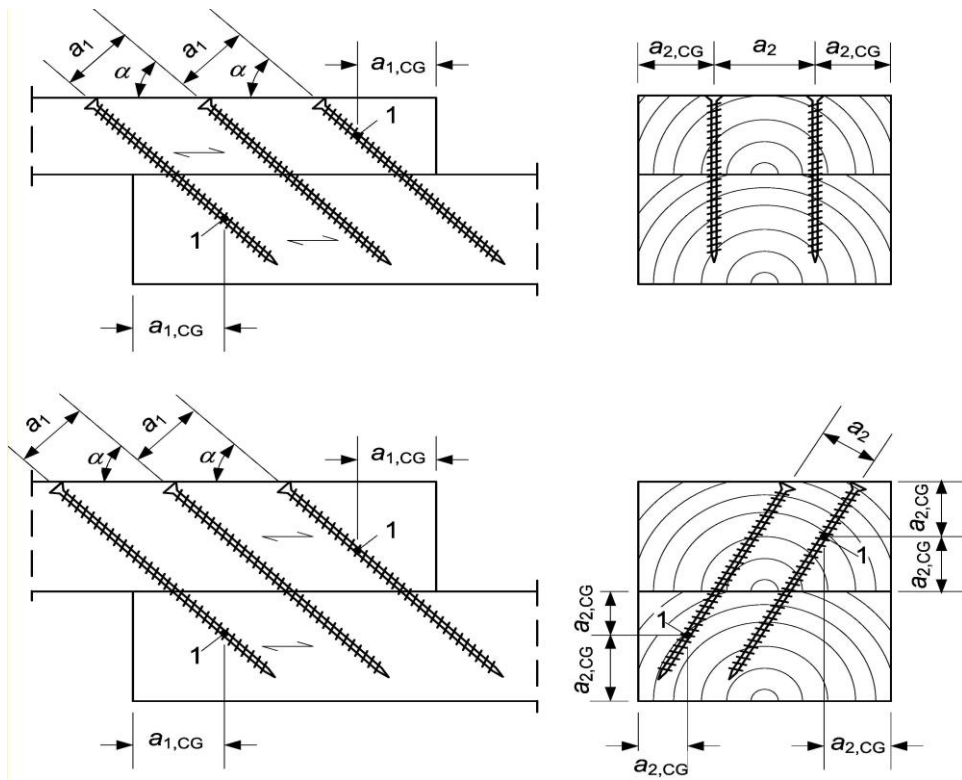
(1)P For the verification of resistance of axially loaded screws, the following failure modes shall be taken into account:

- the withdrawal failure of the threaded part of the screw;
- the tear-off failure of the screw head of screws used in combination with steel plates, the tear-off resistance of the screw head should be greater than the tensile strength of the screw;
- the pull-through failure of the screw head;
- the tensile failure of the screw;
- the buckling failure of the screw when loaded in compression;
- failure along the circumference of a group of screws used in conjunction with steel plates (block shear or plug shear);

(2) Minimum spacings and end and edge distances for axially loaded screws, see figure 8.11a, should be taken from Table 8.6, provided the timber thickness $t \geq 12d$.

Table 8.6 – Minimum spacings and end and edge distances for axially loaded screws

Minimum screw spacing in a plane parallel to the grain a_1	Minimum screw spacing perpendicular to a plane parallel to the grain a_2	Minimum end distance of the centre of gravity of the threaded part of the screw in the member $a_{1,CG}$	Minimum edge distance of the centre of gravity of the threaded part of the screw in the member $a_{2,CG}$
7d	5d	10d	4d



Key: 1 Centre of gravity of the threaded part of the screw in the member

Figure 8.11.a – Spacings and end and edge distances

(3) The minimum point side penetration length of the threaded part should be $6d$.

(4) For connections with screws in accordance with EN 14592 with

– $6 \text{ mm} \leq d \leq 12 \text{ mm}$

– $0,6 \leq d_1/d \leq 0,75$

where

d is the outer thread diameter

d_1 is the inner thread diameter

the characteristic withdrawal capacity should be taken as:

$$F_{ax,k,Rk} = \frac{n_{ef} f_{ax,k} d l_{ef} k_d}{1,2 \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha} \quad (8.38)$$

where:

$$f_{ax,k} = 0,52 d^{-0,5} l_{ef}^{-0,1} \rho_k^{0,8} \quad (8.39)$$

$$k_d = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{8} \\ 1 \end{array} \right. \quad (8.40)$$

$F_{ax,\alpha,Rk}$ is the characteristic withdrawal capacity of the connection at an angle α to the grain, in N;

$f_{ax,k}$ is the characteristic withdrawal strength perpendicular to the grain, in N/mm^2 ;

n_{ef} is the effective number of screws, see 8.7.2(8);

l_{ef} is the penetration length of the threaded part, in mm;

ρ_k is the characteristic density, in kg/m^3 ;

α is the angle between the screw axis and the grain direction, with $\alpha \geq 30^\circ$.

NOTE: Failure modes in the steel or in the timber around the screw are brittle, i.e. with small ultimate deformation and therefore have a limited possibility for stress redistribution.

(5) Where the requirements with respect to the outer and inner thread diameter given in (4) are not satisfied, the characteristic withdrawal capacity, $F_{ax,\alpha,Rk}$, should be taken as:

$$F_{ax,\alpha,Rk} = \frac{n_{ef} f_{ax,k} d l_{ef}}{1,2 \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha} \left(\frac{\rho_k}{\rho_a} \right)^{0,8} \quad (8.40a)$$

where

$f_{ax,k}$ is the characteristic withdrawal parameter perpendicular to the grain determined in accordance with EN 14592 for the associated density ρ_a ;

ρ_a is the associated density for $f_{ax,k}$, in kg/m^3
and the other symbols are explained in (4).

(6) The characteristic pull-through resistance of connections with axially loaded screws should be taken as:

$$F_{ax,\alpha,Rk} = n_{ef} f_{head,k} d_h^2 \left(\frac{\rho_k}{\rho_a} \right)^{0,8} \quad (8.40b)$$

where:

$F_{ax,\alpha,Rk}$ is the characteristic pull-through capacity of the connection at an angle α to the grain in N, with
 $\alpha \geq 30^\circ$;

$f_{\text{head},k}$ is the characteristic pull-through parameter of the screw determined in accordance with EN 14592 for the associated density ρ_a ;

d_h is the diameter of the screw head in mm and the other symbols are explained in (4).

(7) The characteristic tensile resistance of the connection (head tear-off or tensile capacity of shank), $F_{t,Rk}$, should be taken as:

$$F_{t,Rk} = n_{ef} f_{tens,k} \quad (8.40c)$$

where

$f_{tens,k}$ is the characteristic tensile capacity of the screw determined in accordance with EN 14592;

n_{ef} is the effective number of screws, see 8.7.2(8).

(8) For a connection with a group of screws loaded by a force component parallel to the shank, the effective number of screws is given by:

$$n_{ef} = n^{0,9} \quad (8.41)$$

where:

n_{ef} is the effective number of screws;

n is the number of screws acting together in a connection.

8.8.5.2 Plate capacity

Paragraph (2), modify expression (8.58) to read as follows:

$$f_{n,0,k} = \begin{cases} f_{t,0,k} & \text{for } F_{x,Ed} > 0 \\ f_{c,0,k} & \text{For } F_{x,Ed} \leq 0 \end{cases} \quad (8.58)$$

8.10 Toothed-plate connectors

Paragraph (2), modify expression (8.72) to read as follows:

$$F_{v,Rk} = \begin{cases} 18k_1k_2k_3d_c^{1,5} & \text{for tyhes C1 to C9} \\ 25k_1k_2k_3d_c^{1,5} & \text{for tyhes C10 to C11.} \end{cases} \quad (8.72)$$

Paragraph (4), delete

h_e is the tooth penetration depth, in mm.

and replace with the following:

h_e is the tooth penetration depth

9.2.4.2 Simplified analysis of wall diaphragms – Method A

Paragraph (3), delete

where $F_{1,v,Rd}$ is the design racking load-carrying capacity of the wall panel in accordance with 9.2.4.2(3) and 9.2.4.2(5)

and replace with the following:

where $F_{1,v,Rd}$ is the design racking load-carrying capacity of the wall panel in accordance with 9.2.4.2(4) and 9.2.4.2(5).

9.2.4.3.2 Design procedure

Paragraph (3), delete

s_0 is the basic fastener spacing, see (4) below;

k_d is the dimension factor for the panel, see (4) below;

and replace with:

s_0 is the basic fastener spacing, in m, see (4) below;

k_d is the dimension factor for the wall, see (4) below;

Paragraph (4), delete

$$- s_0 = \frac{9700d}{\rho_k} \quad (9.26)$$

where:

d is the fastener diameter, in mm;

ρ_k is the characteristic density of the timber frame;

and replace with:

$$- s_0 = \frac{9,7d}{\rho_k} \quad (9.26)$$

where:

s_0 is the basic fastener spacing, in m;

d is the fastener diameter, in mm;

ρ_k is the characteristic density of the timber frame, in kg/m^3 ;

10.4.5 Screws

(1) For pre-drilling screws in softwoods with a smooth shank diameter $d \leq 6$ mm, pre-drilling is not required. For all screws in hardwoods and for pre-drilling screws in softwoods with a diameter $d > 6$ mm, pre-drilling is required, with the following requirements:

- The lead hole for the shank should have the same diameter as the shank and the same depth as the length of the shank
- The lead hole for the threaded portion should have a diameter of approximately 70 % of the shank diameter.

(2) For timber densities greater than 500 kg/m^3 , the pre-drilling diameter should be determined by tests.

(3)P Where pre-drilling is applied to selfdrilling screws, the lead hole diameter shall not be greater than the inner thread diameter d_1 .

Annex A (Informative): Block shear and plug shear failure at multiple dowel-type steel-to-timber connections

Paragraph (1), modify expressions (A.3) and (A.7) to read as follows:

$$A_{net,v} = \begin{cases} L_{net,v} t_1 & \text{failure modes (c,f,j/l,k,m)} \\ \frac{L_{net,v}}{2} (L_{net,t} + 2t_{ef}) & \text{all other failure modes} \end{cases} \quad (\text{A.3})$$

$$t_{ef} = \begin{cases} 2 \sqrt{\frac{M_{y,Rk}}{f_{h,k} d}} & (\text{e})(\text{h}) \\ t_1 \left[\sqrt{2 + \frac{M_{y,Rk}}{f_{h,k} d t_1^2}} - 1 \right] & (\text{d})(\text{g}) \end{cases} \quad (\text{A.7})$$

C.3.1 Assumptions

Paragraph (2), modify fifth indent to read as follows:

– the joints, packs and gussets are designed in accordance with C.3.3;

C.3.2 Axial load-carrying capacity

Paragraph (1), modify to read as follows:

(1) For column deflection in the y-direction (see Figure C.1) the load-carrying capacity should be taken as the sum of the load-carrying capacities of the individual members.

Англомовний варіант

Єврокод 5: Проектування дерев'яних конструкцій – Частина 1-1: Загальні відомості – Загальні правила та правила для будинків

Ця поправка A1 вносить зміни до Європейського стандарту EN 1995-1-1:2004; вона була прийнята CEN (Європейським комітетом зі стандартизації) 10 квітня 2008 року.

Члени CEN зобов'язані дотримуватися Внутрішнього Регламенту CEN/CENELEC (Європейського комітету зі стандартизації / Гармонізованої системи оцінки якості електронних виробів), який визначає умови включення цієї поправки до відповідного національного стандарту без будь-яких змін. Оновлені списки і бібліографічні посилання на такі національні стандарти можна отримати, звернувшись із заявою до Адміністративного Центру CEN або до будь-якого члена CEN.

Ця поправка існує у трьох офіційних варіантах (англійською, французькою, німецькою мовами). Варіант будь-якою іншою мовою, перекладений під відповідальність члена CEN на його власну мову і зареєстрований в Адміністративному Центрі CEN, має такий самий статус, що й офіційні варіанти.

Членами CEN є національні органи стандартизації Австрії, Бельгії, Болгарії, Кіпру, Чеської Республіки, Данії, Естонії, Фінляндії, Франції, Німеччини, Греції, Угорщини, Ісландії, Ірландії, Італії, Латвії, Литви, Люксембургу, Мальти, Нідерландів, Норвегії, Польщі, Португалії, Румунії, Словаччини, Словенії, Іспанії, Швеції, Швейцарії та Об'єднаного Королівства.

Передмова

Цей документ (EN 1995-1-1:2004/A1:2008) був підготований Технічним комітетом CEN/TC 250 “Будівельні Європейські стандарти”, секретаріат якого знаходиться у BSI (Британський інститут стандартів).

Ця поправка до Європейського стандарту EN 1995-1-1:2004 повинна отримати статус національного стандарту шляхом або публікації ідентичного тексту, або підтвердження чинності цього тексту не пізніше грудня 2008 року, а національні стандарти, які йому суперечать, повинні бути вилучені не пізніше березня 2010 року.

Відповідно до Внутрішнього регламенту CEN/CENELEC, цей Європейський стандарт зобов’язані впровадити національні органи стандартизації таких країн, як Австрія, Бельгія, Болгарія, Кіпр, Чеська Республіка, Данія, Естонія, Фінляндія, Франція, Німеччина, Греція, Угорщина, Ісландія, Ірландія, Італія, Латвія, Литва, Люксембург, Мальта, Нідерланди, Норвегія, Польща, Португалія, Румунія, Словаччина, Словенія, Іспанія, Швеція, Швейцарія, Об’єднане Королівство.

Єврокод 5: Проектування дерев'яних конструкцій – Частина 1-1: Загальні правила і правила для споруд

Цей документ А1 змінює Європейський стандарт EN 1995-1-1:2004; він затверджений CEN 10 квітня 2008 р.

6.1.7(2) Зсув

Редакційна примітка: додати в перелік статей

1.2 Нормативні посилання

Видалити параграф (1) і ввести наступне:

(1) Цей Європейський стандарт містить датовані і недатовані посилання, та положення інших публікацій. Нормативні посилання зазначені в необхідних місцях тексту, а публікації перелічуються там же. Для застарілих документів, на які є посилання, з наступними поправками, або їх переглядом, любі ці публікації застосовуються для цього Європейського стандарту тільки в тому разі, якщо вони виправлені або переглянуті. Для не застарілих документів, на які є посилання, саме останнє видання публікації призначено для застосування (включаючи виправлення).

Стандарти ISO:

ISO 2081	Металеві покриття. Гальванізовані цинкові покриття чавуну та сталі
ISO 2631-2:1989	Оцінка впливу на людину вібрацій всього тіла. Частина 2: Постійні і викликані імпульсом вібрації в будівлях (від 1 до 80 Гц)

Європейські стандарти:

EN 300	Oriented Strand Board (OSB) – Визначення, класифікація і технічні умови
EN 301	Клеючі речовини, фенольні та амінопластичні для несучих дерев'яних конструкцій ; класифікація і технічні вимони до характеристик
EN 312	Деревно-стружкові плити – Технічні умови
EN 335-1	Довговічність дерев'яних виробів та виробів на основі деревини – Визначення класів за небезпекою біологічного ураження. Частина 1: Загальні положення
EN 335-2	Довговічність дерев'яних виробів та виробів на основі деревини – Визначення класів за небезпекою біологічного ураження. Частина 2: Застосування для цільної деревини
EN 335-3	Довговічність дерев'яних виробів та виробів на основі деревини – Визначення класів за небезпекою біологічного ураження. Частина 3: Застосування для плит на основі деревини
EN 350-2	Довговічність дерев'яних виробів та виробів на основі деревини – Природна довговічність цільної деревини. Частина 2: Довідник з природної довговічності і придатності до обробки порід деревини, що застосовуються у Європі
EN 351-1	Довговічність дерев'яних виробів та виробів на основі деревини – Цільна деревина оброблена антисептиками. Частина 1: Класифікація проникаючої здатності антисептиків та довговічності
EN 383	Дерев'яні конструкції. – Методи випробувань. Визначення величин міцності на висмикування і основи для з'єднань нагельного типу.

EN 385	Дерев'яні конструкції із з'єднаннями “в замок”. Вимоги до технічних характеристик і мінімальні вимоги до виготовлення.
EN 387	Клеєна багатошарова деревина – Технологічні вимоги до крупноштирьових з'єднань. Вимоги до технічних характеристик і мінімальні вимоги до виготовлення.
EN 409	Дерев'яні конструкції. – Методи випробувань. Визначення точки текучості для з'єднувальних елементів нагельного типу - Цвяхи
EN 460	Довговічність дерев'яних конструкцій і виробів на основі деревини – Природна довговічність цільної деревини – Довідник по вимогам стосовно довговічності деревини, залежно від класів за небезпекою ураження
EN 594	Дерев'яні конструкції – Методи випробувань. Міцність і жорсткість стінових панелей з дерев'яними рамами при складуванні
EN 622-2	Деревно волокнисті плити (ДВП)– Технічні умови. Частина 2: Вимоги до твердих ДВП
EN 622-3	Деревно волокнисті плити (ДВП)– Технічні умови. Частина 3: Вимоги до ДВП середньої твердості
EN 622-4	Деревно волокнисті плити (ДВП)– Технічні умови. Частина 4: Вимоги до м'яких ДВП
EN 622-5	Деревно волокнисті плити (ДВП)– Технічні умови. Частина 5: Вимоги до ДВП сухого виготовлення (MDF)
EN 636	Фанера – Технічні умови.
EN 912	Кріпильні деталі для деревини – Технічні умови на з'єднання для деревини
EN 1075	Дерев'яні конструкції – Методи випробувань. Випробування з'єднань виготовлених із застосуванням перфорованих металевих пластин
EN 1380	Дерев'яні конструкції – Методи випробувань – Несучі з'єднання на цвяхах
EN 1381	Дерев'яні конструкції – Методи випробувань – Несучі з'єднання на скобах
EN 1382	Дерев'яні конструкції – Методи випробувань – Несуча здатність елементів з'єднання деревини на зворотне витягування
EN 1383	Дерев'яні конструкції – Методи випробувань – Висмикування елементів з'єднання деревини шляхом випробування
EN 1990	Єврокод – Основи проектування споруд
EN 1991-1-1	Єврокод 1: Дії на споруди – Частина 1-2: Загальні дії – Питома вага, власна вага і прикладені навантаження
EN 1991-1-3	Єврокод 1: Дії на споруди – Частина 1-3: Загальні дії – Снігове навантаження
EN 1991-1-4	Єврокод 1: Дії на споруди – Частина 1-4: Загальні дії – Вітрове навантаження
EN 1991-1-5	Єврокод 1: Дії на споруди – Частина 1-5: Загальні дії – Температурні дії
EN 1991-1-6	Єврокод 1: Дії на споруди – Частина 1-6: Загальні дії – Дії при зведенні
EN 1991-1-7	Єврокод 1: Дії на споруди – Частина 1-7: Загальні дії – Аварійні дії від удару та вибуху
EN 10147	Гарячолужені оцинковані прокатні листові і стрічкові сталі: Технічні умови поставки
EN 13271	З'єднувальні елементи для деревини – Нормативна несуча здатність і модуль ковзання для з'єднувальних вузлів
EN 13986	Деревні плити для конструкцій – Властивості, оцінка відповідності та маркування
EN 14080	Дерев'яні конструкції – Клеєна деревина – Технічні вимоги

EN 14081-1	Дерев'яні конструкції – Сортування деревини прямокутного перерізу за міцністю – Частина 1: Загальні вимоги
EN 14250	Дерев'яні конструкції – Технологічні вимоги для ферм заводського виготовлення із застосуванням з'єднань з перфорованими металевими пластинами.
EN 14279	Фанеровані пиломатеріали (LVL)– Технологічні умови, визначення, класифікація і вимоги
EN 14358	Дерев'яні конструкції – З'єднувальні елементи і виробни на основі деревини – Обчислення нормативної 5-ти процентильної величини і критеріїв прийомки для зразка
EN 14374	Дерев'яні конструкції – Фанеровані пиломатеріали для конструкцій –Технічні вимоги
EN 14545	Дерев'яні конструкції – З'єднувальні елементи –Технічні вимоги
EN 14592	Дерев'яні конструкції – Елементи кріплення –Технічні вимоги
EN 26891	Дерев'яні конструкції. З'єднання із застосуванням механічних елементів кріплення. Основні положення для визначення характеристик міцності і деформативності
EN 28970	Дерев'яні конструкції. Випробування з'єднань із застосуванням механічних елементів кріплення; технічні вимоги до щільності деревини (ISO 8970:1989)

Примітка: оскільки EN 14545 та EN 14592 не діють як європейські стандарти – більше інформації може бути дано в національному додатку.

1.6 Символи, використані в EN 1995-1-1

Додати наступні символи в необхідних місцях:

Латинські прописні літери:

a_1, c_G	відстань до кінця від центру тяжіння різьбової частини гвинта в елементі
a_2, c_G	відстань до краю від центру тяжіння різьбової частини гвинта в елементі
d	діаметр; зовнішній діаметр гвинтів
d_h	діаметр головки гвинтів
d_l	внутрішній діаметр різьби
$f_{ax,k}$	характеристична міцність на висмикування цвяхів
k_{cr}	показник розтріскування для опору зсуву

Латинські великі літери

A_{ef} ефективна площа загальної поверхні контакту між перфорованою металевою площиною укріплювала та деревиною; ефективна площа контакту, перпендикулярна до волокна

$F_{t,Rk}$ характеристичний опір на розтягування з'єднання

Грецькі малі літери

ρ_a загальна щільність

2.1.3 Проектний термін експлуатації та довговічність

Параграф (1) замінити на:

Застосовуються статті 2.3 та 2.4 EN 1990:2002.

2.2.2 Крайній граничний стан

В параграфі (2) вилучити:

де K_{ser} є модулем ковзання, дивись 2.2.3(3)Р

і замінити на таке:

де K_{ser} є модулем ковзання, дивись 7.1(1).

2.2.3 Крайній стан експлуатаційної придатності

В параграфі (5) замінити рівняння (2.2) на таке:

$$u_{fm} = u_{fm,G} + u_{fm,Q_1} + \sum u_{fm,Q_i}$$

3.2 Цільна деревина

Вилучити параграф (1)Р та замінити на:

(1)Р Дерев'яні елементи мають відповідати EN 14081-1.

Примітка: класи міцності для деревини дано в EN 338.

3.1.3 Показники зміни міцності для класів служби та класів тривалого навантаження

Таблицю 3.1 замінити на:

Таблиця 3.1-Значення k_{mod}

Матеріал	Стандарт	Експлуатаційний клас	Класи за тривалістю навантаження				
			Постійна дія	Довготривала дія	Середньотривала	Короткотривала	Миттєва дія
Цільна деревина	EN 14081-1	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Дошато-клеєна деревина	EN 14080	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Фанеровані матеріали LVL	EN 14374, EN 14279	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Фанера	EN 636						
	Частина EN 636-1	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	Частина EN 636-2	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	Частина EN 636-3	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
OSB	EN 300						
	OSB/2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
	OSB/3, OSB/4	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
	OSB/3, OSB/4	2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Деревно-стружкова плита	EN 312						
	Частина P4, Частина P5	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
	Частина P5	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
	Частина P6, Частина P7	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
	Частина P7	2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Деревно-волокниста плита тверда	EN 622-2						
	НВ.LA, НВ.HLA 1 або 2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
	НВ.HLH 1 або 2	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
Деревно-волокниста плита Середньої твердості	EN 622-3						
	МВН.LA1 або 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
	МВН.HLS1 або 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
	МВН.HLS1 або 2	2	-	-	-	0,45	0,80
Деревно-волокниста плита MDF	EN 622-5						
	MDF.LA, MDF.HLS	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
	MDF.HLS	2	-	-	-	0,45	0,80

3.1.4 Показники зміни деформації для класів служби

Таблицю 3.2, замінити на

Таблиця 3.2 - Значення k_{def} для деревини і матеріалів на основі деревини

Матеріал	Стандарт	Експлуатаційний клас		
		1	2	3
Цільна деревина	EN 14081-1	0,60	0,80	2,00
Дощато-клеєна деревина	EN 14080	0,60	0,80	2,00
Фанеровані матеріали LVL	EN 14374, EN 14279	0,60	0,80	2,00
Фанера	EN 636			
	Частина EN 636-1	0,80	-	
	Частина EN 636-2	0,80	1,00	
	Частина EN 636-3	0,80	1,00	2,50
OSB	EN 300			
	OSB/2	2,25	-	-
	OSB/3, OSB/4	1,50	2,25	-
Деревно-стружкова плита	EN 312			
	Частина P4	2,25	-	-
	Частина P5	2,25	3,00	-
	Частина P6	1,50	-	-
	Частина P7	1,50	2,25	-
Деревно-волокниста плита тверда	EN 622-2			
	HB.LA	2,25	-	-
	HB.LA 2	2,25	3,00	-
	HB.HLA1, HB.HLA2			
Деревно-волокниста плита Середньої твердості	EN 622-3	3,00	-	-
	MBH.LA1, MBH.LA2	3,00	4,00	-
	MBH.HLS1, MBH.HLS2			
Деревно-волокниста плита MDF	EN 622-5			
	MDF.LA	2,25	-	-
	MDF.HLS	2,25	3,00	-

3.3 Клеєна ламінована деревина

Параграф (4)Р замінити на:

Великі шипові з'єднання, які відповідають вимогам EN 387, не можуть бути використані для продукції, внесеної в клас служби 3, якщо напрям волокна змінений в з'єднанні.

3.4 Ламінований шпонковий будівельний ліс (LVL)

Параграф (6)Р замінити на:

Великі шипові з'єднання, які відповідають вимогам EN 387, не можуть бути використані для продукції, внесеної в клас служби 3, якщо напрям волокна змінений в з'єднанні

6.1.5 Стискування перпендикулярне волокну

Вилучити параграфи з (1) по (7) і замінити на:

(1)Р має бути задовільний наступний вираз

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90,d} \quad (6.3)$$

де:

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}} \quad (6.4)$$

де:

$\sigma_{c,90,d}$ - проектне напруження на стискування в ефективній площі контакту перпендикулярній до волокна;

$F_{c,90,d}$ - проектне стискуєче навантаження перпендикулярне до волокна;

A_{ef} - ефективна площа контакту при стискуванні перпендикулярна до волокна;

$f_{c,90,d}$ - проектна міцність на стискування перпендикулярно до волокна;

$k_{c,90}$ - показник, який бере до уваги конфігурацію навантаження, можливість розслоювання та ступінь деформації при стискуванні.

Ефективна площа контакту при стискуванні перпендикулярна до волокна A_{ef} має визначатись беручи до уваги ефективну довжину контакту паралельну волокну, де реальна довжина контакту l з кожного боку збільшується на 30 мм. Але не більше ніж a , l або $l/2$, дивись рис. 6.2.

(2) Значення $k_{c,90}$ має браться рівним 1,0 якщо виконуються умови наступних параграфів. В цих випадках може браться більше вказане значення $k_{c,90}$ з обмеженням $k_{c,90} = 1,75$.

(3) Для елементів нерозривних опорах, при умові що $l_l \geq 2h$ дивись рисунок 6.2а, значення $k_{c,90}$ має браться таким:

- $k_{c,90} = 1,25$ для цільної м'якої деревини;

- $k_{c,90} = 1,5$ для клеєної ламінованої м'якої деревини,

де h – глибина елемента, а l – довжина контакту.

(4) Для елементів на дискретних опорах, при умові що $l_l \geq 2h$ дивись рисунок 6.2 б, $k_{c,90}$ має браться таким:

- $k_{c,90} = 1,5$ для цільної м'якої деревини;

- $k_{c,90} = 1,75$ для клеєної ламінованої м'якої деревини при умові $l \leq 400$ мм,

де h – глибина елемента, а l – довжина контакту.

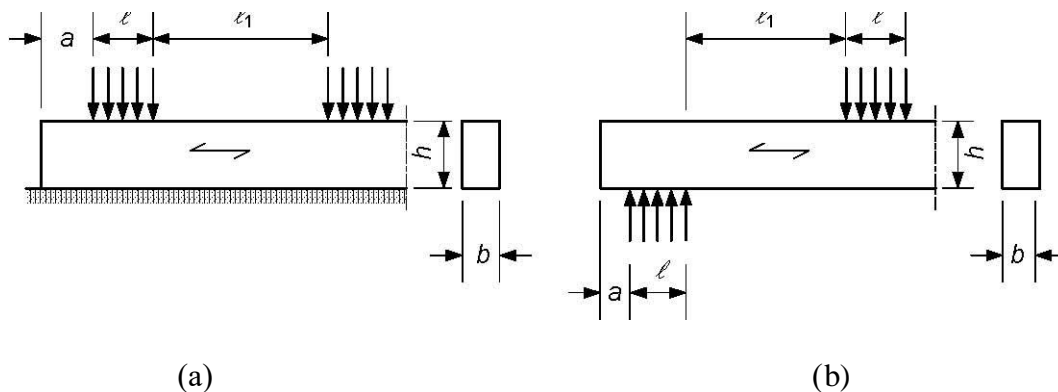


Рисунок 6.2 – Елемент на нерозривних (довгих) опорах (а) і на дискретних опорах (б)
Редакційна примітка: параграфи з (5) по (7), рисунки 6.3 і 6.4 та вирази з (6.5) по (6.10) не дійсні.

6.1.7 Зсув

Вилучити параграфи (1)Р та (2) і замінити на:

(1)Р Для зрізу зі складовою напруження паралельною волокну див. фіг. 6.5(а), а також для зрізу з обома складовими напруження перпендикулярними до волокна див. фіг. 6.5(б), має виконуватись наступний вираз:

$$\tau_d \leq f_{v,d} \quad (6.13)$$

де:

τ_d – проектне напруження зрізу;

$f_{v,d}$ – проектна міцність зрізу для реальних умов.

Примітка: міцність зрізу для зрізу вертіння приблизно дорівнює подвійній міцності на розтягування перпендикулярно волокну.

(2) Для перевірки опору зрізу елементів при згині, необхідно брати до уваги вплив розтріскування, використовуючи ефективну ширину елемента за формулою:

$$b_{ef} = k_{cr} b \quad (6.13a)$$

де b – ширина відповідної секції елемента.

Примітка: Рекомендоване значення для k_{cr} :

$k_{cr} = 0,67$ для цільної деревини

$k_{cr} = 0,67$ для клеєної ламінованої деревини

$k_{cr} = 1,0$ для іншої продукції на базі деревини згідно до EN 13986 та EN 14374.

Інформацію щодо Національного вибору можна знайти в Національному додатку.

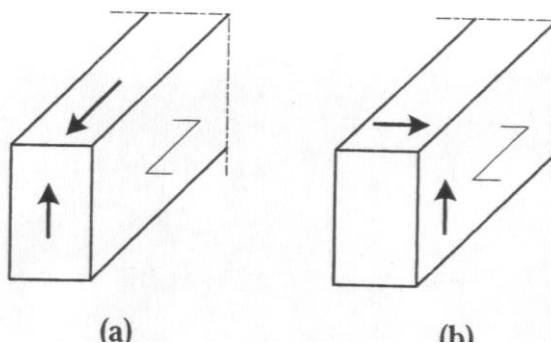


Рисунок 6.5-(а) - елемент зі складовою напруження на зріз паралельно до волокна, (б) - елемент з обома складовими напруження на зріз перпендикулярними до волокна

(3) При опорах, внесок в загальну силу зрізу концентрованого навантаження F , яке діє на верхньому кінці балки і на відстані h або h_{ef} від кромки опори, може бути ігнорований (див. рисунок 6.6). Для балок з пазом в опорі це зменшення в силі зрізу прийнятне тільки тоді, коли паз знаходиться на протилежному боці опори.

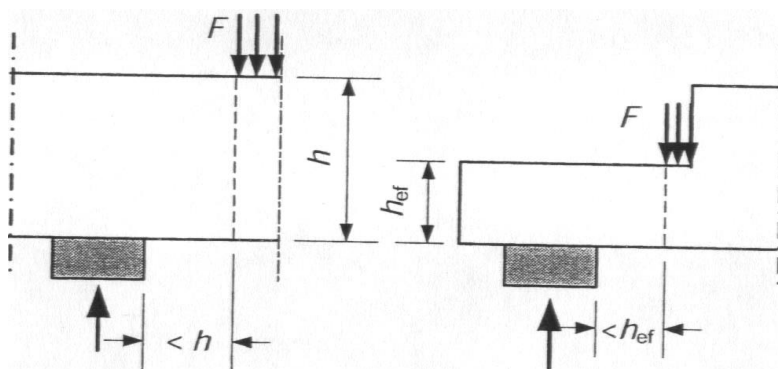


Рисунок 6.6: Умови в опорі, для яких концентрована сила F може ігноруватись при розрахунках на силу зрізу

6.3.3. Білки, що підпадають під дію згину або згину та стискуванню

Параграф (6) замінити на:

(6) В разі, коли має місце поєднання моменту M_y навколо сильної осі у та сили стискування N_c , - напруження мають задовольняти наступному виразу:

$$\left(\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} f_{m,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} \leq 1 \quad (6.35)$$

де:

$\sigma_{m,d}$ – проектне напруження згину;

$\sigma_{c,0,d}$ – проектне напруження стискування паралельно волокну

$f_{c,0,d}$ – проектна міцність стискування паралельно волокну

$k_{c,z}$ – дається виразом (6.26).

6.4.3 Подвійного змінного перетину, криві та вигнуті з уклоном балки

В параграфі (7) вилучити

При поєднанні розтягування перпендикулярно волокну та зрізу буде виконуватись: та замінити на таке:

При поєднанні розтягування перпендикулярно волокну та зрізу має виконуватись:

8.1.3 Складені зрізні плоскі з'єднання

Параграф (2) замінити і читати так:

Щоб бути здатним поєднувати опір від окремих площин зрізу в складеному зрізному плоскому з'єднанні, основний тип руйнування елементів кріплення у відповідних площинах зрізу має бути сумісним друг з другом і не має містити поєднання типів руйнування (a), (b), (g) та (h) з рисунок 8.2 або типів (c), (f) та (j/l) з рисунку 8.3 з іншими типами руйнування.

8.2.3 Сталево - дерев'яні з'єднання

В параграфі (3), вираз (8.10) замінити і читати так:

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,k} t_1 d \\ f_{h,k} t_1 d \left[\sqrt{2 + \frac{4M_{y,Rk}}{f_{h,k} d t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,k}} d + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right. \quad (8.10)$$

(c)

(d)

(e)

8.3.1 Цвяхи навантажені збоку

Вилучити параграф (2) і замінити на:

(2) Деревина повинна бути попередньо засвердлена, коли:

- характеристична щільність деревини більше 500 кг/м^3 ;
- діаметр d цвяха перевищує 6 мм.

8.3.2 Аксіально навантажені цвяхи

Параграф (1)Р вилучити і замінити на:

(1)Р Цвяхи, використані щоб протидіяти постійно або тривалий час дій аксіального навантаження, мають бути з нарізкою.

Примітка: Наступне визначення цвяхів з нарізкою дано в EN 14592: «Цвях, який має ніжку профільованою або деформованою на частині його довжини мінімум $4,5d$ ($4,5$ крати номінального діаметру) і який має характеристичний параметр висмикування $f_{ax,k}$ більше або рівним 6 Н/мм^2 , коли виміряний на деревині з характеристичною щільністю 350 кг/м^3 , витриманій при температурі 20° С і відносній вологості 65% ».

Параграф (10) вилучити і замінити на:

(10) Для нахилоного забивання цвяхів відстань до навантаженого кінця має бути як мінімум $10d$ (див. Рис.8.8.(b)). Тут має бути як мінімум два забивні цвяхи в з'єднанні.

8.5.1.1 Загальні та скріплені болтами з'єднання деревини до деревини

В таблиці 8.4 третю колонку, п'ятий рядок видалити.

$$\begin{array}{c} \max \left[(1 + 6 \sin \alpha) d; 4d \right] \\ 4d \\ \max \left[(1 + 6 \sin \alpha) d; 4d \right] \end{array}$$

та замінити на

$$\begin{array}{c} (1 + 6 \sin \alpha) d \\ 4d \\ (1 + 6 |\sin \alpha|) d \end{array}$$

8.4 Степлерні з'єднання

Параграф (1) замінити і читати так:

Правила, дані в 8.3, за винятком 8.3.1.1(4) та (6) і 8.3.1.2(7), прийнятні до круглих або приблизно круглих або прямокутних степлерів зі скошеними або симетричними гострими ніжками.

8.7.2 Аксіально навантажені гвинти

Вилучити параграфи з (1) по (7) і замінити на:

(1)Р Для перевірки опору аксіально навантажених гвинтів необхідно брати до уваги наступні типи руйнування:

- порушення різьбової частини гвинта;
- відрив головки гвинта, використаного в поєднанні зі сталевими плитами, опір відриву головки гвинта має бути більшим ніж сила розтягування гвинта;
- порушення ободка гвинта;
- розривне руйнування гвинта;
- згин гвинта при навантаженні при стискуванні;
- руйнування за обставинами для групи гвинтів, використаних при зєднанні зі сталевими пластинами (зріз блоку або ударний зріз).

(2) Мінімальний шаг і відстані кінця і кромки для аксіально навантажених гвинтів (див. фіг. 8.11а) мають браться з табл. 8.6 при умові, що товщина деревини $t \geq 12d$.

Таблиця 8.6 -Мінімальні кроки та відстані від граней для шурупів при осьовому навантаженні

Мінімальний крок гвинта в площині паралельній волокнам	Мінімальний крок гвинта перпендикулярно площині паралельній волокнам	Мінімальна відстань кінця центру тяжіння від різьбової частини гвинта	Мінімальна відстань від кромки до центру тяжіння різьбової частини
a_1	a_2	$a_{1,CG}$	$a_{2,CG}$
7d	5d	10d	4d

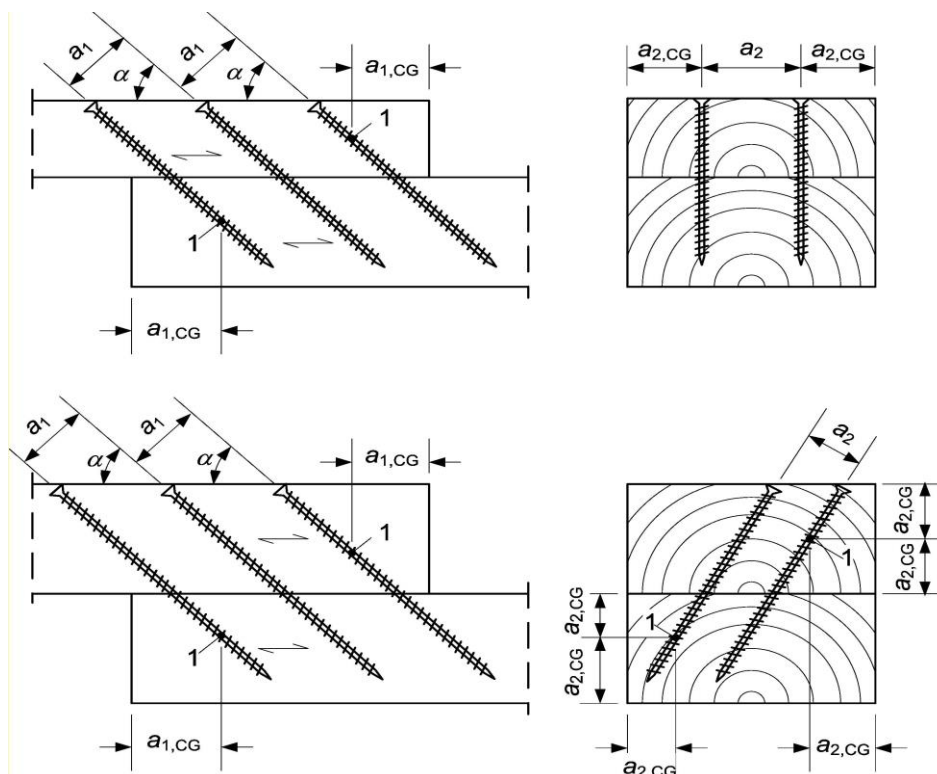


Рисунок 8.11.а. - шаг і відстані кінця і кромки: 1 – центр тяжіння різьбової частини гвинта в елементі

(3) Мінімальне довжина проникнення різьбової частини має бути $6d$.

(4) Для з'єднань з гвинтами згідно до EN 14592 при:

- $6 \text{ мм} \leq d \leq 12 \text{ мм}$

- $0,6 \leq d_1/d \leq 0,75$,

де:

d - зовнішній діаметр різьби;

d_1 – внутрішній діаметр різьби,

характеристична здатність висмикування має бути такою:

$$F_{ax,k,Rk} = \frac{n_{ef} f_{ax,k} d l_{ef} k_d}{1,2 \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha} \quad (8.38)$$

де:

$$f_{ax,k} = 0,52d^{-0,5}l_{ef}^{-0,1}\rho_k^{0,8} \quad (8.39)$$

$$k_d = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{8} \\ 1 \end{array} \right. \quad (8.40)$$

$F_{ax,\alpha,Rk}$ – характеристична здатність до висмикування при куті α до волокон в Н;
 $F_{ax,k}$ – характеристична сила висмикування перпендикулярно до волокна в Н/мм²;
 n_{ef} – ефективна кількість гвинтів, див. 8.7.2(8);
 l_{ef} – довжина проникнення різбової частини в мм;
 ρ – характеристична щільність в кг/м³;
 α – кут між віссю гвинта і напрямком волокна при $\alpha \geq 30^\circ$.

Примітка: типи руйнування в сталі або в деревині навколо гвинта є крихким, тобто з малою максимальною деформацією, і тому мають обмежену можливість щодо перерозподілу напруження.

(5) Коли вимоги щодо зовнішнього та внутрішнього діаметру, дані в (4), не виконуються, то характеристична здатність висмикування $F_{ax,k}$ має братись так:

$$F_{ax,\alpha,Rk} = \frac{n_{ef} f_{ax,k} dl_{ef}}{1,2 \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha} \left(\frac{\rho_k}{\rho_a} \right)^{0,8} \quad (8.40a)$$

де:

$f_{ax,k}$ – характеристичний параметр висмикування перпендикулярно волокну, що визначений згідно EN 14592 для пов'язаної з нею густини ρ_a ;

ρ_a – пов'язана густина для $f_{ax,k}$, в кг/м³

а інші символи пояснені в (4).

(6) Характеристичний опір з'єднанню при осьовому навантаженні гвинта приймається як:

$$F_{ax,\alpha,Rk} = n_{ef} f_{head,k} d_h^2 \left(\frac{\rho_k}{\rho_a} \right)^{0,8} \quad (8.40b)$$

де

$F_{ax,\alpha,Rk}$ – характеристична здатність зєднання при куті α до волокна в Н, при куті $\alpha \geq 30^\circ$;

$f_{head,k}$ – характеристичний параметр гвинта визначений у відповідності з EN 14592 для пов'язаної з ним густини ρ_a ;

d_h – діаметр головки гвинта в мм

а інші символи пояснені в (4).

(7) Характеристичний опір розтягуванню з'єднання (відрив головки або здатність до розтягування ніжки) $F_{t,Rk}$ має визначатись так:

$$F_{t,Rk} = n_{ef} f_{tens,k} \quad (8.40c)$$

де:

$f_{\text{tens},k}$ – характеристична здатність розтягування гвинта, визначений згідно EN 14592;

n_{ef} – ефективна кількість гвинтів, див 8.7.2(8).

(8) Для з'єднання групою гвинтів, навантажених складовою сили паралельною ніжці, ефективна кількість гвинтів знаходиться так:

$$n_{\text{ef}} = n^{0,9} \quad (8.41)$$

де:

n_{ef} - ефективна кількість гвинтів;

n - кількість гвинтів, які діють разом в з'єднанні.

8.8.5.2 Спроможність площини

В параграфі (2) змінити вираз (8.58) і читати так:

$$f_{n,0,k} = \begin{cases} f_{t,0,k} & \text{для } F_{x,Ed} > 0 \\ f_{c,0,k} & \text{для } F_{x,Ed} \leq 0 \end{cases} \quad (8.58)$$

8.10 Зубчасті плоскі з'єднання

В параграфі (2) змінити вираз (8.72) і читати так:

$$F_{v,Rk} = \begin{cases} 18k_1k_2k_3d_c^{1,5} & \text{для типів з C1 до C9} \\ 25k_1k_2k_3d_c^{1,5} & \text{для типів з C10 і C11.} \end{cases} \quad (8.72)$$

В параграфі (4) вилучити:

h_e – глибина проникнення щупу в мм

і замінити на:

h_e – глибина проникнення щупу.

9.2.4.2 Спрощений аналіз стінових діафрагм – метод А

В параграфі (3) вилучити:

де $F_{i,v,Rd}$ – проектна здатність витримувати навантаження тряски стінової панелі згідно 9.2.4.2(3) та 9.2.4.2(5)

і замінити на:

де $F_{i,v,Rd}$ – проектна здатність витримувати навантаження тряски стінової панелі згідно 9.2.4.2(4) та 9.2.4.2(5)

9.2.4.3.2 Проектна процедура

В параграфі (3) вилучити:

s_0 – базовий крок укріплювача, дивись (4) нижче;

k_d – показник розміру для панелі, дивись (4) нижче

і замінити на:

s_0 – базовий крок укріплювача в мм, дивись (4) нижче;

k_d – показник розміру для стіни, дивись (4) нижче;

в параграфі (4) вилучити:

$$- s_0 = \frac{9700d}{\rho_k} \quad (9.26)$$

де:

d – діаметр укріплювала в мм;

ρ_k – характеристична щільність дерев'яної рами;

і замінити на:

$$- s_0 = \frac{9,7d}{\rho_k} \quad (9.26)$$

де:

s_0 – базовий крок укріплювала в м;

d – діаметр укріплювала в мм;

ρ_k – характеристична щільність дерев'яної рами в кг/м³.

10.4.5 Гвинти

(1) Для гвинтів з попереднім засвердленням в м'якій деревині з діаметром ніжки $d \leq 6$ мм, попереднє за свердлення не потрібне. Для гвинтів в твердій деревині і для гвинтів з попереднім засвердленням в м'якій деревині з діаметром $d > 6$ мм необхідне попереднє засвердлення з наступними вимогами:

- направляючий отвір для ніжки має мати такий самий діаметр як діаметр ніжки і таку саму глибину як довжина ніжки;
- направляючий отвір для різьбової частини має мати діаметр приблизно 70% від діаметру ніжки.

(2) Для деревини зі щільністю більше 500 кг/м³ діаметр попереднього за свердлення має визначатись випробуванням.

(3)Р Коли попереднє засвердлення застосовується для самозакручуючихся гвинтів, направляючий діаметр отвору має бути не більше чим внутрішній діаметр різьби d_1 .

Додаток А (інформативний): Зріз блоку і зрізне руйнування дюбелю при масиві з'єднувачів деревини до сталі дюбельного типу

В параграфі (1) змінити вирази (А.3) і (А.7) і читати так:

$$A_{net,v} = \begin{cases} L_{net,v} t_1 & \text{типи руйнування (с,f,j/l,k,m)} \\ \frac{L_{net,v}}{2} (L_{net,t} + 2t_{ef}) & \text{для інших типів руйнування} \end{cases} \quad (A.3)$$

$$t_{ef} = \begin{cases} 2 \sqrt{\frac{M_{y,Rk}}{f_{h,k} d}} & (e)(h) \\ t_1 \left[\sqrt{2 + \frac{M_{y,Rk}}{f_{h,k} d t_1^2}} - 1 \right] & (d)(g) \end{cases} \quad (A.7)$$

С.3.1 Припущення

В параграфі (2) замінити п'ятий абзац і читати так:

- з'єднання, закладні елементи та кутові з'єднання проектуються згідно з С.3.3.

С.3.2 Осьова несуча спроможність

Параграф (1) змінити і читати так:

- (1) Для відхилення колон в напрямку у (дивись Рисунок С.1) несуча здатність має братись як сума спроможностей окремих елементів.

91.010.30; 91.080.20

Ключеві слова: дерев'яні конструкції, цільна деревина, клеєна деревина, клас міцності, Характеристичний опір, розрахунковий опір, модуль пружності, модуль зсуву, розрахунок перерізів, елементи кріплення, з'єднання, клеєні з'єднання, розрахунок з'єднань, довговічність, згинальна жорсткість, просторова жорсткість, ферми, колони.

Заступник директора
інституту з наукової роботи

Тарасюк В.Г.

Завідувач відділу,
науковий керівник

Крітов В.О.