



**НАЦІОНАЛЬНИЙ СТАНДАРТ УКРАЇНИ**

---

**ЄВРОКОД 2. ПРОЕКТУВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ  
КОНСТРУКЦІЙ**

**Частина 2. Залізобетонні мости. Правила проектування  
(EN 1992-2:2005, IDT)**

**ДСТУ-Н Б EN 1992-2**

## НАЦІОНАЛЬНИЙ ВСТУП

Цей стандарт є тотожний переклад EN1992-2:2005 Concrete bridges - Design and detailing rules (EN 1992-2:2005 Залізобетонні мости. Правила проектування), повна нава документу є: Eurocode 2 - Design of concrete structures - Concrete bridges - Design and detailing rules (Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 2. Залізобетонні мости. Правила проектування).

EN 1992-2:2005 підготовлено Технічним комітетом CEN/TC 250 “Будівельні Єврокоди”, секретаріатом якого керує BSI.

На території України як національний стандарт діє ліва колонка тексту ДСТУ-Н Б EN 1992-2:2012 (EN 1992-2:2005 IDT), викладена українською мовою.

Згідно з ДБН А.1.1-1-2009 «Система стандартизації та нормування в будівництві. Основні положення» цей стандарт відноситься до комплексів В.1.2 і В.2.3.

Стандарт містить вимоги, які відповідають чинному законодавству.

Організація, відповідальна за цей документ – Державний дорожній науково-дослідний інститут імені М.П.Шульгіна ДП «ДерждорНДІ» (м. Київ).

До стандарту внесено такі редакційні зміни:

- слова «цей міжнародний стандарт» замінено на «цей стандарт»;
- структурні елементи стандарту: «Обкладинка», «Передмова», «Національний вступ», «Визначення понять» - оформлено згідно з вимогами національної стандартизації України;
- з «Передмови до EN 1992-2:2005» взято те, що безпосередньо стосується цього стандарту;
- національний довідковий додаток наведено як настанову для користувачів.

<b>ЄВРОПЕЙСЬКИЙ СТАНДАРТ</b> <b>ЄВРОПЕЙСЬКИЙ СТАНДАРТ</b> <b>ЄВРОПЕЙСЬКИЙ СТАНДАРТ</b>	<b>EN 1992-2</b>  Жовтень 2005
--	--------------------------------------

ICS 93.040; 91.010.30; 91.080.40

На заміну ENV 1992-2:1996

Англійська версія

## Єврокод 2: Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 2: Залізобетонні мости. Правила проектування

Єврокод 2: Проектування залізобетонних  
конструкцій. Частина 2: Залізобетонні мости.  
Правила проектування

Єврокод 2: Проектування залізобетонних  
конструкцій. Частина 2: Залізобетонні мости.  
Правила проектування

Цей європейський стандарт був затверджений ЄКН (Європейський комітет з нормалізації) 25 квітня 2005.

Члени ЄКН мають виконувати міжнародні правила CEN/CENELEC, що передбачають умови надання цьому Європейському Стандарту статусу національного стандарту без будь-яких змін. Бібліографічні посилання, що стосуються таких національних стандартів можуть бути отримані через центр управління або будь-якого члена ЄКН.

Цей європейський стандарт має три офіційні версії (англійська, французька, німецька) Версія на будь-якій іншій мові має бути перекладена за відповідальністю члена ЄКН і визнана Центром управління як така, що має статус офіційної версії.

Членами ЄКН є національні органи зі стандартизації країн: Австрія, Бельгія, Чеська Республіка, Данія, Фінляндія, Франція, Німеччина, Греція, Ісландія, Ірландія, Італія, Люксембург, Мальта, Нідерланди, Норвегія, Португалія, Словенія, Іспанія, Швеція, Швейцарія та Велика Британія.



ЄВРОПЕЙСЬКИЙ КОМІТЕТ З НОРМАЛІЗАЦІЇ  
 ЄВРОПЕЙСЬКИЙ КОМІТЕТ З НОРМАЛІЗАЦІЇ  
 ЄВРОПЕЙСЬКИЙ КОМІТЕТ З НОРМАЛІЗАЦІЇ

Центр Управління: вул. Стассарт, 36 В-1050 Брюссель

## Зміст

	С
<b>Вступ</b>	<b>VIII</b>
Основи програми Єврокоди	1
Статус та сфера застосування Єврокодів	1
Національні стандарти, що імплементують Єврокоди	1
Зв'язки між Єврокодами та гармонізованими технічними специфікаціями (ENs and ETAs) для виробів	1
Додаткова інформація щодо EN 1992-2 і його зв'язки з EN 1992-1-1	1
Національний Додаток до EN 1992-2	3
<b>Розділ 1 Загальні положення</b>	<b>4</b>
1.1 Сфера застосування	4
1.1.2 Сфера застосування частини 2 Єврокоду 2	4
1.106 Символи	4
<b>Розділ 2 Основи проектування</b>	<b>11</b>
<b>Розділ 3 Матеріали</b>	<b>11</b>
3.1. Бетон	11
3.1.2 Міцність	11
3.1.6 Розрахункові значення міцності бетону на стискування і на розтягування	11
3.2 Арматурна сталь	12
3.2.4 Характеристика деформативності	12
<b>Розділ 4 Довговічність. Захисний шар</b>	<b>13</b>
4.2 Умови навколишнього середовища	13
4.3 Вимоги до довговічності	14
4.4 Методи перевірок відповідності	14
4.4.1 Захисний шар	14
4.4.1.2 Мінімальний захисний шар $c_{min}$	14
<b>Розділ 5 Розрахунок конструкцій</b>	<b>15</b>
5.1 Загальні положення	15
5.1.1 Загальні вимоги	15
5.1.3 Випадки і сполучення навантажень	16
5.2 Геометрична недосконалість	16
5.3 Ідеалізація конструкції	17
5.3.1 Розрахункові моделі для загального розрахунку	17
5.3.2 Геометричні характеристики	17
5.3.2.2 Розрахунковий прогін балок і плит	17
5.5 Лінійно-пружний розрахунок з обмеженим перерозподілом	17
5.6 Пластичний розрахунок	18
5.6.1 Загальні відомості	18
5.6.2 Пластичний розрахунок балок, рам і плит	18
5.6.3 Граничний кут повороту перерізу	19
5.7 Нелінійний розрахунок	19
5.8 Розрахунок ефектів другого порядку при осьовому навантаженні	21

5.8.3 Спрощені критерії ефектів другого порядку	21
5.8.3.3 Загальні ефекти другого порядку в спорудах	21
5.8.4 Повзучість	21
5.10 Попередньо напружені елементи і конструкції	21
5.10.1 Загальні відомості	21
5.10.8 Вплив попереднього напруження на граничний стан за несучою здатністю	21
<b>Розділ 6 Граничні стани за несучою здатністю (ULS)</b>	<b>22</b>
6.1 Згин з осьовим навантаженням або без нього	22
6.2 Поперечна сила	25
6.2.2 Елементи, що не потребують поперечного армування	25
6.2.3 Розрахунок поперечного армування елементів	27
6.2.4 Зсув між ребром і полицею таврових перерізів	32
6.2.5 Зсув по контактній поверхні бетонних елементів, виготовлених в різний час	33
6.2.106 Зсув по стику бетонних конструкцій, виготовлених в різний час	34
6.3 Кручення	34
6.3.2 Порядок розрахунку	34
6.7 Місцева дія навантаження	37
6.8 Втомленість	37
6.8.1 Умови перевірки	38
6.8.4 Порядок перевірки для ненапруженої і попередньо напруженої арматури	38
6.8.7 Перевірка бетону на стиск або поперечну силу	38
6.109 Мембранні елементи	40
<b>Розділ 7 Граничні стани за придатністю до експлуатації (SLS)</b>	<b>42</b>
7.2 Обмеження напружень	42
7.3 Контроль тріщин	42
7.3.1 Загальні положення	42
7.3.2 Мінімальні площі арматури	44
7.3.3 Контроль тріщиностійкості без прямого розрахунку	47
7.3.4 Розрахунок ширини розкриття тріщини	47
7.4 Контроль прогину	47
7.4.1 Загальні положення	47
7.4.2 Випадки, що не потребують розрахунку	47
<b>Розділ 8 Конструктивні вимоги до арматури і попередньо напружених арматурних елементів. Загальні положення</b>	<b>47</b>
8.9 Пучки арматурних стержнів	48
8.9.1 Загальні положення	48
8.10 Попередньо напружені арматурні елементи	48
8.10.3 Анкерування при натягненні на упори	48
8.10.4 Анкери і муфти для попередньо напружених арматурних елементів	49
<b>Розділ 9 Конструювання елементів конструкцій і спеціальні правила</b>	<b>51</b>
9.1 Загальні відомості	51
9.2 Балки	51

9.2.2 Поперечне армування	51
9.5 Колони	52
9.5.3 Поперечне армування	52
9.7 Балки-стілки	52
9.8 Фундаменти	53
9.8.1 Пальові ростверки	53
9.10 Системи в'язей	53
<b>Розділ 10 Додаткові правила для елементів і конструкцій із збірного залізобетону</b>	<b>53</b>
10.1 Загальні відомості	54
10.9 Спеціальні правила конструювання і розрахунку	54
10.9.7. Системи в'язей	54
<b>Розділ 11 Конструкції з легкого бетону</b>	<b>54</b>
11.9 Спеціальні правила конструювання і розрахунку	54
<b>Розділ 12 Бетонні і слабоармовані конструкції</b>	<b>55</b>
<b>Розділ 113 Проектування з урахуванням технології будівництва</b>	<b>55</b>
113.1 Загальні положення	55
113.2 Навантаження і впливи в процесі будівництва	56
113.3 Критерії перевірки	56
113.3.1 Граничні стани за несучою здатністю	56
113.3.2 Граничні стани за придатністю до експлуатації	57
<b>Додаток А</b> Часткові коефіцієнти безпеки для матеріалів	<b>58</b>
<b>Додаток В</b> Відносні деформації повзучості і усадки	<b>58</b>
<b>Додаток С</b> Властивості арматурної сталі, придатної для використання із цим Єврокодом	<b>67</b>
<b>Додаток D</b> Більш точний метод розрахунку втрат зусиль напруження через релаксацію	<b>67</b>
<b>Додаток Е</b> Індикативні класи міцності для забезпечення довговічності	<b>67</b>
<b>Додаток F</b> Рівняння для визначення напружень в арматурі при плоскому напруженому стані	<b>68</b>
<b>Додаток G</b> Взаємодія конструкцій з основою	<b>70</b>
<b>Додаток H</b> Загальні ефекти другого порядку в конструкціях	<b>70</b>
<b>Додаток I</b> Розрахунок плит перекриттів і діафрагм	<b>70</b>
<b>Додаток J</b> Окремі правила розрахунку і конструювання	<b>71</b>
<b>Додаток KK</b> Залежні від часу характеристики бетону	<b>75</b>
<b>Додаток LL</b> Елементи бетонної оболонки	<b>82</b>
<b>Додаток MM</b> Зсув і поперечний згин	<b>90</b>
<b>Додаток NN</b> Ушкоджувальні еквівалентні напруження для перевірки на втомну міцність	<b>93</b>
<b>Додаток OO</b> Характерні області складного напружено-деформованого стану мостів	<b>106</b>
<b>Додаток PP</b> Формат забезпечення надійності для нелінійного розрахунку	<b>114</b>
<b>Додаток QQ</b> Розрахунок за тріщиностійкістю стінок балок	<b>118</b>

## **Вступ**

Даний документ (EN 1992:2005) був підготовлений Технічним Комітетом CEN/TC 250 “Будівельні Єврокоди”, секретаріат якого підтримується BSI.

Даний Єврокод замінює ENV 1992-2.

CEN/TC250 є відповідальним за всі Будівельні Єврокоди.

У відповідності з внутрішніми постановами CEN/CENELEC національні органи зі стандартизації таких країн зобов’язані здійснити імплементацію цього Європейського стандарту: Австрія, Бельгія, Велика Британія, Германія, Греція, Данія, Ісландія, Іспанія, Ірландія, Італія, Люксембург, Мальта, Нідерланди, Норвегія, Португалія, Фінляндія, Франція, Чеська Республіка, Швеція та Швейцарія.

## **Foreword**

This document (EN1992:2005) has been prepared by Technical Committee CEN/TC 250 “Structural Eurocodes”, the secretariat of which is held by BSI.

This Eurocode supersedes ENV 1992-2.

CEN/TC 250 is responsible for all Structural Eurocodes.

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





# НАЦІОНАЛЬНИЙ СТАНДАРТ УКРАЇНИ

---

## Настанова

**Проектування залізобетонних конструкцій. Залізобетонні мости. Правила проектування**

## Руководство

**Проектирование железобетонных конструкций. Железобетонные мосты. Правила проектирования**

## EN 1992-2

**Eurocode 2- Design of concrete structures - Concrete bridges - Design and detailing rules**

---

Чинний від \_\_\_\_\_

### Основи програми Єврокоди

Див. EN 1992-1-1.

### Background of the Eurocode programme

See EN 1992-1-1.

### Статус та сфера застосування Єврокодів

Див. EN 1992-1-1.

### Status and field of application of Eurocodes

See EN 1992-1-1.

### Національні стандарти, що імплементують Єврокоди

Див. EN 1992-1-1.

### National Standards implementing Eurocodes

See EN 1992-1-1.

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

Див. EN 1992-1-1.

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

Див. EN 1992-1-1.

### Додаткова інформація щодо EN 1992-2 і його зв'язки з EN 1992-1-1

EN 1992-2 встановлює принципи і вимоги стосовно безпеки, експлуатаційної придатності і надійності залізобетонних конструкцій, а також спеціальні положення стосовно мостів. Стандарт ґрунтується на концепції граничних станів, застосовуваний в

### Additional information specific to EN 1992-2 and link to EN 1992-1-1

EN 1992-2 describes the principles and requirements for safety, serviceability and durability of concrete structures, together with specific provisions for bridges. It is based on the limit state concept used in conjunction with a partial factor method.

поєднанні з методом часткових коефіцієнтів безпеки.

В EN 1992-2 наводяться принципи і правила проектування мостів на додаток до принципів і правил, приведених в EN 1992-1-1. Всі пункти EN 1992-1-1, що відносяться до відповідних випадків, застосовні до проектування мостів за винятком пунктів, виключених або змінених відповідно до EN 1992-2. Крім того, певні відомості додано в EN 1992-2 у вигляді нових пунктів або у вигляді змін деяких пунктів EN 1992-1-1, що не є спеціальними положеннями з проектування мостів і що стосуються виключно EN 1992-1-1. Такі доповнення і зміни розглядаються як точна інтерпретація EN 1992-1-1, і проекти, відповідні вимогам EN 1992-2, розглядаються як відповідні принципам, поданим в EN 1992-1-1.

Пункти EN 1992-2 при внесенні зміни в пункти EN 1992-1-1 нумеруються шляхом додавання числа 100 до відповідного номера пункту в EN 1992-1-1.

Якщо в EN 1992-2 вносяться додаткові пункти або підпункти, то вони нумеруються додаванням числа 101 до останнього відповідного номера пункту або підпункту в EN 1992-1-1.

При проектуванні нових конструкцій повинен безпосередньо застосовуватися EN 1992-2 в поєднанні з іншими частинами EN 1992, а також з Єврокодами EN 1990, EN 1991, EN 1997, EN 1998.

EN 1992-2 є також довідковим документом для інших технічних комітетів CEN із питань, пов'язаних з будівельними конструкціями.

EN 1992-2 призначений для використання наступними особами і організаціями:

- організаціями, що розробляють інші стандарти в області проектування будівельних конструкцій і пов'язаних з ними виробів, а також в області випробувань і виконання будівельних робіт;
- замовниками (наприклад, для формулювання конкретних вимог відносно рівнів надійності і довговічності);
- проектувальниками і конструкторами;
- відповідними органами управління.

Наведені в цьому стандарті числові значення часткових коефіцієнтів безпеки і інших параметрів надійності рекомендується використовувати як базові величини, що забезпечують прийнятний рівень надійності.

EN 1992-2 gives Principles and Application Rules for the design of bridges in addition to those stated in EN 1992-1-1. All relevant clauses of EN 1992-1-1 are applicable to the design of bridges unless specifically deleted or varied by EN 1992-2. It has been appropriate to introduce in EN 1992-2 some material, in the form of new clauses or amplifications of clauses in EN 1992-1-1, which is not bridge specific and which strictly belongs to EN 1992-1-1. These new clauses and amplifications are deemed valid interpretations of EN 1992-1-1 and designs complying with the requirements of EN 1992-2 are deemed to comply with the Principles of EN 1992-1-1.

Clauses in EN 1992-2 that modify those in EN 1992-1-1 are numbered by adding '100' to the corresponding clause number in EN 1992-1-1.

When additional clauses or sub-clauses are introduced in EN 1992-2, these are numbered by adding '101' to the last relevant clause or sub-clause in EN 1992-1-1.

For the design of new structures, EN 1992-2 is intended to be used, for direct application, together with other parts of EN 1992, Eurocodes EN 1990, 1991, 1997 and 1998.

EN 1992-2 also serves as a reference document for other CEN/TCs concerning structural matters.

EN 1992-2 is intended for use by:

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

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

При виборі цих величин вважалося, що буде забезпечено належний рівень виконання робіт і управління якістю. Якщо EN 1992-2 використовується як базовий документ іншими технічними комітетами CEN, то ці комітети повинні використовувати величини, наведені в цьому стандарті.

### Національний Додаток до EN 1992-2

В європейському стандарті деякі значення супроводжуються примітками, що вказують на те, що ці значення можуть встановлюватися за вибором конкретної країни. Тому національні стандарти, реалізуючи EN 1992-2, повинні містити національний додаток (National Annex), що містить всі встановлювані на рівні країни параметри, які повинні застосовуватися при проектуванні мостів, призначених для будівництва у відповідній країні.

Вибір на рівні країни припускається в таких елементах EN 1992-2:

3.1.2 (102)P	5.3.2.2 (104)	6.8.1 (102)	9.1 (103)
3.1.6 (101)P	5.5 (104)	6.8.7 (101)	9.2.2 (101)
3.1.6 (102)P	5.7 (105)	7.2 (102)	9.5.3 (101)
3.2.4 (101)P	6.1 (109)	7.3.1 (105)	9.7 (102)
4.2 (105)	6.1 (110)	7.3.3 (101)	9.8.1 (103)
4.2 (106)	6.2.2 (101)	7.3.4 (101)	11.9 (101)
4.4.1.2 (109)	6.2.3 (103)	8.9.1 (101)	113.2 (102)
5.1.3 (101)P	6.2.3 (107)	8.10.4 (105)	113.3.2 (103).
5.2 (105)	6.2.3 (109)	8.10.4 (107)	

Якщо в цьому стандарті є посилання на національні джерела, то термін має бути визначено в Національному додатку відповідної країни.

quality management applies. When EN 1992-2 is used as a base document by other CEN/TCs the same values need to be taken.

### National Annex for EN 1992-2

This standard gives values with notes indicating where national choices may have to be made. Therefore the National Standard implementing EN 1992-2 should have a National Annex containing all Nationally Determined Parameters to be used for the design of bridges to be constructed in the relevant country.

National choice is allowed in EN 1992-2 through the following clauses:

3.1.2 (102)P	5.3.2.2 (104)	6.8.1 (102)	9.1 (103)
3.1.6 (101)P	5.5 (104)	6.8.7 (101)	9.2.2 (101)
3.1.6 (102)P	5.7 (105)	7.2 (102)	9.5.3 (101)
3.2.4 (101)P	6.1 (109)	7.3.1 (105)	9.7 (102)
4.2 (105)	6.1 (110)	7.3.3 (101)	9.8.1 (103)
4.2 (106)	6.2.2 (101)	7.3.4 (101)	11.9 (101)
4.4.1.2 (109)	6.2.3 (103)	8.9.1 (101)	113.2 (102)
5.1.3 (101)P	6.2.3 (107)	8.10.4 (105)	113.3.2 (103).
5.2 (105)	6.2.3 (109)	8.10.4 (107)	

Where references to National Authorities is made in this standard, the term should be defined in a Country's National Annex.

## Розділ 1 Загальні положення

Застосовуються такі елементи EN 1992-1-1:

1.1.1 (1)P	1.1.2 (3)P	1.2.2	1.5.2.1
1.1.1 (2)P	1.1.2 (4)P	1.3 (1)P	1.5.2.2
1.1.1 (3)P	1.2 (1)P	1.4 (1)P	1.5.2.3
1.1.1 (4)P	1.2.1	1.5.1 (1)P	1.5.2.4.

### 1.1 Сфера застосування

#### 1.1.2 Область застосування частини 2 Єврокоду 2

(101)P Частина 2 Єврокоду 2 встановлює основні засади в області проектування мостів і конструкцій з бетону, залізобетону і попередньо напруженого бетону з важкими і легкими заповнювачами.

(102)P В частині 2 розглядаються такі питання:

Розділ 1 Загальні положення

Розділ 2 Основи проектування

Розділ 3 Матеріали

Розділ 4 Довговічність. Захисний шар

Розділ 5 Розрахунок конструкцій

Розділ 6 Граничні стани за несучою здатністю (ULS)

Розділ 7 Граничні стани за придатністю до експлуатації (SLS)

Розділ 8 Конструктивні вимоги до арматури і попередньо напружених арматурних елементів. Загальні положення

Розділ 9 Конструювання елементів конструкцій і спеціальні правила

Розділ 10 Додаткові правила для елементів і конструкцій із збірного залізобетону

Розділ 11 Конструкції з легкого бетону

Розділ 12 Бетонні і слабоармовані конструкції

Розділ 13 Проектування з урахуванням технології будівництва.

#### 1.106 Символи

В цьому стандарті застосовуються такі умовні позначення.

ПРИМІТКА: Систему використовуваних умовних позначень створено на ISO

## Section 1 General

The following clauses of EN 1992-1-1 apply.

1.1.1 (1)P	1.1.2 (3)P	1.2.2	1.5.2.1
1.1.1 (2)P	1.1.2 (4)P	1.3 (1)P	1.5.2.2
1.1.1 (3)P	1.2 (1)P	1.4 (1)P	1.5.2.3
1.1.1 (4)P	1.2.1	1.5.1 (1)P	1.5.2.4.

### 1.1 Scope

#### 1.1.2 Scope of Part 2 of Eurocode 2

(101)P Part 2 of Eurocode 2 gives a basis for the design of bridges and parts of bridges in plain, reinforced and prestressed concrete made with normal and light weight aggregates.

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

Section 1 General

Section 2 Basis of design

Section 3 Materials

Section 4 Durability and cover to reinforcement

Section 5 Structural analysis

Section 6 Ultimate limit states

Section 7 Serviceability limit states

Section 8 Detailing of reinforcement and prestressing tendons. General

Section 9 Detailing of members and particular rules

Section 10 Additional rules for precast concrete elements and structures

Section 11 Lightweight aggregate concrete structures

Section 12 Plain and lightly reinforced concrete structures

Section 13 Design for the execution stages

#### 1.106 Symbols

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

NOTE The notation used is based on ISO 3898:1987. Symbols with unique meanings have

3898:1987. Наскільки це можливо, використовуються символи, що мають єдине значення. Проте в деяких випадках символ може мати декілька значень залежно від контексту.

been used as far as possible. However, in some instances a symbol may have more than one meaning depending on the context.

*Прописні літери латинського алфавіту*

$A$	Випадковий вплив
$A$	Площа поперечного перерізу
$A_c$	Площа поперечного перерізу бетону
$A_{ct}$	Площа бетону в зоні розтягування
$A_p$	Площа перерізу одного або декількох попередньо напружених стержнів
$A_s$	Площа перерізу ненапруженої арматури
$A_{s,min}$	Мінімальна площа перерізу ненапруженої арматури
$A_{sw}$	Площа перерізу поперечної арматури
$D$	Діаметр оправки
$D_{Ed}$	Коефіцієнт втомного ушкодження
$E$	Результат впливу
$E_{ci} \cdot E_{c(28)}$	Модуль пружності важкого бетону при напруженні $\sigma_c = 0$ на 28 день
$E_{c,eff}$	Ефективний модуль пружності бетону
$E_{cd}$	Розрахункове значення модуля пружності бетону
$E_{cm}$	Січний модуль пружності бетону
$E_c(t)$	Модуль пружності важкого бетону при напруженні $\sigma_c = 0$ на момент часу $t$
$E_p$	Розрахункове значення модуля пружності попередньо напруженої арматури
$E_s$	Розрахункове значення модуля пружності ненапруженої арматури
$EI$	Жорсткість при згині
$EQU$	Статична рівновага
$F$	Сила, вплив
$F_d$	Розрахункове значення впливу
$F_k$	Характеристичне (нормативне) значення впливу
$G_k$	Характеристичне (нормативне) значення постійного впливу
$I$	Момент інерції бетонного перерізу
$J$	Функція повзучості
$K_c$	Коефіцієнт тріщиностійкості і повзучості
$K_s$	Коефіцієнт армування

*Latin upper case letters*

$A$	Accidental action
$A$	Cross sectional area
$A_c$	Cross sectional area of concrete
$A_{ct}$	Area of concrete in tensile zone
$A_p$	Area of a prestressing tendon or tendons
$A_s$	Cross sectional area of reinforcement
$A_{s,min}$	minimum cross sectional area of reinforcement
$A_{sw}$	Cross sectional area of shear reinforcement
$D$	Diameter of mandrel
$D_{Ed}$	Fatigue damage factor
$E$	Effect of action
$E_{ci} \cdot E_{c(28)}$	Tangent modulus of elasticity of normal weight concrete at a stress of $\sigma_c = 0$ and at 28 days
$E_{c,eff}$	Effective modulus of elasticity of concrete
$E_{cd}$	Design value of modulus of elasticity of concrete
$E_{cm}$	Secant modulus of elasticity of concrete
$E_c(t)$	Tangent modulus of elasticity of normal weight concrete at a stress of $\sigma_c = 0$ and at time $t$
$E_p$	Design value of modulus of elasticity of prestressing steel
$E_s$	Design value of modulus of elasticity of reinforcing steel
$EI$	Bending stiffness
$EQU$	Static equilibrium
$F$	Action
$F_d$	Design value of an action
$F_k$	Characteristic value of an action
$G_k$	Characteristic permanent action
$I$	Second moment of area of concrete section
$J$	Creep function
$K_c$	Factor for cracking and creep effects
$K_s$	Factor for reinforcement contribution

$L$  Довжина  
 $M$  Згинальний момент  
 $M_{Ed}$  Розрахункове значення внутрішнього згинального моменту  
 $M_{rep}$  Момент тріщиноутворення  
 $N$  Поздовжня сила або кількість циклічних навантажень при втомленості  
 $N_{Ed}$  Розрахункове значення поздовжньої сили (розтяг або стиск)  
 $P$  Зусилля попереднього напруження  
 $P_0$  Початкове зусилля попереднього напруження на кінці арматурного елемента безпосередньо після напруження  
 $Q_k$  Характеристичне (нормативне) значення змінного впливу  
 $Q_{fat}$  Характеристичне (нормативне) значення змінного впливу при розрахунку на витривалість  
 $R$  Опір або функція релаксації  
 $S$  Внутрішні зусилля і моменти  
 $S$  Статичний момент  
 $SLS$  Граничний стан за придатністю до нормальної експлуатації  
 $T$  Крутний момент;  
 $T_{Ed}$  Розрахунковий крутний момент  
  
 $ULS$  Граничний стан за несучою здатністю  
 $V$  Поперечна сила  
 $V_{Ed}$  Розрахункове значення поперечної сили  
 $Vol$  Інтенсивність руху  
 $X$  Рекомендована границя відсотка армування попередньо напружених арматурних елементів в перерізі

*Рядкові літери латинського алфавіту*

$a$  Відстань  
 $a$  Геометричні дані  
 $\Delta a$  Відхилення геометричних параметрів  
 $b$  Загальна ширина поперечного перерізу або ширина полиці таврової або L-подібної балки;  
 $b_w$  Ширина ребра таврової, двотаврової або L-подібної балки  
 $c_{min}$  Мінімальний захисний шар  
 $d$  Діаметр, висота перерізу  
 $d$  Ефективна висота поперечного перерізу  
 $d_g$  Максимальний розмір крупного

$L$  Length  
 $M$  Bending moment  
 $M_{Ed}$  Design value of the applied internal bending moment  
 $M_{rep}$  Cracking bending moment  
 $N$  Axial force or number of cyclic loads in fatigue  
 $N_{Ed}$  Design value of the applied axial force (tension or compression)  
 $P$  Prestressing force  
 $P_0$  Initial force at the active end of the tendon immediately after stressing  
  
 $Q_k$  Characteristic variable action  
 $Q_{fat}$  Characteristic fatigue load  
  
 $R$  Resistance or relaxation function  
 $S$  Internal forces and moments  
 $S$  First moment of area  
 $SLS$  Serviceability limit state  
  
 $T$  Torsional moment  
 $T_{Ed}$  Design value of the applied torsional moment  
  
 $ULS$  Ultimate limit state  
 $V$  Shear force  
 $V_{Ed}$  Design value of the applied shear force  
  
 $Vol$  Volume of traffic  
 $X$  Advisory limit on percentage of coupled tendons at a section

*Latin lower case letters*

$a$  Distance  
 $a$  Geometrical data  
 $\Delta a$  Deviation for geometrical data  
 $b$  Overall width of a cross-section, or actual flange width in a T or L beam  
  
 $b_w$  Width of the web on T, I or L beams  
  
 $c_{min}$  Minimum cover  
 $d$  Diameter; Depth  
 $d$  Effective depth of a cross-section  
  
 $d_g$  Largest nominal maximum aggregate size

заповнювача

$e$  Ексцентриситет  
 $f$  Частота  
 $f_c$  Границя міцності бетону при осьовому стисненні  
 $f_{cd}$  Розрахункове значення границі міцності бетону при осьовому стисненні  
 $f_{ck}$  Характеристична (нормативна) циліндрова міцність бетону на стиск у віці 28 діб  
 $f_{cm}$  Середнє значення міцності бетонного циліндра на стиск  
 $f_{ctb}$  Розрахункове значення границі міцності бетону при осьовому розтягуванні  
 $f_{ctk}$  Характеристична (нормативна) границя міцності бетону при осьовому розтягуванні  
 $f_{ctm}$  Середнє значення міцності бетону на осьове розтягування  
 $f_{ctx}$  Границя міцності бетону при розтягуванні при розрахунку моменту тріщиноутворення  
 $f_p$  Границя міцності попередньо напруженої арматури при розтягуванні  
 $f_{pk}$  Характеристична (нормативна) границя міцності попередньо напруженої арматури при розтягуванні  
 $f_{p0,1} \cdot 0,1\%$  Умовна границя текучості попередньо напруженої арматури;  
 $f_{p0,1k}$  Характеристична (нормативна) 0,1 % умовна границя текучості попередньо напруженої арматури  
 $f_{0,2k}$  Характеристична (нормативна) 0,2 % умовна границя текучості арматури  
 $f_t$  Границя міцності арматури на розтягування  
 $f_{tk}$  Характеристична (нормативна) границя міцності арматури на розтягування  
 $f_y$  Границя текучості арматури  
 $f_{yd}$  Розрахункова границя текучості арматури  
 $f_{yk}$  Характеристична (нормативна) границя текучості арматури  
 $f_{ywd}$  Розрахункова границя текучості поперечної арматури  
 $h$  Висота

$e$  Eccentricity  
 $f$  Frequency  
 $f_c$  Compressive strength of concrete  
 $f_{cd}$  Design value of concrete compressive strength  
 $f_{ck}$  Characteristic compressive cylinder strength of concrete at 28 days  
 $f_{cm}$  Mean value of concrete cylinder compressive strength  
 $f_{ctb}$  Tensile strength prior to cracking in biaxial state of stress  
 $f_{ctk}$  Characteristic axial tensile strength of concrete  
 $f_{ctm}$  Mean value of axial tensile strength of concrete  
 $f_{ctx}$  Appropriate tensile strength for evaluation of cracking bending moment  
 $f_p$  Tensile strength of prestressing steel  
 $f_{pk}$  Characteristic tensile strength of prestressing steel  
 $f_{p0,1} \cdot 0,1\%$  proof-stress of prestressing steel  
 $f_{p0,1k}$  Characteristic 0,1 % proof-stress of prestressing steel  
 $f_{0,2k}$  Characteristic 0,2 % proof-stress of reinforcement  
 $f_t$  Tensile strength of reinforcement  
 $f_{tk}$  Characteristic tensile strength of reinforcement  
 $f_y$  Yield strength of reinforcement  
 $f_{yd}$  Design yield strength of reinforcement  
 $f_{yk}$  Characteristic yield strength of reinforcement  
 $f_{ywd}$  Design yield of shear reinforcement  
 $h$  Height

$h$	Повна висота перерізу
$i$	Радіус інерції
$k$	Коефіцієнт, чинник
$l$	Довжина, прогін або висота
$m$	Маса, плитні елементи
$n$	Пластинчаті елементи
$q_{ud}$	Максимальне значення комбінації, досягнуте в нелінійному аналізі
$r$	Радіус або коригувальний коефіцієнт для попереднього напруження
$l/r$	Кривизна осі в перерізі
$s$	Відстань між тріщинами
$t$	Товщина
$t$	Час
$t_0$	Вік бетону на момент навантаження
$u$	Периметр перерізу бетонної конструкції площею $A_c$
$u$	Складова переміщення точки
$v$	Складова переміщення точки або поперечна сила
$w$	Складова переміщення точки або ширина розкриття тріщини
$x$	Висота нейтральної осі
$x; y; z$	Координати
$x_u$	Висота нейтральної осі в граничному стані за несучою здатністю після перерозподілу
$z$	Плече внутрішньої пари сил

*Прописні літери грецького алфавіту*  
 $\Phi$  Динамічний коефіцієнт (згідно EN 1991-2).

<i>Рядкові букви грецького алфавіту</i>	
$\alpha$	Кут, відношення, коефіцієнт тривалої дії або відношення головних напружень
$\alpha_e$	Відношення $E_s / E_{cm}$
$\alpha_h$	Знижувальний коефіцієнт для $\theta_1$
$\beta$	Кут, відношення, коефіцієнт
$\gamma$	Частковий коефіцієнт безпеки
$\gamma_A$	Частковий коефіцієнт безпеки для випадкових впливів $A$
$\gamma_C$	Частковий коефіцієнт безпеки для бетону
$\gamma_F$	Частковий коефіцієнт безпеки для впливів $F$
$\gamma_{F,fat}$	Частковий коефіцієнт безпеки при багатоповторюваних впливах
$\gamma_{C,fat}$	Частковий коефіцієнт безпеки при

$h$	Overall depth of a cross-section
$i$	Radius of gyration
$k$	Coefficient; Factor
$l$	Length, span or height
$m$	Mass or slab components
$n$	Plate components
$q_{ud}$	Maximum value of combination reached in non linear analysis
$r$	Radius or correcting factor for prestress
$l/r$	Curvature at a particular section
$s$	Spacing between cracks
$t$	Thickness
$t$	Time being considered
$t_0$	The age of concrete at the time of loading
$u$	Perimeter of concrete cross-section, having area $A_c$
$u$	Component of the displacement of a point
$v$	Component of the displacement of a point or transverse shear
$w$	Component of the displacement of a point or crack width
$x$	Neutral axis depth
$x; y; z$	Coordinates
$x_u$	Neutral axis depth at ULS after redistribution
$z$	Lever arm of internal forces

*Greek upper case letters*  
 $\Phi$  Dynamic factor according to EN 1991-2

<i>Greek lower case letters</i>	
$\alpha$	Angle; Ratio; Long term effects coefficient or ratio between principal stresses
$\alpha_e$	$E_s / E_{cm}$ ratio
$\alpha_h$	Reduction factor for $\theta_1$
$\beta$	Angle ; Ratio; Coefficient
$\gamma$	Partial factor
$\gamma_A$	Partial factor for accidental actions $A$
$\gamma_C$	Partial factor for concrete
$\gamma_F$	Partial factor for actions, $F$
$\gamma_{F,fat}$	Partial factor for fatigue actions
$\gamma_{C,fat}$	Partial factor for fatigue of concrete



багатоповторюваних впливах для бетону

$\gamma_0$	Загальний коефіцієнт	$\gamma_0$	Overall factor
$\gamma_G$	Частковий коефіцієнт безпеки для постійних впливів $G$	$\gamma_G$	Partial factor for permanent actions, $G$
$\gamma_M$	Частковий коефіцієнт безпеки для властивості матеріалу, що враховує невизначеності властивостей самого матеріалу, геометричну недосконалість, використовувані в розрахунковій моделі	$\gamma_M$	Partial factor for a material property, taking account of uncertainties in the material property itself, in geometric deviation and in the design model used
$\gamma_P$	Частковий коефіцієнт безпеки для впливів, пов'язаних з попереднім напруженням $P$	$\gamma_P$	Partial factor for actions associated with prestressing, $P$
$\gamma_Q$	Частковий коефіцієнт безпеки для змінних впливів $Q$	$\gamma_Q$	Partial factor for variable actions, $Q$
$\gamma_S$	Частковий коефіцієнт безпеки для ненапруженої або попередньо напруженої арматури	$\gamma_S$	Partial factor for reinforcing or prestressing steel
$\gamma_{S,fat}$	Частковий коефіцієнт безпеки для ненапруженої або попередньо напруженої арматури при багаторазових впливах	$\gamma_{S,fat}$	Partial factor for reinforcing or prestressing steel under fatigue loading
$\gamma_f$	Частковий коефіцієнт безпеки для впливів, що приймається без урахування невизначеностей в розрахунковій моделі	$\gamma_f$	Partial factor for actions without taking account of model uncertainties
$\gamma_g$	Частковий коефіцієнт безпеки для постійних впливів, що приймається без урахування невизначеності в розрахунковій моделі	$\gamma_g$	Partial factor for permanent actions without taking account of model uncertainties
$\gamma_m$	Частковий коефіцієнт безпеки для властивостей матеріалу, що враховує тільки невизначеності властивостей самого матеріалу;	$\gamma_m$	Partial factors for a material property, taking account only of uncertainties in the material property
$\delta$	Приріст, коефіцієнт перерозподілу	$\delta$	Increment/redistribution ratio
$\xi$	Функція перерозподілу повзучості або коефіцієнт міцності зчеплення	$\xi$	Creep redistribution function or bond strength ratio
$\xi$	Знижувальний коефіцієнт, коефіцієнт розподілу	$\xi$	Reduction factor/distribution coefficient
$\varepsilon_c$	Відносна деформація стиснення в бетоні	$\varepsilon_c$	Compressive strain in the concrete
$\varepsilon_{ca}$	Власна усадка	$\varepsilon_{ca}$	Autogeneous shrinkage
$\varepsilon_{cc}$	Відносна деформація повзучості	$\varepsilon_{cc}$	Creep strain
$\varepsilon_{cd}$	Усадка при висиханні	$\varepsilon_{cd}$	Desiccation shrinkage
$\varepsilon_{c1}$	Відносна деформація стиснення в бетоні при піковому навантаженні $f_c$	$\varepsilon_{c1}$	Compressive strain in the concrete at the peak stress $f_c$
$\varepsilon_{cu}$	Гранична відносна деформація стиснення в бетоні	$\varepsilon_{cu}$	Ultimate compressive strain in the concrete
$\varepsilon_u$	Відносна деформація ненапруженої або попередньо напруженої арматури при	$\varepsilon_u$	Strain of reinforcement or prestressing steel at maximum load

максимальному навантаженні

$\varepsilon_{uk}$  Характеристична (нормативна) відносна деформація ненапруженої або попередньо напруженої арматури при максимальному навантаженні

$\theta$  Кут

$\theta_1$  Кут нахилу для геометричних дефектів

$\lambda$  Коефіцієнт гнучкості або еквівалентний коефіцієнт при втомленості

$\mu$  Коефіцієнт тертя між попередньо напруженими арматурними елементами і каналами

$\nu$  Коефіцієнт Пуассона

$\nu$  Коефіцієнт зниження границі міцності на стиснення для бетону з тріщинами

$\rho$  Густина сухого бетону, кг/м<sup>3</sup>

$\rho_{1000}$  Величина втрати від релаксації %, через 1000 годин після натягнення при середній температурі 20 °C

$\rho_1$  Коефіцієнт армування для поздовжньої арматури

$\rho_w$  Коефіцієнт армування для поперечної арматури

$\sigma_c$  Стискальне напруження в бетоні

$\sigma_{cp}$  Стискальне напруження в бетоні при осьовому навантаженні або попередньому напруженні

$\sigma_{cu}$  Стискальне напруження в бетоні при граничній відносній деформації стиснення  $\varepsilon_{cu}$

$\tau$  Дотичне напруження

$\emptyset$  Діаметр арматурного стержня або напружуваного пучка

$\emptyset_n$  Еквівалентний діаметр пучка арматурних стержнів

$\varphi(t, t_0)$  Коефіцієнт повзучості, що визначає повзучість в інтервалі часу від  $t_0$  до  $t$  приведений до пружних деформацій на 28 добу

$\varphi_{fat}$  Динамічний еквівалентний коефіцієнт при втомленості

$\varphi(\infty, t_0)$  Граничне значення коефіцієнта повзучості

$\psi$  Коефіцієнти, визначальні репрезентативні (характерні) величини тимчасових впливів:

$\psi_0$  для комбінованих величин

$\psi_1$  для величин, що часто повторюються

$\varepsilon_{uk}$  Characteristic strain of reinforcement or prestressing steel at maximum load

$\theta$  Angle

$\theta_1$  Inclination for geometric imperfections

$\lambda$  Slenderness ratio or damage equivalent factors in fatigue

$\mu$  Coefficient of friction between the tendons and their ducts

$\nu$  Poisson's ratio

$\nu$  Strength reduction factor for concrete cracked in shear

$\rho$  Oven-dry density of concrete in kg/m<sup>3</sup>

$\rho_{1000}$  Value of relaxation loss (in %), at 1 000 hours after tensioning and at a mean temperature of 20 °C

$\rho_1$  Reinforcement ratio for longitudinal reinforcement

$\rho_w$  Reinforcement ratio for shear reinforcement

$\sigma_c$  Compressive stress in the concrete

$\sigma_{cp}$  Compressive stress in the concrete from axial load or prestressing

$\sigma_{cu}$  Compressive stress in the concrete at the ultimate compressive strain  $\varepsilon_{cu}$

$\tau$  Torsional shear stress

$\emptyset$  Diameter of a reinforcing bar or of a prestressing duct

$\emptyset_n$  Equivalent diameter of a bundle of reinforcing bars

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

$\varphi_{fat}$  Damage equivalent impact factor in fatigue

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

$\psi$  Factors defining representative values of variable actions:

$\psi_0$  for combination values

$\psi_1$  for frequent values

$\psi_2$  для тривало діючих величин  
 $\chi$  коефіцієнт зносу (старіння)

$\psi_2$  for quasi-permanent values  
 $\chi$  Ageing coefficient

## Розділ 2 Основи проектування

Застосовуються всі елементи EN 1992-1-1.

## Section 2 Basis of Design

All the clauses of EN 1992-1-1 apply.

## Розділ 3 Матеріали

Застосовуються наступні елементи EN 1992-1-1:

3.1.1 (1)P	3.1.8 (1)	3.3.1 (1)P	3.3.4 (5)
3.1.1 (2)	3.1.9 (1)	3.3.1 (2)P	3.3.5 (1)P
3.1.2 (1)P	3.1.9 (2)	3.3.1 (3)	3.3.5 (2)P
3.1.2 (3)	3.2.1 (1)P	3.3.1 (4)	3.3.6 (1)P
3.1.2 (4)	3.2.1 (2)P	3.3.1 (5)P	3.3.6 (2)
3.1.2 (5)	3.2.1 (3)P	3.3.1 (6)	3.3.6 (3)
3.1.2 (6)	3.2.1 (4)P	3.3.1 (7)P	3.3.6 (4)
3.1.2 (7)P	3.2.1 (5)	3.3.1 (8)P	3.3.6 (5)
3.1.2 (8)	3.2.2 (1)P	3.3.1 (9)P	3.3.6 (6)
3.1.2 (9)	3.2.2 (2)P	3.3.1 (10)P	3.3.6 (7)
3.1.3 (1)	3.2.2 (3)P	3.3.1 (11)P	3.3.7 (1)P
3.1.3 (2)	3.2.2 (4)P	3.3.2 (1)P	3.3.7 (2)P
3.1.3 (3)	3.2.2 (5)	3.3.2 (2)P	3.4.1.1 (1)P
3.1.3 (4)	3.2.2 (6)P	3.3.2 (3)P	3.4.1.1 (2)P
3.1.3 (5)	3.2.3 (1)P	3.3.2 (4)P	3.4.1.1 (3)P
3.1.4 (1)P	3.2.4 (2)	3.3.2 (5)	3.4.1.2.1 (1)P
3.1.4 (2)	3.2.5 (1)P	3.3.2 (6)	3.4.1.2.1 (2)
3.1.4 (3)	3.2.5 (2)P	3.3.2 (7)	3.4.1.2.2 (1)P
3.1.4 (4)	3.2.5 (3)P	3.3.2 (8)	3.4.2.1 (1)P
3.1.4 (5)	3.2.5 (4)	3.3.2 (9)	3.4.2.1 (2)P
3.1.4 (6)	3.2.6 (1)P	3.3.3 (1)P	3.4.2.1 (3)
3.1.5 (1)	3.2.7 (1)	3.3.4 (1)P	3.4.2.2 (1)
3.1.7 (1)	3.2.7 (2)	3.3.4 (2)	
3.1.7 (2)	3.2.7 (3)	3.3.4 (3)	
3.1.7 (3)	3.2.7 (4)	3.3.4 (4)	

### 3.1 Бетон

#### 3.1.2 Міцність

(102)P Класи міцності (C) в цих нормах задаються нормативною циліндровою міцністю на стиснення  $f_{ck}$ , визначуваною на 28-й день, з мінімальним  $C_{min}$  і максимальним  $C_{max}$  значеннями.

ПРИМІТКА Значення  $C_{min}$  і  $C_{max}$  для використання в конкретній країні наводяться в національному додатку. Рекомендовані значення- C30/37 і C70/85 відповідно.

#### 3.1.6 Розрахункові значення міцності бетону на стиснення і на розтягування

(101)P Розрахункова міцність на стиснення

## Section 3 Materials

The following clauses of EN 1992-1-1 apply.

3.1.1 (1)P	3.1.8 (1)	3.3.1 (1)P	3.3.4 (5)
3.1.1 (2)	3.1.9 (1)	3.3.1 (2)P	3.3.5 (1)P
3.1.2 (1)P	3.1.9 (2)	3.3.1 (3)	3.3.5 (2)P
3.1.2 (3)	3.2.1 (1)P	3.3.1 (4)	3.3.6 (1)P
3.1.2 (4)	3.2.1 (2)P	3.3.1 (5)P	3.3.6 (2)
3.1.2 (5)	3.2.1 (3)P	3.3.1 (6)	3.3.6 (3)
3.1.2 (6)	3.2.1 (4)P	3.3.1 (7)P	3.3.6 (4)
3.1.2 (7)P	3.2.1 (5)	3.3.1 (8)P	3.3.6 (5)
3.1.2 (8)	3.2.2 (1)P	3.3.1 (9)P	3.3.6 (6)
3.1.2 (9)	3.2.2 (2)P	3.3.1 (10)P	3.3.6 (7)
3.1.3 (1)	3.2.2 (3)P	3.3.1 (11)P	3.3.7 (1)P
3.1.3 (2)	3.2.2 (4)P	3.3.2 (1)P	3.3.7 (2)P
3.1.3 (3)	3.2.2 (5)	3.3.2 (2)P	3.4.1.1 (1)P
3.1.3 (4)	3.2.2 (6)P	3.3.2 (3)P	3.4.1.1 (2)P
3.1.3 (5)	3.2.3 (1)P	3.3.2 (4)P	3.4.1.1 (3)P
3.1.4 (1)P	3.2.4 (2)	3.3.2 (5)	3.4.1.2.1 (1)P
3.1.4 (2)	3.2.5 (1)P	3.3.2 (6)	3.4.1.2.1 (2)
3.1.4 (3)	3.2.5 (2)P	3.3.2 (7)	3.4.1.2.2 (1)P
3.1.4 (4)	3.2.5 (3)P	3.3.2 (8)	3.4.2.1 (1)P
3.1.4 (5)	3.2.5 (4)	3.3.2 (9)	3.4.2.1 (2)P
3.1.4 (6)	3.2.6 (1)P	3.3.3 (1)P	3.4.2.1 (3)
3.1.5 (1)	3.2.7 (1)	3.3.4 (1)P	3.4.2.2 (1)
3.1.7 (1)	3.2.7 (2)	3.3.4 (2)	
3.1.7 (2)	3.2.7 (3)	3.3.4 (3)	
3.1.7 (3)	3.2.7 (4)	3.3.4 (4)	

### 3.1 Concrete

#### 3.1.2 Strength

(102)P The strength classes (C) in this code are denoted by the characteristic cylinder strength  $f_{ck}$  determined at 28 days with a minimum value of  $C_{min}$  and a maximum value of  $C_{max}$ .

NOTE The values of  $C_{min}$  and  $C_{max}$  for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended values are C30/37 and C70/85 respectively.

#### 3.1.6 Design compressive and tensile strengths

(101)P The value of the design compressive

визначається за формулою

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} \quad (3.15)$$

де:

$\gamma_c$  частковий коефіцієнт безпеки для бетону, див. 2.4.2.4.

$\alpha_{cc}$  коефіцієнт, що враховує довгострокові дії, що впливають на міцність на стиснення, а також несприятливі дії, пов'язані із способом прикладання навантаження.

**ПРИМІТКА** Значення  $\alpha_{cc}$  для використання в конкретній країні повинне становити від 0,80 до 1,00. Воно наводиться в національному додатку. Значення, що рекомендується  $\alpha_{cc} = 0,85$ .

(102)Р Розрахункова міцність на розтягування  $f_{ctd}$  визначається за формулою:

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} f_{ctk,0,05}}{\gamma_c}$$

де:

$\gamma_c$  частковий коефіцієнт безпеки для бетону, див. 2.4.2.4.

$\alpha_{ct}$  коефіцієнт, він враховує довгострокові дії, що впливають на міцність на розтягування, а також несприятливі дії, пов'язані із способом прикладання навантаження.

**ПРИМІТКА** Значення  $\alpha_{ct}$  для використання в конкретній країні повинне становити від 0,80 до 1,00. Воно наводиться в національному додатку. Значення, що рекомендується  $\alpha_{ct} = 1,00$

## 3.2 Арматурна сталь

### 3.2.4 Характеристика деформативності

(101)Р Арматура повинна мати достатню деформативність, визначувану відношенням міцності на розтягування до границі текучості  $(f_t / f_y)_k$  і відносним подовженням при максимальному зусиллі  $\varepsilon_{uk}$

**ПРИМІТКА** Класи арматури, що підлягають використанню на будівництві мостів в

strength is defined as

where:

$\gamma_c$  is the partial safety factor for concrete, see 2.4.2.4.

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

**NOTE** The value of  $\alpha_{cc}$  for use in a Country should lie between 0,80 and 1,00 and may be found in its National Annex. The recommended value of  $\alpha_{cc}$  is 0,85.

(102)P The value of the design tensile strength,  $f_{ctd}$ , is defined as:

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} f_{ctk,0,05}}{\gamma_c}$$

where:

$\gamma_c$  is the partial safety factor for concrete, see 2.4.2.4.

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

**NOTE** The value of  $\alpha_{ct}$  for use in a Country should lie between 0,80 and 1,00 and may be found in its National Annex. The recommended value of  $\alpha_{ct}$  is 1,0.

## 3.2 Reinforcing steel

### 3.2.4 Ductility characteristics

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

**NOTE** The classes of reinforcement to be used in bridges in a Country may be found in its National

конкретній країні, наводяться в національному додатку. Класи, що рекомендуються, - В і С.

Annex. The recommended classes are Class B and Class C.

## Розділ 4 Довговічність. Захисний шар

## Section 4 Durability and cover to reinforcement

Застосовуються такі елементи EN 1992-1-1:

The following clauses of EN 1992-1-1 apply.

4.1 (1)P	4.2 (3)	4.4.1.2 (4)	4.4.1.2 (13)
4.1 (2)P	4.3 (1)P	4.4.1.2 (5)	4.4.1.3 (1)P
4.1 (3)P	4.3 (2)P	4.4.1.2 (6)	4.4.1.3 (2)
4.1 (4)	4.4.1.1 (1)P	4.4.1.2 (7)	4.4.1.3 (3)
4.1 (5)	4.4.1.1 (2)P	4.4.1.2 (8)	4.4.1.3 (4).
4.1 (6)	4.4.1.2 (1)P	4.4.1.2 (10)	
4.1 (1)P	4.4.1.2 (2)P	4.4.1.2 (11)	
4.2 (2)	4.4.1.2 (3)	4.4.1.2 (12)	

4.1 (1)P	4.2 (3)	4.4.1.2 (4)	4.4.1.2 (13)
4.1 (2)P	4.3 (1)P	4.4.1.2 (5)	4.4.1.3 (1)P
4.1 (3)P	4.3 (2)P	4.4.1.2 (6)	4.4.1.3 (2)
4.1 (4)	4.4.1.1 (1)P	4.4.1.2 (7)	4.4.1.3 (3)
4.1 (5)	4.4.1.1 (2)P	4.4.1.2 (8)	4.4.1.3 (4).
4.1 (6)	4.4.1.2 (1)P	4.4.1.2 (10)	
4.1 (1)P	4.4.1.2 (2)P	4.4.1.2 (11)	
4.2 (2)	4.4.1.2 (3)	4.4.1.2 (12)	

### 4.2 Умови навколишнього середовища

### 4.2 Environmental conditions

(104) При проектуванні необхідно враховувати можливість фільтрації води з мостового полотна всередину порожнистих конструкцій.

(104) Water penetration or the possibility of leakage from the carriageway into the inside of voided structures should be considered in the design.

(105) Для бетонних поверхонь, що захищаються гідроізоляцією, клас зовнішньої впливу повинен бути приведений в національному додатку.

(105) For a concrete surface protected by waterproofing the exposure class should be given in a Country's National Annex.

ПРИМІТКА Для поверхонь, що захищаються гідроізоляцією, використовуваною в конкретній країні, клас зовнішнього впливу вказується в національному додатку. Клас, що рекомендується, ХС3.

NOTE For surfaces protected by waterproofing the exposure class for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended exposure class for surfaces protected by waterproofing is XC3.

(106) Якщо використовується протижелезна сіль, то всі відкриті бетонні поверхні в межах  $x$  м від проїзної частини по горизонталі або в межах  $y$  м під проїзною частиною повинні розглядатися як такі, що зазнають безпосередньої дії цієї солі. Крім того, верхні поверхні опор під деформаційними швами також повинні розглядатися як такі, що зазнають безпосередньої дії протижеледної солі.

(106) Where de-icing salt is used, all exposed concrete surfaces within  $x$  m of the carriageway horizontally or within  $y$  m above the carriageway should be considered as being directly affected by de-icing salts. Top surfaces of supports under expansion joints should also be considered as being directly affected by de-icing salts.

ПРИМІТКА 1 Відстані  $x$  і  $y$  для використання в конкретній країні наводяться в національному додатку. Значення, що рекомендуються:  $x = 6$  м,  $y = 6$  м.

NOTE 1 The distances  $x$  and  $y$  for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value for  $x$  is 6 m and the recommended value for  $y$  is 6 m.

ПРИМІТКА 2 Для поверхонь, що зазнають

NOTE 2 The exposure classes for surfaces directly

безпосередньої дії протижелезної солі, використовуваної в конкретній країні, клас зовнішнього впливу вказується в національному додатку. Класи зовнішнього впливу, що рекомендуються, в цьому випадку: XD3 і XF2 або XF4 залежно від характеристик шару бетону, наведених в таблицях 4.4N і 4.5N EN 1992-1-1 для класів XD.

### 4.3 Вимоги до довговічності

(103) Зовнішні попередньо напружені арматурні елементи повинні відповідати вимогам національних органів управління.

### 4.4 Методи перевірок відповідності

#### 4.4.1 Захисний шар

##### 4.4.1.2 Мінімальний шар, $c_{min}$

(109) Якщо бетон, що укладається на будмайданчику, укладається на існуючу бетонну поверхню (збірну або укладену на будмайданчику), то вимоги до захисного шару бетону від поверхні до арматури можуть бути змінені.

**ПРИМІТКА** Вимоги до захисного шару бетону для конкретної країни наводяться в національному додатку. Для забезпечення зчеплення покриття, що укладається, з існуючою бетонною поверхнею повинні виконуватися такі вимоги, рекомендовані (EN 1992-1-1, 4.4.1.2 (3)):

- наявна бетонна поверхня не повинна зазнавати дії навколишнього середовища протягом більш ніж 28 днів.
- наявна бетонна поверхня повинна бути шорсткою.
- клас міцності наявної бетонної поверхні повинен бути не нижчим від C25/30.

(114) Відкриті бетонні покриття їздового полотна на автодорожніх мостах, які не мають гідроізоляції або інших покриттів, класифікуються як такі, що відносяться до класу тертя XM2.

(115) Якщо бетонна поверхня зазнає стирання, що викликається льодом або твердими частинками, що переносяться водою, то мінімальну товщину захисного шару бетону необхідно збільшувати не менше

affected by de-icing salts for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended classes for surfaces directly affected by de-icing salts are XD3 and XF2 or XF4, as appropriate, with covers given in Tables 4.4N and 4.5N for XD classes.

### 4.3 Requirements for durability

(103) External prestressing tendons should comply with the requirements of National Authorities.

### 4.4 Methods of verifications

#### 4.4.1 Concrete cover

##### 4.4.1.2 Minimum cover, $c_{min}$

(109) Where in-situ concrete is placed against an existing concrete surface (precast or in-situ) the requirements for cover to the reinforcement from the interface may be modified.

**NOTE** The requirements for use in a Country may be found in its National Annex.

The recommended requirement is that, provided the following conditions are met, the cover needs only satisfy the requirements for bond (see 4.4.1.2 (3) of EN 1992-1-1):

- the existing concrete surface has not been subject to an outdoor environment for more than 28 days.
- the existing concrete surface is rough.
- the strength class of the existing concrete is at least C25/30.

(114) Bare concrete decks of road bridges, without waterproofing or surfacing, should be classified as Abrasion Class XM2.

(115) Where a concrete surface is subject to abrasion caused by ice or solid transportation in running water the cover should be increased by a minimum of 10 mm.

ніж на 10 мм.

## Розділ 5 Розрахунок конструкцій

Застосовуються такі елементи EN 1992-1-1:

5.1.1 (1)P	5.6.1 (3)P	5.8.5 (2)	5.10.1 (3)
5.1.1 (2)	5.6.1 (4)	5.8.5 (3)	5.10.1 (4)
5.1.1 (3)	5.6.2 (1)P	5.8.5 (4)	5.10.1 (5)P
5.1.1 (4)P	5.6.2 (3)	5.8.6 (1)P	5.10.2.1 (1)P
5.1.1 (5)	5.6.2 (4)	5.8.6 (2)P	5.10.2.1 (2)
5.1.1 (6)P	5.6.2 (5)	5.8.6 (3)	5.10.2.2 (1)P
5.1.1 (7)	5.6.3 (1)	5.8.6 (4)	5.10.2.2 (2)P
5.1.2 (1)P	5.6.3 (3)	5.8.6 (5)	5.10.2.2 (3)P
5.1.2 (2)	5.6.3 (4)	5.8.6 (6)	5.10.2.2 (4)
5.1.2 (3)	5.6.4 (1)	5.8.7.1 (1)	5.10.2.2 (5)
5.1.2 (4)	5.6.4 (2)	5.8.7.1 (2)	5.10.2.3 (1)P
5.1.2 (5)	5.6.4 (3)	5.8.7.2 (1)	5.10.3 (1)P
5.1.4 (1)P	5.6.4 (4)	5.8.7.2 (2)	5.10.3 (2)
5.1.4 (2)	5.6.4 (5)	5.8.7.2 (3)	5.10.3 (3)
5.1.4 (3)	5.7 (1)	5.8.7.2 (4)	5.10.3 (4)
5.2 (1)P	5.7 (2)	5.8.7.3 (1)	5.10.4 (1)
5.2 (2)P	5.7 (3)	5.8.7.3 (2)	5.10.5.1 (1)
5.2 (3)	5.7 (4)P	5.8.7.3 (3)	5.10.5.1 (2)
5.2 (7)	5.8.1	5.8.7.3 (4)	5.10.5.2 (1)
5.3.1 (1)P	5.8.2 (1)P	5.8.8.1 (1)	5.10.5.2 (2)
5.3.1 (3)	5.8.2 (2)P	5.8.8.1 (2)	5.10.5.2 (3)
5.3.1 (4)	5.8.2 (3)P	5.8.8.2 (1)	5.10.5.2 (4)
5.3.1 (5)	5.8.2 (4)P	5.8.8.2 (2)	5.10.5.3 (1)
5.3.1 (7)	5.8.2 (5)P	5.8.8.2 (3)	5.10.5.3 (2)
5.3.2.1 (1)P	5.8.2 (6)	5.8.8.2 (4)	5.10.6 (1)
5.3.2.1 (2)	5.8.3.1 (1)	5.8.8.3 (1)	5.10.6 (2)
5.3.2.1 (3)	5.8.3.1 (2)	5.8.8.3 (2)	5.10.6 (3)
5.3.2.1 (4)	5.8.3.2 (1)	5.8.8.3 (3)	5.10.7 (1)
5.3.2.2 (1)	5.8.3.2 (2)	5.8.8.3 (4)	5.10.7 (2)
5.3.2.2 (2)	5.8.3.2 (3)	5.8.9 (1)	5.10.7 (3)
5.3.2.2 (3)	5.8.3.2 (4)	5.8.9 (2)	5.10.7 (4)
5.4 (1)	5.8.3.2 (5)	5.8.9 (3)	5.10.7 (5)
5.4 (2)	5.8.3.2 (6)	5.8.9 (4)	5.10.7 (6)
5.4 (3)	5.8.3.2 (7)	5.9 (1)P	5.10.8 (1)
5.5 (1)P	5.8.4 (1)P	5.9 (2)	5.10.8 (2)
5.5 (2)	5.8.4 (2)	5.9 (3)	5.10.9 (1)P
5.5 (3)	5.8.4 (3)	5.9 (4)	5.11 (1)P
5.5 (6)	5.8.4 (4)	5.10.1 (1)P	5.11 (2)P.
5.6.1 (2)P	5.8.5 (1)	5.10.1 (2)	

### 5.1 Загальні положення

#### 5.1.1 Загальні вимоги

(108) Для аналізу залежних від часу впливів на мости застосовуються визнані методи проектування і розрахунку.

ПРИМІТКА Подробиці див. в додатку КК.

## Section 5 Structural analysis

The following clauses of EN 1992-1-1 apply.

5.1.1 (1)P	5.6.1 (3)P	5.8.5 (2)	5.10.1 (3)
5.1.1 (2)	5.6.1 (4)	5.8.5 (3)	5.10.1 (4)
5.1.1 (3)	5.6.2 (1)P	5.8.5 (4)	5.10.1 (5)P
5.1.1 (4)P	5.6.2 (3)	5.8.6 (1)P	5.10.2.1 (1)P
5.1.1 (5)	5.6.2 (4)	5.8.6 (2)P	5.10.2.1 (2)
5.1.1 (6)P	5.6.2 (5)	5.8.6 (3)	5.10.2.2 (1)P
5.1.1 (7)	5.6.3 (1)	5.8.6 (4)	5.10.2.2 (2)P
5.1.2 (1)P	5.6.3 (3)	5.8.6 (5)	5.10.2.2 (3)P
5.1.2 (2)	5.6.3 (4)	5.8.6 (6)	5.10.2.2 (4)
5.1.2 (3)	5.6.4 (1)	5.8.7.1 (1)	5.10.2.2 (5)
5.1.2 (4)	5.6.4 (2)	5.8.7.1 (2)	5.10.2.3 (1)P
5.1.2 (5)	5.6.4 (3)	5.8.7.2 (1)	5.10.3 (1)P
5.1.4 (1)P	5.6.4 (4)	5.8.7.2 (2)	5.10.3 (2)
5.1.4 (2)	5.6.4 (5)	5.8.7.2 (3)	5.10.3 (3)
5.1.4 (3)	5.7 (1)	5.8.7.2 (4)	5.10.3 (4)
5.2 (1)P	5.7 (2)	5.8.7.3 (1)	5.10.4 (1)
5.2 (2)P	5.7 (3)	5.8.7.3 (2)	5.10.5.1 (1)
5.2 (3)	5.7 (4)P	5.8.7.3 (3)	5.10.5.1 (2)
5.2 (7)	5.8.1	5.8.7.3 (4)	5.10.5.2 (1)
5.3.1 (1)P	5.8.2 (1)P	5.8.8.1 (1)	5.10.5.2 (2)
5.3.1 (3)	5.8.2 (2)P	5.8.8.1 (2)	5.10.5.2 (3)
5.3.1 (4)	5.8.2 (3)P	5.8.8.2 (1)	5.10.5.2 (4)
5.3.1 (5)	5.8.2 (4)P	5.8.8.2 (2)	5.10.5.3 (1)
5.3.1 (7)	5.8.2 (5)P	5.8.8.2 (3)	5.10.5.3 (2)
5.3.2.1 (1)P	5.8.2 (6)	5.8.8.2 (4)	5.10.6 (1)
5.3.2.1 (2)	5.8.3.1 (1)	5.8.8.3 (1)	5.10.6 (2)
5.3.2.1 (3)	5.8.3.1 (2)	5.8.8.3 (2)	5.10.6 (3)
5.3.2.1 (4)	5.8.3.2 (1)	5.8.8.3 (3)	5.10.7 (1)
5.3.2.2 (1)	5.8.3.2 (2)	5.8.8.3 (4)	5.10.7 (2)
5.3.2.2 (2)	5.8.3.2 (3)	5.8.9 (1)	5.10.7 (3)
5.3.2.2 (3)	5.8.3.2 (4)	5.8.9 (2)	5.10.7 (4)
5.4 (1)	5.8.3.2 (5)	5.8.9 (3)	5.10.7 (5)
5.4 (2)	5.8.3.2 (6)	5.8.9 (4)	5.10.7 (6)
5.4 (3)	5.8.3.2 (7)	5.9 (1)P	5.10.8 (1)
5.5 (1)P	5.8.4 (1)P	5.9 (2)	5.10.8 (2)
5.5 (2)	5.8.4 (2)	5.9 (3)	5.10.9 (1)P
5.5 (3)	5.8.4 (3)	5.9 (4)	5.11 (1)P
5.5 (6)	5.8.4 (4)	5.10.1 (1)P	5.11 (2)P.
5.6.1 (2)P	5.8.5 (1)	5.10.1 (2)	

### 5.1 General

#### 5.1.1 General requirements

(108) For the analysis of time dependent effects in bridges, recognised design methods may be applied.

NOTE Further information may be found in Annex KK.

### 5.1.3 Випадки і сполучення навантажень

(101)P При розгляді сполучень навантажень (EN 1990, розділ 6 і додаток A2) необхідно розглядати відповідні випадки навантаження так, щоб забезпечити розрахунком критичні умови для всіх ділянок проекрованої конструкції або її частин.

ПРИМІТКА Спрощення в розташуванні навантажень, призначених для використання в конкретних країнах, наводяться в національних додатках. Рекомендації відносно цих спрощень в європейському стандарті не наводяться.

### 5.2 Геометрична недосконалість

(104) Положення пунктів (105) і (106) цієї частини настанов, а також пункту (7) EN 1992-1-1 стосуються центрально стиснутих елементів і конструкцій з вертикальним навантаженням. Числові значення у вказаних пунктах відповідають стандартним відхиленням виконання (клас 1 згідно EN 13670). Якщо застосовуються інші відхилення виконання, то числові величини необхідно скоригувати відповідним чином.

(105) Відхилення можуть бути представлено кутом нахилу  $\theta_1$ , обчислюваним за формулою

$$\theta_1 = \theta_0 \alpha_h \quad (5.101)$$

де:

$\theta_0$  базова величина.

$\alpha_h$  знижувальний коефіцієнт для довжини або висоти:  $\alpha_h = 2/\sqrt{l}$ ;  $\alpha_h \leq 1$  тут  $l$  - довжина або висота, м.

ПРИМІТКА Значення  $\theta_0$  для використання в конкретній країні вказується в національному додатку. Значення, що рекомендується  $\theta_0 = 1/200$ .

(106) Для аркових мостів недосконалість в горизонтальній і вертикальній площинах повинна визначатися на основі перших горизонтальної і вертикальної форм втрати стійкості відповідно. Кожна форма втрати стійкості може ідеалізуватися у вигляді

### 5.1.3 Load cases and combinations

(101)P In considering the combinations of actions (see Section 6 and Annex A2 of EN 1990) the relevant load cases shall be considered to enable the critical design conditions to be established at all sections, within the structure or part of the structure considered.

NOTE Simplifications to the load arrangements for use in a Country may be found in its National Annex. Recommendations on simplifications are not given in this standard.

### 5.2 Geometric imperfections

(104) The provisions of (105) and (106) of this Part and (7) of EN 1992-1-1 apply to members with axial compression and structures with vertical load. Numerical values are related to normal execution deviations (Class 1 in EN 13670). Where other execution deviations apply numerical values should be adjusted accordingly.

(105) Imperfections may be represented by an inclination,  $\theta_1$ , given by

where:

$\theta_0$  is the basic value.

$\alpha_h$  is the reduction factor for length or height:

$\alpha_h = 2/\sqrt{l}$ ;  $\alpha_h \leq 1$   $l$  is the length or height [m].

NOTE The value of  $\theta_0$  to use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is 1/200.

(106) For arch bridges, the shape of imperfections in the horizontal and vertical planes should be based on the shape of the first horizontal and vertical buckling mode shape respectively. Each mode shape may be idealised by a sinusoidal profile. The amplitude



синусоїдального профілю. Амплітуда приймається рівною  $a = \alpha_1 \cdot l/2$ , де  $l$  - половина довжини хвилі.  
Пункти (8) і (9) EN 1992-1-1 не застосовуються.

### 5.3 Ідеалізація конструкції

#### 5.3.1 Розрахункові моделі для загального розрахунку

Пункти (2) і (6) EN 1992-1-1 не застосовуються.

#### 5.3.2 Геометричні характеристики

##### 5.3.2.2 Розрахунковий прогін балок і плит

ПРИМІТКА Пункти (1), (2) і (3) EN 1992-1-1 застосовуються попри те, що заголовок відповідного пункту відноситься до будинків.

(104) Якщо балка або плита розташовується як багатопрогонова конструкція на опорі, яку можна вважати такою, що не створює перешкод для повороту (наприклад, на стінах), і в розрахунку передбачається використання точкової опори, то розрахунковий опорний момент, обчислюваний на основі прогону, рівного міжцентровій відстані між опорами, можна зменшити на величину  $\Delta M_{Ed}$ , визначувану за формулою:

$$\Delta M_{Ed} = F_{Ed,sup} \frac{t}{8} \quad (5.9)$$

де:

$F_{Ed,sup}$  розрахункове значення опорної реакції.

ПРИМІТКА Значення  $t$  для використання в конкретній країні вказується в національному додатку. Значення, що рекомендується, - ширина опорної поверхні.

### 5.5 Лінійно-пружний розрахунок з обмеженим перерозподілом

(104) В багатопрогонових нерозрізних балках і плитах, що відповідають таким умовам:

- конструкції зазнають, головним чином, згину;
- відношення довжин сусідніх прогонів становить від 0,5 до 2, перерозподіл

should be taken as

$a = \alpha_1 \cdot l/2$ , where  $l$  is the half wavelength.

(8) and (9) of EN 1992-1-1 do not apply.

### 5.3 Idealisation of the structure

#### 5.3.1 Structural models for overall analysis

(2) and (6) of EN 1992-1-1 do not apply

#### 5.3.2 Geometric data

##### 5.3.2.2 Effective span of beams and slabs

NOTE (1), (2) and (3) of EN 1992-1-1 apply despite the fact that the title of the clause refers to buildings.

(104) Where a beam or slab is continuous over a support which may be considered to provide no restraint to rotation (e.g. over walls) and the analysis assumes point support, the design support moment, calculated on the basis of a span equal to the centre-centre distance between supports, may be reduced by an amount  $\Delta M_{Ed}$  as follows:

where:

$F_{Ed,sup}$  is the design support reaction.

NOTE The value of  $t$  for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is the breadth of the bearing.

### 5.5 Linear elastic analysis with limited redistribution

(104) In continuous beams or slabs which:

- are predominantly subject to flexure and
- have the ratio of the lengths of adjacent spans in the range of 0,5 to 2 redistribution of bending

згинальних моментів може проводитися без розрахунку кутів повороту, якщо дотримуються такі умови:

$$\delta \geq \frac{k_1 + k_2}{d}, \text{ якщо } f_{ck} \leq 50 \text{ МПа}; \quad (5.10a)$$

$$\delta \geq \frac{k_3 + k_4 x_u}{d}, \text{ якщо } f_{ck} > 50 \text{ МПа}; \quad (5.10b)$$

$\delta \geq k_5$ , якщо використовується арматура класу В і класу С (додаток С).

Для арматурної сталі класу А перерозподіл не допускається (додаток З).

де:

$\delta$  відношення перерозподіленого моменту до моменту пружного згину.

$x_u$  висота стиснутої зони в граничному стані за несучою здатністю після перерозподілу.

$d$  ефективна висота перерізу.

**ПРИМІТКА 1** Значення  $k_1, k_2, k_3, k_4, k_5$  для використання в конкретній країні вказуються в національному додатку. Значення, що рекомендуються, наступні:  $k_1 = 0,44$ ;  $k_2 = 1,25 (0,6 + 0,0014/\varepsilon_{cu^2})$ ;  $k_3 = 0,54$ ;  $k_4 = 1,25 (0,6 + 0,0014/\varepsilon_{cu^2})$ ;  $k_5 = 0,85$ .

**ПРИМІТКА 2** Обмеження, встановлені в EN 1992-1-1, можуть використовуватися при проектуванні плит суцільного перерізу.

(105) Перерозподіл не допускається у випадках, якщо неможливо з достатньою надійністю встановити граничний кут повороту перетину (наприклад, для криволінійних або розташованих під кутом мостів).

## 5.6 Пластичний розрахунок

### 5.6.1 Загальні відомості

(101)P Методи на основі пластичного розрахунку допускається використовувати тільки для перевірки в граничних станах за несучою здатністю тільки з дозволу національних органів управління.

### 5.6.2 Пластичний розрахунок балок, рам і плит

moments may be carried out without explicit check on the rotation capacity, provided that:

$\delta \geq k_5$  where Class B and Class C reinforcement is used (see Annex C)

No redistribution is allowed for Class A steel (see Annex C).

where:

$\delta$  is the ratio of the redistributed moment to the elastic bending moment.

$x_u$  is the depth of the neutral axis at the ultimate limit state after redistribution.

$d$  is the effective depth of the section.

**NOTE 1** The values of  $k_1, k_2, k_3, k_4$  and  $k_5$  for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value for  $k_1$  is 0,44, for  $k_2$  is  $1,25(0,6+0,0014/\varepsilon_{cu^2})$ , for  $k_3$  is 0,54, for  $k_4$  is  $1,25(0,6+0,0014/\varepsilon_{cu^2})$  and for  $k_5$  is 0,85.

**NOTE 2** The limits of EN 1992-1-1 may be used for the design of solid slabs.

(105) Redistribution should not be carried out in circumstances where the rotation capacity cannot be defined with confidence (e.g. in curved and or skewed bridges).

## 5.6 Plastic analysis

### 5.6.1 General

(101)P Methods based on plastic analysis should only be used for the check at ULS and only when permitted by National Authorities

### 5.6.2 Plastic analysis for beams, frames and slabs

(102) Вимоги до пластичності можна вважати виконаними, якщо дотримуються такі умови:

i) площа розтягнутої арматури обмежена так, що в будь-якому її перерізі виконуються наступні умови:

$x_u / d \leq 0,15$  для класів міцності бетону C50/60 і нижче;

$x_u / d \leq 0,10$  для класів міцності бетону C55/67 і вище;

ii) арматурна сталь - класу В або С;

iii) відношення моментів на проміжних опорах до моментів в прогоні становить від 0,5 до 2.

ПРИМІТКА Обмеження, встановлені в EN 1992-1-1, можуть використовуватися при проектуванні плит суцільного перерізу.

### 5.6.3 Граничний кут повороту перерізу

(102) В областях пластичних шарнірів для бетонів класу міцності C50/60 і нижче величина  $x_u / d$  повинна становити не більше 0,30, а для бетонів класу міцності C55/67 і вище - не більше 0,23.

### 5.7 Нелінійний розрахунок

(105) Нелінійний розрахунок може застосовуватися за умови, що модель може належним чином охоплювати всі режими руйнування (наприклад, руйнування при згині, осьових навантаженнях, зсуві, стисненні при зниженій міцності бетону і т. ін.), і при цьому опір бетону розтягуванню дорівнює нулю.

Якщо який-небудь розрахунок недостатній для перевірки всіх механізмів руйнування, то необхідно виконати додатковий розрахунок.

ПРИМІТКА 1 Подобиці про застосовні методи нелінійного розрахунку і рівні забезпечення надійності, які повинні використовуватися в конкретній країні, наводяться в національному додатку. Рекомендації із цього приводу наведено нижче. При використанні нелінійного розрахунку допускаються наступні припущення:

- для арматури використовується діаграма

(102) The required ductility may be deemed to be satisfied if all the following are fulfilled:

i) the area of tensile reinforcement is limited such that, at any section:

$x_u / d \leq 0,15$  for concrete strength classes  $\leq$  C50/60

$x_u / d \leq 0,10$  for concrete strength classes  $\geq$  C55/67

ii) reinforcing steel is either Class B or C

iii) the ratio of the moments at intermediate supports to the moments in the span is between 0,5 and 2.

NOTE The limits of EN 1992-1-1 may be used for the design of solid slabs.

### 5.6.3 Rotation capacity

(102) In regions of yield hinges,  $x_u / d$  should not exceed 0,30 for concrete strength classes less than or equal to C50/60, and 0,23 for concrete strength classes greater than or equal to C55/67.

### 5.7 Non-linear analysis

(105) Non-linear analysis may be used provided that the model can appropriately cover all failure modes (e.g. bending, axial force, shear, compression failure affected by reduced effective concrete strength, etc.) and that the concrete tensile strength is not utilised as a primary load resisting mechanism.

If one analysis is not sufficient to verify all the failure mechanisms, separate additional analyses should be carried out.

NOTE 1 The details of acceptable methods for non-linear analysis and safety format to be used in a Country may be found in its National Annex. The recommended details are as follows: When using non-linear analysis the following assumptions should be made:

- for reinforcing steel, the stress-strain diagram to

«напруження - деформація» на основі малюнка 3.8 (крива А), причому замість величин  $f_{yk}$  і  $kf_{yk}$  на цій діаграмі повинні використовуватися величини  $1,1 f_{yk}$  і  $1,1 kf_{yk}$  відповідно;

- для попередньо напруженої арматури використовується ідеалізована діаграма «напруження - деформація», наведена в 3.3.6 (малюнок 3.10, крива А), причому на цій діаграмі замість величини  $f_{pk}$  повинна використовуватися величина  $1,1 f_{pk}$ ;

- для бетону використовується діаграма «напруження - деформація» на основі формули (3.14), наведеної в 3.1.5, причому в цій формулі, а також для величини  $k$  замість величини  $f_{cm}$  повинна використовуватися величина  $\gamma_{cf} f_{ck}$ , де  $\gamma_{cf} = 1,1 \gamma_s / \gamma_c$ .

Повинен використовуватися наступний порядок розрахунку:

- виконати оцінку опору для різних рівнів відповідних навантажень, які повинні підвищуватися, починаючи з нормативних величин. Це підвищення повинне виконуватися у вигляді приростів, причому так, щоб величини  $\gamma_G G_k$  і  $\gamma_Q Q_k$  досягалися на одному і тому ж кроці. Процес приросту повинен продовжуватися до того часу, поки одна з ділянок конструкції не досягне границі міцності, розрахованої з урахуванням величини  $\alpha_{cc}$  або поки не буде досягнуте повне руйнування конструкції. Відповідне навантаження позначається як  $q_{ud}$ ;

- застосувавши загальний коефіцієнт запасу міцності  $\gamma_o$ , отримати відповідну міцність  $R(q_{ud} / \gamma_o)$ ;

- переконатися в тому, що дотримується одна з наступних нерівностей:

$$\gamma_{Rd} E (\gamma_G G + \gamma_Q Q) \leq R \left( \frac{q_{ud}}{\gamma_o} \right) \quad (5.102 \text{ aN})$$

$$E (\gamma_G G + \gamma_Q Q) \leq R \left( \frac{q_{ud}}{\gamma_{Rd} \gamma_o} \right) \quad (5.102 \text{ bN})$$

$$\text{тобто (i.e.) } R \left( \frac{q_{ud}}{\gamma_{o'}} \right)$$

або

be used should be based on Figure 3.8, curve A. In this diagram,  $f_{yk}$  and  $kf_{yk}$  should be replaced by  $1,1 f_{yk}$  and  $1,1 kf_{yk}$ ;

- for prestressing steel, the idealised stress-strain diagram given in 3.3.6 (Figure 3.10, curve A) should be used. In this diagram  $f_{pk}$  should be replaced with  $1.1 f_{pk}$ ;

- for concrete, the stress-strain diagram should be based on expression (3.14) in 3.1.5. In this expression, and in the  $k$ -value,  $f_{cm}$  should be replaced by  $\gamma_{cf} f_{ck}$  with  $\gamma_{cf} = 1,1 \gamma_s / \gamma_c$

The following design format should be used:

- the resistance should be evaluated for different levels of appropriate actions which should be increased from their serviceability values by incremental steps, such that the value of  $\gamma_G G_k$  and  $\gamma_Q Q_k$  are reached in the same step. The incrementing process should be continued until one region of the structure attains the ultimate strength, evaluated taking account of  $\alpha_{cc}$ , or there is global failure of the structure. The corresponding load is referred to as  $q_{ud}$ ;

- apply an overall safety factor  $\gamma_o$  and obtain the corresponding strength  $R(q_{ud} / \gamma_o)$ ;

- one of the following inequalities should be satisfied:

or

$$\gamma_{Rd}\gamma_{Sd}E(\gamma_G G + \gamma_Q Q) \leq R \left( \frac{q_{ud}}{\gamma_O} \right) \quad (5.102 \text{ cN})$$

де:

$\gamma_{Rd}$  частковий коефіцієнт невизначеності моделі для опору  $\gamma_{Rd} = 1,06$ .

$\lambda_{Sd}$  частковий коефіцієнт невизначеності моделі для дії  $\lambda_{Sd} = 1,15$ .

$\gamma_O$  загальний коефіцієнт запасу міцності  $\gamma_O = 1,20$ .

Подробиці див. в додатку РР.

Якщо характеристики невизначеності моделі  $\gamma_{Rd}$  і  $\lambda_{Sd}$  в явному вигляді в процесі розрахунку не враховуються (тобто приймається  $\gamma_{Rd} = \lambda_{Sd} = 1$ ), то слід використовувати значення  $\lambda_O = 1,27$ .

**ПРИМІТКА 2** Якщо для нелінійного розрахунку використовуються розрахункові властивості матеріалів (наприклад, згідно 5.8.6 EN 1992-1-1), то необхідно звертати особливу увагу врахування впливу непрямих дій (наприклад, накладених деформацій).

## 5.8 Розрахунок ефектів другого порядку при осьовому навантаженні

### 5.8.3 Спрощені критерії ефектів другого порядку

#### 5.8.3.3 Загальні ефекти другого порядку в спорудах

Цей пункт не застосовується.

#### 5.8.4 Повзучість

(105) Може застосовуватися більш точний підхід до оцінки повзучості.

ПРИМІТКА Подробиці див. в додатку КК.

## 5.10 Попередньо напружені елементи і конструкції

### 5.10.1 Загальні відомості

(106) Слід уникати крихкого руйнування, використовуючи метод, описаний в 6.1 (109).

#### 5.10.8 Вплив попереднього напруження на

where:

$\gamma_{Rd}$  is the partial factor for model uncertainty for resistance,  $\gamma_{Rd} = 1,06$ .

$\lambda_{Sd}$  is the partial factor for model uncertainty for action/action effort,  $\lambda_{Sd} = 1,15$ .

$\gamma_O$  is the overall safety factor,  $\gamma_O = 1,20$ .

Refer to Annex PP for further details.

When model uncertainties  $\gamma_{Rd}$  and  $\lambda_{Sd}$  are not considered explicitly in the analysis (i.e.  $\gamma_{Rd} = \lambda_{Sd} = 1$ ),  $\lambda_O = 1,27$  should be used.

**NOTE 2** If design properties of materials (e.g. as 5.8.6 of EN 1992-1-1) are used for non-linear analysis particular care should be exercised to allow for the effects of indirect actions (e.g. imposed deformations).

## 5.8 Analysis of second order effects with axial load

### 5.8.3 Simplified criteria for second order effects

#### 5.8.3.3 Global second order effects in buildings

This clause does not apply

#### 5.8.4 Creep

(105) A more refined approach to the evaluation of creep may be applied.

NOTE Further information may be found in Annex KK

## 5.10 Prestressed members and structures

### 5.10.1 General

(106) Brittle failure should be avoided using the method described in 6.1 (109).

#### 5.10.8 Effects of prestressing at ultimate limit

## граничний стан за несучою здатністю

(103) Якщо наростання напружень в зовнішніх попередньо напружуваних арматурних елементах розраховується з використанням деформації елемента в цілому, то слід застосовувати нелінійний розрахунок (5.7).

## Розділ 6 Граничні стани за несучою здатністю (ULS)

Застосовуються наступні елементи EN 1992-1-1:

6.1 (1)P	6.2.4 (6)	6.4.3 (1)P	6.5.4 (9)
6.1 (2)P	6.2.4 (7)	6.4.3 (2)	6.6 (1)P
6.1 (3)P	6.2.5 (1)	6.4.3 (3)	6.6 (2)
6.1 (4)	6.2.5 (2)	6.4.3 (4)	6.6 (3)
6.1 (5)	6.2.5 (3)	6.4.3 (5)	6.7 (1)P
6.1 (6)	6.2.5 (4)	6.4.3 (6)	6.7 (2)
6.1 (7)	6.3.1 (1)P	6.4.3 (7)	6.7 (3)
6.2.1 (1)P	6.3.1 (2)	6.4.3 (8)	6.7 (4)
6.2.1 (2)	6.3.1 (3)	6.4.3 (9)	6.8.1 (1)P
6.2.1 (3)	6.3.1 (4)	6.4.4 (1)	6.8.2 (1)P
6.2.1 (4)	6.3.1 (5)	6.4.4 (2)	6.8.2 (2)P
6.2.1 (5)	6.3.2 (1)	6.4.5 (1)	6.8.2 (3)
6.2.1 (6)	6.3.2 (5)	6.4.5 (2)	6.8.3 (1)P
6.2.1 (7)	6.3.3 (1)	6.4.5 (3)	6.8.3 (2)P
6.2.1 (8)	6.3.3 (2)	6.4.5 (4)	6.8.3 (3)P
6.2.1 (9)	6.4.1 (1)P	6.4.5 (5)	6.8.4 (1)
6.2.2 (2)	6.4.1 (2)P	6.5.1 (1)P	6.8.4 (2)
6.2.2 (3)	6.4.1 (3)	6.5.2 (1)	6.8.4 (3)P
6.2.2 (4)	6.4.1 (4)	6.5.2 (2)	6.8.4 (4)
6.2.2 (5)	6.4.1 (5)	6.5.2 (3)	6.8.4 (5)
6.2.2 (6)	6.4.2 (1)	6.5.3 (1)	6.8.4 (6)P
6.2.2 (7)	6.4.2 (2)	6.5.3 (2)	6.8.5 (1)P
6.2.3 (1)	6.4.2 (3)	6.5.3 (3)	6.8.5 (2)
6.2.3 (2)	6.4.2 (4)	6.5.4 (1)P	6.8.5 (3)
6.2.3 (4)	6.4.2 (5)	6.5.4 (2)P	6.8.6 (1)
6.2.3 (5)	6.4.2 (6)	6.5.4 (3)	6.8.6 (2)
6.2.3 (6)	6.4.2 (7)	6.5.4 (4)	6.8.7 (2)
6.2.3 (8)	6.4.2 (8)	6.5.4 (5)	6.8.7 (3)
6.2.4 (1)	6.4.2 (9)	6.5.4 (6)	6.8.7 (4)
6.2.4 (2)	6.4.2 (10)	6.5.4 (7)	
6.2.4 (4)	6.4.2 (11)	6.5.4 (8)	

### 6.1 Згин з осьовим навантаженням або без нього

(108) Для зовнішніх попередньо напружених арматурних елементів, що не мають зчеплення з бетоном, відносні деформації в попередньо напруженій арматурі між двома послідовно закріпленими точками вважаються постійними. Відносні деформації в попередньо напруженій арматурі дорівнюють залишковим відносним деформаціям після прояву втрат, збільшених на величину відносної деформації,

## state

(103) If the stress increase in external tendons is calculated using the deformation state of the overall member non-linear analysis should be used. See 5.7.

## Section 6 Ultimate Limit States (ULS)

The following clauses of EN 1992-1-1 apply.

6.1 (1)P	6.2.4 (6)	6.4.3 (1)P	6.5.4 (9)
6.1 (2)P	6.2.4 (7)	6.4.3 (2)	6.6 (1)P
6.1 (3)P	6.2.5 (1)	6.4.3 (3)	6.6 (2)
6.1 (4)	6.2.5 (2)	6.4.3 (4)	6.6 (3)
6.1 (5)	6.2.5 (3)	6.4.3 (5)	6.7 (1)P
6.1 (6)	6.2.5 (4)	6.4.3 (6)	6.7 (2)
6.1 (7)	6.3.1 (1)P	6.4.3 (7)	6.7 (3)
6.2.1 (1)P	6.3.1 (2)	6.4.3 (8)	6.7 (4)
6.2.1 (2)	6.3.1 (3)	6.4.3 (9)	6.8.1 (1)P
6.2.1 (3)	6.3.1 (4)	6.4.4 (1)	6.8.2 (1)P
6.2.1 (4)	6.3.1 (5)	6.4.4 (2)	6.8.2 (2)P
6.2.1 (5)	6.3.2 (1)	6.4.5 (1)	6.8.2 (3)
6.2.1 (6)	6.3.2 (5)	6.4.5 (2)	6.8.3 (1)P
6.2.1 (7)	6.3.3 (1)	6.4.5 (3)	6.8.3 (2)P
6.2.1 (8)	6.3.3 (2)	6.4.5 (4)	6.8.3 (3)P
6.2.1 (9)	6.4.1 (1)P	6.4.5 (5)	6.8.4 (1)
6.2.2 (2)	6.4.1 (2)P	6.5.1 (1)P	6.8.4 (2)
6.2.2 (3)	6.4.1 (3)	6.5.2 (1)	6.8.4 (3)P
6.2.2 (4)	6.4.1 (4)	6.5.2 (2)	6.8.4 (4)
6.2.2 (5)	6.4.1 (5)	6.5.2 (3)	6.8.4 (5)
6.2.2 (6)	6.4.2 (1)	6.5.3 (1)	6.8.4 (6)P
6.2.2 (7)	6.4.2 (2)	6.5.3 (2)	6.8.5 (1)P
6.2.3 (1)	6.4.2 (3)	6.5.3 (3)	6.8.5 (2)
6.2.3 (2)	6.4.2 (4)	6.5.4 (1)P	6.8.5 (3)
6.2.3 (4)	6.4.2 (5)	6.5.4 (2)P	6.8.6 (1)
6.2.3 (5)	6.4.2 (6)	6.5.4 (3)	6.8.6 (2)
6.2.3 (6)	6.4.2 (7)	6.5.4 (4)	6.8.7 (2)
6.2.3 (8)	6.4.2 (8)	6.5.4 (5)	6.8.7 (3)
6.2.4 (1)	6.4.2 (9)	6.5.4 (6)	6.8.7 (4)
6.2.4 (2)	6.4.2 (10)	6.5.4 (7)	
6.2.4 (4)	6.4.2 (11)	6.5.4 (8)	

### 6.1 Bending with or without axial force

(108) For external prestressing tendons the strain in the prestressing steel between two consecutive fixed points is assumed to be constant. The strain in the prestressing steel is then equal to the remaining strain, after losses, increased by the strain resulting from the structural deformation between the fixed points considered.

викликаній деформацією конструкції між даними закріпленими точками.

(109) Для попередньо напружених конструкцій вимога 5(P) (5.10.1) може бути виконана будь-яким з наступних способів:

a) перевірка несучої здатності з використанням зменшеної площі попередньо напруженої арматури. Перевірка виконується в наступному порядку:

i) обчислити згинальний момент, викликаний комбінацією навантажень, що часто зустрічається;

ii) визначити зменшену площу попередньо напруженої арматури так, щоб при спільній дії попереднього напруження і згинального моменту, обчисленого згідно переліку i), напруження на крайніх фібрах сягали величини  $f_{ctm}$ ;

iii) використовуючи зменшену площу попередньо напруженої арматури, обчислити граничний згинальний момент. Необхідно переконатися в тому, що цей момент перевищує згинальний момент, викликаний комбінацією навантажень, що часто зустрічається. При цій перевірці може враховуватися перерозподіл внутрішніх зусиль в межах конструкції; в такому випадку граничний згинальний момент слід розраховувати з використанням часткових коефіцієнтів безпеки запасу міцності матеріалу для випадкових проектних умов, вказаних в таблиці 2.1N (2.4.2.4);

b) забезпечення мінімальної площі перерізу арматури за формулою (6.101a). Площа перерізу арматури, призначена для іншої мети, може бути включена в розрахунок  $A_{s,min}$ :

$$A_{s,min} = \frac{M_{rep}}{z_s f_{yk}} \quad (6.101a)$$

де:

$M_{rep}$  момент тріщиноутворення, обчислений з використанням відповідної міцності на розтягування  $f_{ctk}$  на крайній розтягнутій фібрі, при цьому вплив попереднього напруження не враховується. По стиках збірних елементів слід приймати  $M_{rep} = 0$ .

$z_s$  плече внутрішньої пари відносно арматури в граничному стані за несучою здатністю.

(109) For prestressed structures, 5(P) of 5.10.1 may be satisfied by any of the following methods:

a) Verifying the load capacity using a reduced area of prestress. This verification should be undertaken as follows:

i) Calculate the applied bending moment due to the frequent combination of actions.

ii) Determine the reduced area of prestress that results in the tensile stress reaching  $f_{ctm}$  at the extreme tension fibre when the section is subject to the bending moment calculated in i) above.

iii) Using this reduced area of prestress, calculate the ultimate flexural capacity. It should be ensured that this exceeds the bending moment due to the frequent combination. Redistribution of internal actions within the structure may be taken into account for this verification and the ultimate bending resistance should be calculated using the material partial safety factors for accidental design situations given in Table 2.1N of 2.4.2.4.

b) Providing a minimum reinforcing steel area according to the Expression (6.101a). Reinforcing steel provided for other purposes may be included in  $A_{s,min}$ .

where:

$M_{rep}$  is the cracking bending moment calculated using an appropriate tensile strength,  $f_{ctk}$  at the extreme tension fibre of the section, ignoring any effect of prestressing. At the joint of segmental precast elements  $M_{rep}$  should be assumed to be zero.

$z_s$  is the lever arm at the ultimate limit state related to the reinforcing steel.

ПРИМІТКА Значення  $f_{ctx}$  для використання в конкретній країні вказується в національному додатку. Рекомендоване значення:  $f_{ctx} = f_{ctm}$ .

с) забезпечення легкого доступу до попередньо напружених бетонних елементів для того, щоб перевіряти і контролювати стан напружуваних елементів за допомогою неруйнівних методів або моніторингу.

ПРИМІТКА Один або декілька з методів а), б), с) вказуються як застосовні для конкретної країни в національному додатку.

(110) Якщо в пункті (109) вибрано метод б), то застосовуються такі правила:

i) необхідно забезпечити мінімальну площу перерізу арматури на ділянках, де в бетоні виникають напруження розтягування при комбінації нормативних навантажень. При цій перевірці слід враховувати паразитні ефекти попереднього напруження, а первинні ефекти слід ігнорувати;

ii) для попередньо напружених елементів застосовується формула (6.101a) з використанням одного з двох наступних альтернативних підходів:

а) площа попередньо напружених арматурних елементів із захисним шаром бетону, що не менше ніж в  $k_{cm}$  раз перевищує задану в 4.4.1.2 мінімальну величину, розглядається як площа  $A_{s,min}$ . У формулі використовується величина  $z_s$  для арматурних пасом; замість величини  $f_{yk}$  використовується  $f_{p0,1k}$ ;

б) попередньо напружені арматурні елементи з напруженнями нижче  $0,6 f_{pk}$  після прояву втрат при дії комбінації нормативних навантажень розглядаються як повністю активні. В цьому випадку замість формули (6.101a) використовується така формула:

$$A_{s,min} f_{yk} + A_p \Delta \sigma_p \geq \frac{M_{rep}}{z} \quad (6.101b)$$

де:

$\Delta \sigma_p$  визначається як менша з величин  $0,4 f_{ptk}$  і 500 МПа.

ПРИМІТКА Значення  $k_{cm}$  для використання

NOTE The value of  $f_{ctx}$  for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value for  $f_{ctx}$  is  $f_{ctm}$ .

c) Agreeing an appropriate inspection regime with the relevant National Authority on the basis of satisfactory evidence.

NOTE The applicable method or methods (selected from a, b and c) for use in a Country may be given in its National Annex.

(110) In cases where method b) in (109) above is chosen, the following rules apply:

i) The minimum reinforcement steel area should be provided in regions where tensile stresses occur in the concrete under the characteristic combination of actions. In this check the parasitic effects of prestressing should be considered and the primary effects should be ignored.

ii) For pretensioned members Expression (6.101a) should be applied using one of the alternative approaches a) or b) described below:

a) Tendons with concrete cover at least  $k_{cm}$  times the minimum specified in 4.4.1.2 are considered as effective in  $A_{s,min}$ . A value of  $z_s$  based on the effective strands is used in the expression and  $f_{yk}$  is replaced with  $f_{p0,1k}$ .

b) Tendons subject to stresses lower than  $0,6 f_{pk}$  after losses under the characteristic combination of actions are considered as fully active. In this case Expression (6.101a) is replaced by:

where:

$\Delta \sigma_p$  is the smaller of  $0,4 f_{ptk}$  and 500 МПа.

NOTE The value of  $k_{cm}$  for use in a Country may



в конкретній країні вказується в національному додатку. Рекомендоване значення  $k_{cm} = 2,0$ .

iii) для забезпечення достатньої деформативності арматуру з мінімальною площею перерізу  $A_{s,min}$ , отриманою за формулою (6.101), для багатопрогонних нерозрізних балок слід доводити до проміжної опори в даному прогоні.

Таке збільшення, проте, не є необхідним, якщо в граничному стані за несучою здатністю опір розтягуванню, забезпечуваний ненапруженою і попередньо напруженою арматурою (розташованою над опорами), розрахований для нормативних значень міцності  $f_{yk}$  и  $f_{p0,1k}$ , виявляється меншим, ніж опір стисненню стиснутої зони, з чого виходить, що руйнування останньої маловірогідно:

$$A_s f_{yk} + k_p A_p f_{p0,1k} < t_{inf} b_0 \alpha_{cc} f_{ck} \quad (6.102)$$

де:

$t_{inf}$ ,  $b_0$  відповідно товщина і ширина перерізу стиснутої зони. Для таврових профілів  $t_{inf} = b_0$ ;  $A_s$ ,  $A_p$  - відповідно, площа перерізу ненапруженої і попередньо напруженої арматури в зоні розтягування в граничному стані за несучою здатністю.

ПРИМІТКА Значення  $k_p$  для використання в конкретній країні вказується в національному додатку. Значення, що рекомендується  $k_p = 1,0$ .

## 6.2 Поперечна сила

### 6.2.2 Елементи, що не потребують поперечного армування

(101) Розрахункове значення опору поперечній силі  $V_{Rd,c}$  визначається за формулою:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \quad (6.2.a)$$

з мінімальним значенням:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (6.2.b)$$

be found in its National Annex. The recommended value for  $k_{cm}$  is 2,0.

iii) To ensure adequate ductility the minimum reinforcing steel area  $A_{s,min}$ , defined in Expressions (6.101), in continuous beams should extend to the intermediate support of the span considered.

However, this extension is not necessary if, at the ultimate limit state, the resisting tensile capacity provided by reinforcing and prestressing steel above the supports, calculated with the characteristic strength  $f_{yk}$  and  $f_{p0,1k}$  respectively, is less than the resisting compressive capacity of the bottom flange, which means that the failure of the compressive zone is not likely to occur:

where:

$t_{inf}$ ,  $b_0$  are, respectively, the thickness and the width of the bottom flange of the section. In case of T sections,  $t_{inf}$  is taken as equal to  $b_0$ .

$A_s$ ,  $A_p$  denote respectively the area of reinforced and prestressing steel in the tensile zone at the ultimate limit state.

NOTE The value of  $k_p$  for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value for  $k_p$  is 1,0.

## 6.2 Shear

### 6.2.2 Members not requiring design shear reinforcement

(101) The design value for the shear resistance  $V_{Rd,c}$  is given by:

with a minimum of:

де:

$f_{ck}$  в МПа.

$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$ , де  $d$  - в міліметрах.

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_{wd}} \leq 0,02$$

тут  $A_{sl}$  площа перерізу розтягнутої арматури, яка заведена на відстань  $\geq (l_{bd} + d)$  за даний переріз (малюнок 6.3). В розрахунок  $A_{sl}$  може включатися площа перерізу попередньо напруженої арматури, що має зчеплення з бетоном; в цьому випадку може використовуватися середньозважене значення  $d$ .

$b_w$  найменша ширина поперечного перерізу розтягнутої зони, мм.

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0,2f_{cd}, \text{ МПа}$$

тут  $N_{Ed}$  осьове зусилля в поперечному перерізі від навантаження або попереднього напруження, в ньютонах (при стиску  $N_{Ed} > 0$ ). Вплив вимушених деформацій від  $N_{Ed}$  можна не враховувати.

$A_c$  площа поперечного перерізу бетону, мм<sup>2</sup>;

$V_{Rd,c}$  в ньютонах.

ПРИМІТКА Значення  $C_{Rd,c}$ ,  $v_{min}$  і  $k_1$  для використання в конкретній країні вказуються в національному додатку. Значення, що рекомендуються:  $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$ ,  $v_{min}$  - за формулою (6.3N);  $k_1 = 0,15$ .

$$v_{min} = 0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2} \quad (6.3N)$$

where:

$f_{ck}$  is in MPa.

$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$  with  $d$  in mm.

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_{wd}} \leq 0,02$$

$A_{sl}$  is the area of the tensile reinforcement, which extends  $\geq (l_{bd} + d)$  beyond the section considered (see Figure 6.3); the area of bonded prestressing steel may be included in the calculation of  $A_{sl}$ . In this case a weighted mean value of  $d$  may be used.

$b_w$  is the smallest width of the cross-section in the tensile area mm.

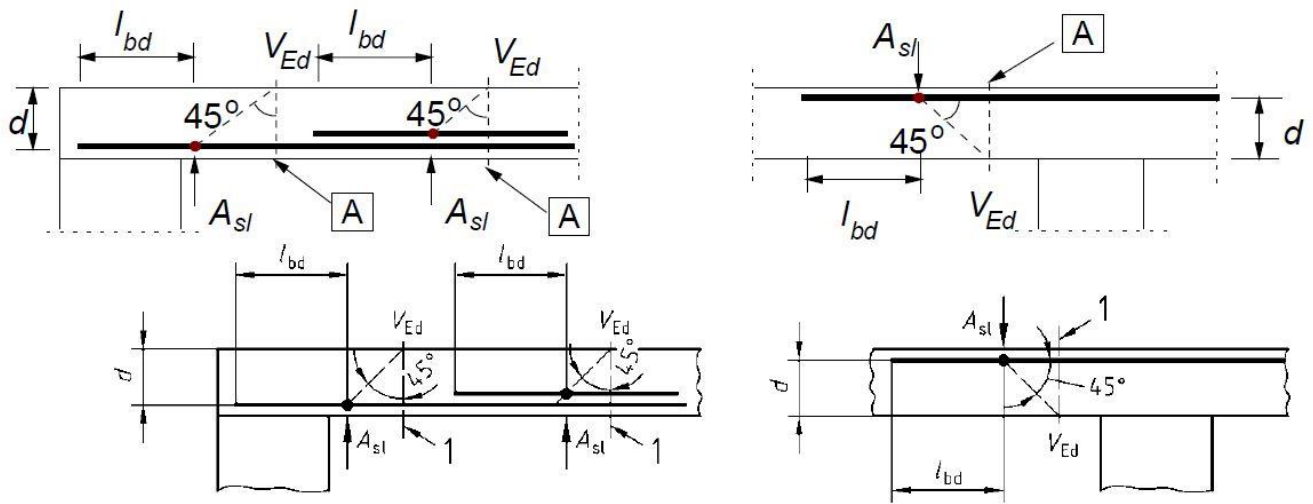
$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0,2f_{cd}, \text{ MPa}$$

$N_{Ed}$  is the axial force in the cross-section due to loading or to the acting effect of prestressing in Newtons ( $N_{Ed} > 0$  for compression). The influence of imposed deformations on  $N_{Ed}$  may be ignored.

$A_c$  is the area of concrete cross section mm<sup>2</sup>

$V_{Rd,c}$  is Newtons.

NOTE The values of  $C_{Rd,c}$ ,  $v_{min}$  and  $k_1$  for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value for  $C_{Rd,c}$  is  $0,18/\gamma_c$ , that for  $v_{min}$  is given by Expression (6.3N) and that for  $k_1$  is 0,15.



A - розраховуваний переріз

Рисунок 6.3 - Визначення величини  $A_{sl}$  в формулі (6.2)

Figure 6.3 - Definition of  $A_{sl}$  in Expression (6.2)

### 6.2.3 Розрахунок поперечного армування елементів

(103) Для елементів з вертикальною поперечною арматурою опір поперечній силі  $V_{Rd}$  визначається як мінімальна з величин, обчислених за формулами (6.8) і (6.9):

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \quad (6.8)$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \quad (6.9)$$

де:

$A_{sw}$  площа перерізу поперечної арматури.  
 $s$  крок арматурних стержнів.

$f_{ywd}$  розрахункова границя текучості поперечної арматури.

$v_1$  коефіцієнт зниження міцності бетону з тріщинами при дії поперечної сили.

$\alpha_{cw}$  коефіцієнт, що враховує вплив напружень в стиснутому поясі.

ПРИМІТКА 1 Якщо використовується формула (6.10), то в формулі (6.8) величину  $f_{ywd}$  слід зменшити до  $0,8 f_{ywk}$ .

ПРИМІТКА 2 Значення  $v_1$  і  $\alpha_{cw}$  для використання в конкретній країні вказуються в національному додатку. Значення, що рекомендується:  $v_1 = v$  (див. формулу (6.6N)).

### 6.2.3 Members requiring design shear reinforcement

(103) For members with vertical shear reinforcement, the shear resistance,  $V_{Rd}$  is the smaller value of:

where:

$A_{sw}$  is the cross-sectional area of the shear reinforcement.

$s$  is the spacing of the stirrups.

$f_{ywd}$  is the design yield strength of the shear reinforcement.

$v_1$  is a strength reduction factor for concrete cracked in shear.

$\alpha_{cw}$  is a coefficient taking account of the state of the stress in the compression chord.

NOTE 1 If Expression (6.10) is used the value of  $f_{ywd}$  should be reduced to  $0,8 f_{ywk}$  in Expression (6.8)

NOTE 2 The value of  $v_1$  and  $\alpha_{cw}$  for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value of  $v_1$  is  $v$  (See Expression (6.6N)).

ПРИМІТКА 3 Якщо розрахункове значення напруження в поперечній арматурі становить менше 80 % від нормативної границі текучості  $f_{yk}$ , то  $v_1$  визначається таким чином:

$$v_1 = 0,6 \text{ для (for) } f_{ck} \leq 60 \text{ МПа} \quad (6.10.aN)$$

$$v_1 = 0,9 - \frac{f_{ck}}{200} > 0,5 \text{ для (for) } f_{ck} \geq 60 \text{ МПа} \quad (6.10.bN)$$

ПРИМІТКА 4 рекомендоване значення  $\alpha_{cw}$  визначається в такий спосіб:  
1 для конструкцій без попереднього напруження;

NOTE 3 If the design stress of the shear reinforcement is below 80% of the characteristic yield stress  $f_{yk}$ ,  $v_1$  may be taken as:

NOTE 4 The recommended value of  $\alpha_{cw}$  is as follows:

1 for non-prestressed structures

$$\left(1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right) \text{ для (for) } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd} \quad (6.11.aN)$$

$$1,25 \text{ для (for) } 0,25 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd} \quad (6.11.bN)$$

$$2,5 \left(1 - \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right) \text{ для (for) } 0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < 1,0 f_{cd} \quad (6.11.cN)$$

де:

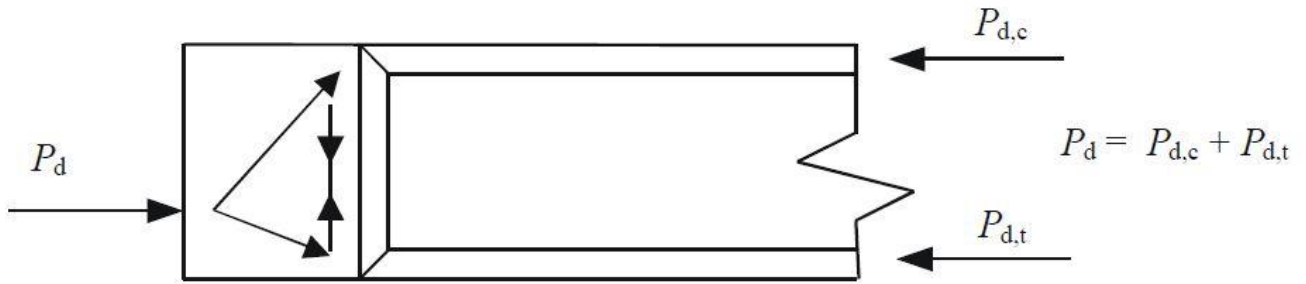
$\sigma_{cp}$  середнє стискальне напруження в бетоні, що приймається додатним, викликане дією розрахункових осьових сил. Ця величина визначається як усереднена в бетонному перерізі з урахуванням арматури. На відстані менш  $0,5d \cot \theta$  від краю опори обчислювати значення  $\sigma_{cp}$  не потрібно.

Якщо розтягнутий або стиснутий пояси балок можуть витримувати все зусилля попереднього напруження і по краях балок є розширення для розподілу цього зусилля (малюнок 6.101), то при використанні прямих попередньо напружених арматурних елементів з високим рівнем попередніх напружень ( $\sigma_{cp} / f_{cd} > 0,5$ ) в балках з тонкими стінками припускається розподіляти зусилля попереднього напруження між поясами. В цих умовах для стінки слід враховувати тільки стиснення, викликане поперечною силою ( $\alpha_{cw} = 1$ ).

where:

$\sigma_{cp}$  is the mean compressive stress, measured positive, in the concrete due to the design axial force. This should be obtained by averaging it over the concrete section taking account of the reinforcement. The value of  $\sigma_{cp}$  need not be calculated at a distance less than  $0,5d \cot \theta$  from the edge of the support.

In the case of straight tendons, a high level of prestress ( $\sigma_{cp} / f_{cd} > 0,5$ ) and thin webs, if the tension and the compression chords are able to carry the whole prestressing force and blocks are provided at the extremity of beams to disperse the prestressing force (see fig. 6.101), it may be assumed that the prestressing force is distributed between the chords. In these circumstances, the compression field due to shear only should be considered in the web ( $\alpha_{cw} = 1$ ).



**Рисунок 6.101 – Розподіл попереднього напруження торцевими уширеннями по поясах**  
**Figure 6.101 - Dispersion of prestressing by end blocks within the chords**

ПРИМІТКА 5 Максимальна ефективна площа перерізу поперечної арматури  $A_{sw,max}$  для  $ctg\theta = 1$  визначається за формулою

$$\frac{A_{sw,max} f_{ywd}}{b_w s} \leq \frac{1}{2} \alpha_{cw} v_1 f_{cd} \quad (6.12)$$

(107) Додаткове розтягувальне зусилля  $\Delta F_{td}$  в поздовжній арматурі, викликане поперечною силою  $V_{Ed}$ , можна обчислити за формулою

$$\Delta F_{td} = 0,5 V_{Ed} (ctg\theta - ctg\alpha) \quad (6.18)$$

При цьому  $M_{Ed}/z + \Delta F_{td}$  не повинне перевищувати  $M_{Ed,max}/z$ .

ПРИМІТКА Настанови з поєднання різних моделей ферм для використання в конкретній країні подаються в національному додатку. Настанови, що рекомендуються, наведено нижче. Якщо використовується зчеплена з бетоном попередньо напружена арматура, розташована всередині розтягнутого пояса, то створюваний попереднім напруженням опір можна враховувати як складову для сприйняття повного поздовжнього розтягувального зусилля. При використанні похилих попередньо напружених арматурних елементів, зчеплених з бетоном, в поєднанні з іншою поздовжньою арматурою або попередньо напруженими арматурними елементами, міцність на дію поперечної сили можна розраховувати в спрощеному вигляді шляхом поєднання двох різних моделей балок з різною геометрією (малюнок 6.102N); для перевірки напружень бетону з використанням формули (6.9) використовується середньозважене значення між  $\theta_1$  і  $\theta_2$ .

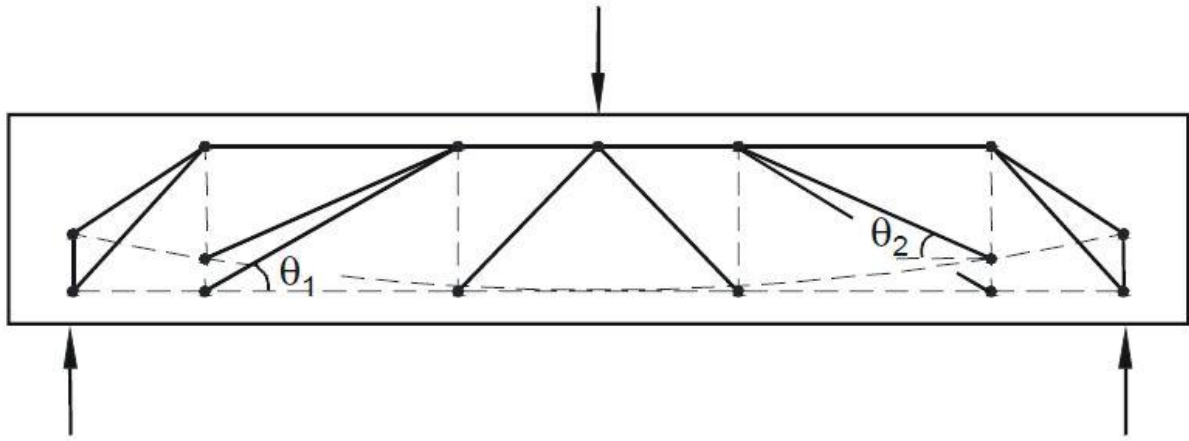
NOTE 5 The maximum effective cross-sectional area of the shear reinforcement  $A_{sw,max}$  for  $\cot\theta = 1$  is given by:

(107) The additional tensile force,  $\Delta F_{td}$ , in the longitudinal reinforcement due to shear  $V_{Ed}$  may be calculated from:

$M_{Ed}/z + \Delta F_{td}$  should be taken not greater than  $M_{Ed,max}/z$ .

NOTE Guidance on the superposition of different truss models for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended guidance is as follows:

In the case of bonded prestressing, located within the tensile chord, the resisting effect of prestressing may be taken into account for carrying the total longitudinal tensile force. In the case of inclined bonded prestressing tendons in combination with other longitudinal reinforcement/tendons the shear strength may be evaluated, by a simplification, superimposing two different truss models with different geometry (Figure. 6.102N); a weighted mean value between  $\theta_1$  and  $\theta_2$  may be used for concrete stress field verification with Expression (6.9).

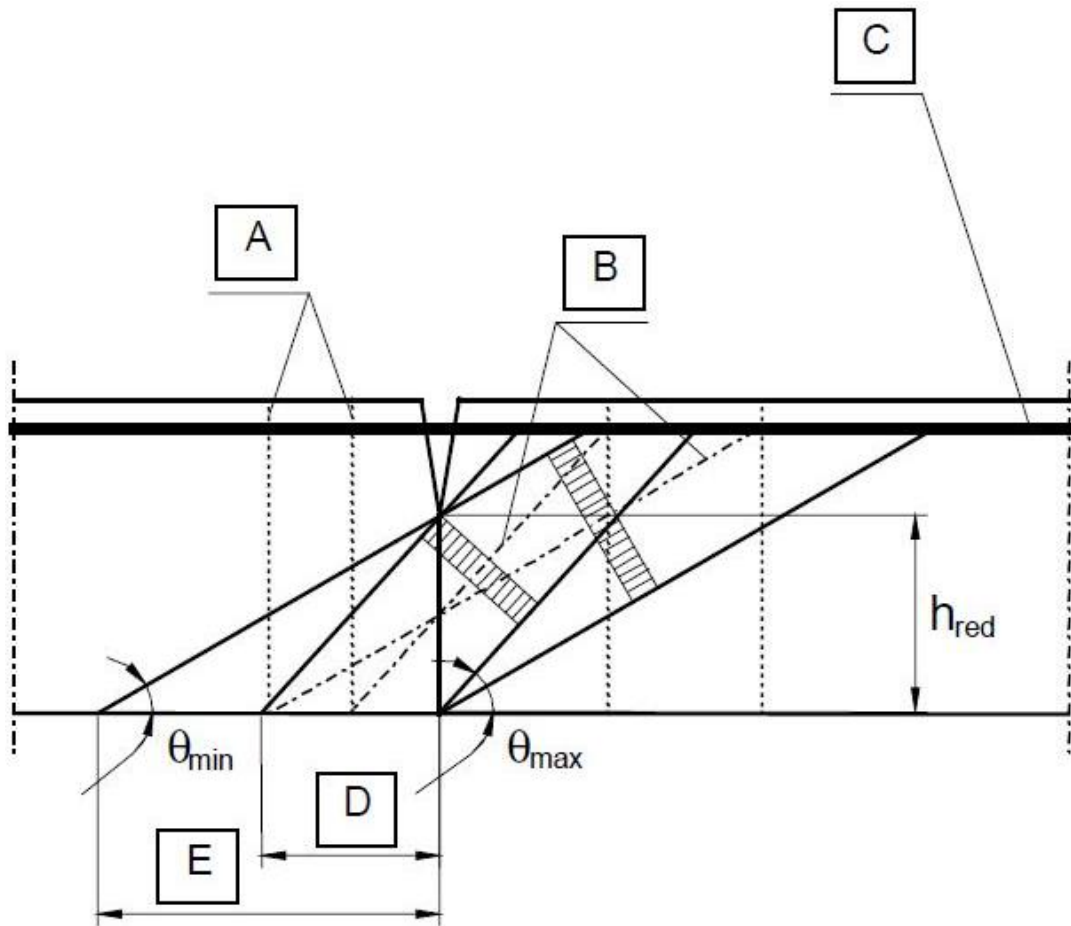


**Рисунок 6.102N - Складена модель опору поперечній силі**

**Figure 6.102N: Superimposed resisting model for shear**

(109) Для складених конструкцій із збірними залізобетонними елементами і із попередньо напруженою арматурою без зчеплення з бетоном всередині розтягнутого пояса необхідно враховувати вплив розкриття стиків. За цих умов, якщо не виконується детальний розрахунок, то зусилля в розтягнутому поясі після розкриття стику слід вважати незмінним. Тому, у міру того, як прикладане навантаження зростає і стик розкривається (малюнок 6.103), нахил поля напруження бетону в стінці зростає. Висота перерізу стінки, доступної для стиснення, зменшується до величини  $h_{red}$ . Допустиме навантаження за поперечною силою можна оцінити за формулою (6.8), використовуючи в ній значення  $\theta$ , отримане для мінімального значення залишкової висоти  $h_{red}$ .

(109) In the case of segmental construction with precast elements and no bonded prestressing in the tension chord, the effect of opening of the joint should be considered. In these conditions, in the absence of a detailed analysis, the force in the tension chord should be assumed to remain unchanged after the joints have opened. In consequence, as the applied load increases and the joints open (Figure 6.103), the concrete stress field inclination within the web increases. The depth of concrete section available for the flow of the web compression field decreases to a value of  $h_{red}$ . The shear capacity can be evaluated in accordance with Expression 6.8 by assuming a value of  $\theta$  derived from the minimum value of residual depth  $h_{red}$ .



A - осі теоретичного розтягнутого елемента; В - осі теоретичних стиснутих елементів;  
 С - розтягнутий пояс балки (зовнішній попередньо напружений арматурний елемент);  
 D - поле А: розташування хомутів з  $\theta_{\max}$  ( $\text{ctg}\theta = 1,0$ );  
 E - поле В: розташування хомутів з  $\theta_{\min}$  ( $\text{ctg}\theta = 2,5$ )

**Рисунок 6.103 - Поля діагональних напружень по стику стінки балки**

- A Axes of theoretical tension tie
- B Axes of theoretical compression struts
- C Tension chord of truss (external tendon)
- D Field A : arrangement of stirrups with  $\theta_{\max}$  ( $\text{ctg}\theta = 1,0$ )
- E Field B : arrangement of stirrups with  $\theta_{\min}$  ( $\text{ctg}\theta = 2,5$ )

**Figure 6.103 - Diagonal stress fields across the joint in the web**

$$h_{red} = \frac{V_{Ed}}{b_w v f_{cd}} (\text{ctg}\theta + \text{tg}\theta) \quad (6.103)$$

Поперечна арматура з площею перерізу на одиницю довжини, визначуваної за формулою:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{h_{red} f_{ywd} \text{ctg}\theta} \quad (6.104)$$

повинна бути передбачена в межах відстані  $h_{red} \text{ctg}\theta$ , але не більш ніж на довжину елемента в обидві сторони від стику.

Зусилля попереднього напруження за

Shear reinforcement stirrups, having the following area per unit length:

should be provided within a distance  $h_{red} \cot\theta$ , but not greater than the segment length, from both edges of the joint.

The prestressing force should be increased if

необхідності слід збільшити так, щоб в граничному стані за несучою здатністю при поєднанні згинального моменту і зсуву розкриття стику було обмежено величиною  $h - h_{red}$  (розрахунок див. вище).

**ПРИМІТКА** Мінімальне значення  $h_{red}$  для використання в конкретній країні указується в національному додатку. Рекомендоване значення:  $h_{red} = 0,5 h$ .

#### 6.2.4 Зсув між ребром і полицею таврових перерізів

(103) Дотичне напруження зсуву  $v_{Ed}$  по стику полиці і стінки визначається зміною нормального (поздовжнього) зусилля у відповідній частині полиці і обчислюється за наступною формулою:

$$v_{Ed} = \Delta F_d / (h_f \Delta x) \quad (6.20)$$

де :

$h_f$  товщина полиці в місці контакту.

$\Delta x$  довжина розрахункової ділянки (рисунок 6.7).

$\Delta E_d$  зміна нормального зусилля в полиці на відрізок завдовжки  $\Delta x$ .

necessary such that, at the ultimate limit state, under the combination of bending moment and shear, the joint opening is limited to the value  $h - h_{red}$  as calculated above.

**NOTE** The absolute minimum value of  $h_{red}$  to be used in a Country may be found in its National Annex. The recommended absolute minimum value for  $h_{red}$  is  $0,5 h$ .

#### 6.2.4 Shear between web and flanges of T-sections

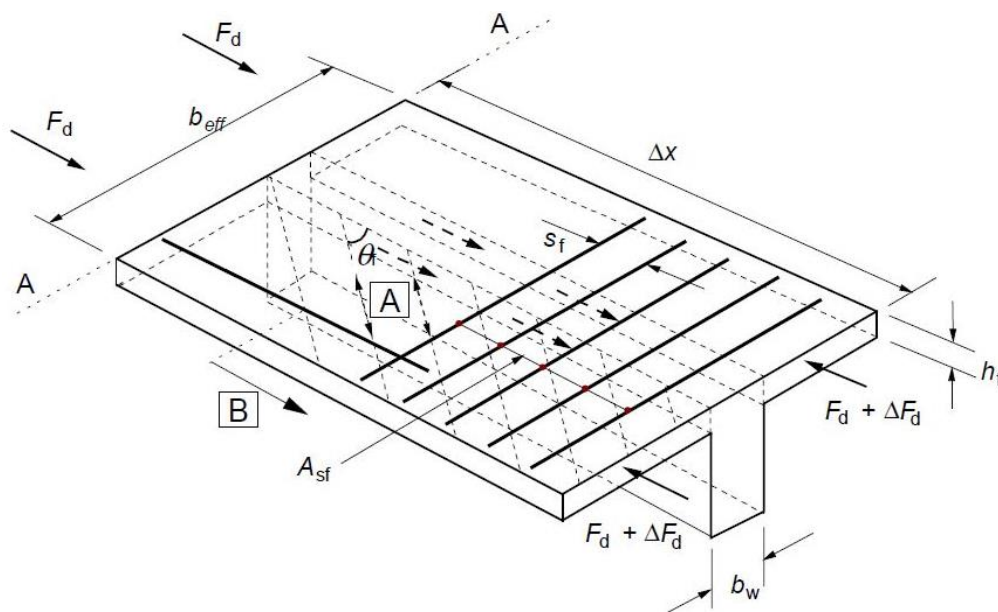
(103) The longitudinal shear stress,  $v_{Ed}$  at the junction between one side of a flange and the web is determined by the change of the normal (longitudinal) force in the part of the flange considered, according to:

where:

$h_f$  is the thickness of flange at the junctions.

$\Delta x$  is the length under consideration, see Figure 6.7.

$\Delta E_d$  is the change of the normal force in the flange over the length  $\Delta x$ .



A - стиснуті смуги; B - поздовжній стержень, закріплений за розрахунковою точкою (6.2.4 (7))

Рисунок 6.7 - Позначення для стику між стінкою і полицею



A – compressive struts B – longitudinal bar anchored beyond this projected point (see 6.2.4 (7))

**Figure 6.7 - Notations for the connection between flange and web**

Максимальне значення для величини  $\Delta x$  становить половину відстані між перерізами, де момент дорівнює нулю і де момент максимальний. Якщо прикладаються точкові навантаження, то відрізок  $\Delta x$  не повинен перевищувати відстані між цими навантаженнями.

Як альтернативний варіант, якщо розглядати довжину балки  $\Delta x$ , зсув, передаваний від стінки до полиці, становить  $V_{Ed}\Delta x/z$  і ділиться на три частини: одна залишається в межах ширини стінки, а дві інші доходять до верхньої грані полиці. Звичайно слід припускати, що частка зусилля, що залишається в межах стінки, визначається як  $b_w/b_{eff}$  від загального зусилля. Цю частку слід припускати більшою, якщо повна ефективна ширина полиці не потрібна для того, щоб чинити опір згинальному моменту. В цьому випадку потрібна перевірка на розкриття тріщини в граничному стані за придатністю до експлуатації.

(105) При спільному зсуві між полицею і стінкою і поперечному згині площа перерізу арматури повинна прийматися максимальною з наступних величин: величини, визначуваної за формулою (6.21), і половини величини, визначуваної за формулою (6.21) з додаванням величини, визначуваної від дії поперечного вигину.

Для перевірки напружень бетону при стисненні за формулою (6.22) EN 1992-1-1 величину  $h_f$  належить зменшити на висоту стиснутої зони, що враховувалася при оцінці згину.

**ПРИМІТКА** Якщо за результатами перевірки задана умова не виконується, то може застосовуватися уточнений метод, приведений в додатку ММ.

### 6.2.5 Зсув по контактній поверхні бетонних елементів, виготовлених в різний час

(105) Для перевірки на втомленість або динаміку значення  $z$  в 6.2.5 (1) EN 1992-1-1 приймаються рівними нулю.

The maximum value that may be assumed for  $\Delta x$  is half the distance between the section where the moment is 0 and the section where the moment is maximum. Where point loads are applied the length  $\Delta x$  should not exceed the distance between point loads.

Alternatively, considering a length  $\Delta x$  of the beam, the shear transmitted from the web to the flange is  $V_{Ed}\Delta x/z$  and is divided into three parts: one remaining within the web breadth and the other two going out to the flange outslands. It should be generally assumed that the proportion of the force remaining within the web is the fraction  $b_w/b_{eff}$  of the total force. A greater proportion may be assumed if the full effective flange breadth is not required to resist the bending moment. In this case a check for cracks opening at SLS may be necessary.

(105) In the case of combined shear between the flange and the web, and transverse bending, the area of steel should be the greater of that given by Expression (6.21) or half that given by Expression (6.21) plus that required for transverse bending. For the verification of concrete compression crushing according to Expression (6.22) of EN 1992-1-1  $h_f$  should be reduced by the depth of compression considered in the bending assessment.

**NOTE** If this verification is not satisfied the refined method given in Annex MM may be used.

### 6.2.5 Shear at the interface between concrete cast at different times

(105) For fatigue or dynamic verifications, the values for  $c$  in 6.2.5 (1) in EN 1992-1-1 should be taken as zero.

### 6.2.106 Зсув по стику бетонних конструкцій, виготовлених в різний час

(101) Через наявність напруження стиснення, що виникає внаслідок поперечної сили і згину, при проектуванні необхідно враховувати взаємну дію поздовжнього зсуву і поперечного згину в стінках коробчастої балки.

Якщо  $V_{Ed} / V_{Rd,max} < 0,2$  або  $M_{Ed} / M_{Rd,max} < 0,1$ , то цим можна нехтувати; тут  $V_{Rd,max}$  і  $M_{Rd,max}$  є максимально допустимі зусилля в стінці коробчастої балки при поздовжньому зсуві і поперечному згині відповідно.

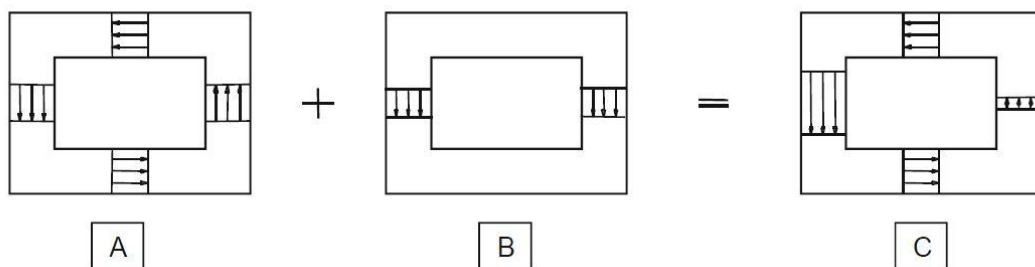
ПРИМІТКА Додаткові відомості про взаємну дію між зсувом і поперечним вигином наводяться в додатку ММ.

### 6.3 Кручення

#### 6.3.2 Порядок розрахунку

(102) Вплив кручення і зсуву як на порожнисті, так і на суцільні елементи можна розглядати як такі, що накладаються, за умови однакового кута нахилу  $\theta$ . Граничні значення для величини  $\theta$ , наведені в 6.2.3 (2), також повністю застосовні до випадку поєднання зсуву і кручення.

Максимальна несуча здатність елемента, що зазнає дії зусиль зсуву і кручення, визначається за 6.3.2 (4). Для коробчастих перерізів кожен стінку необхідно перевіряти окремо на спільну дію внутрішніх зусиль зсуву, отриманих при дії зсуву і кручення (рисунок 6.104).



А - кручення; В- зсув; С - сполучення кручення і зсуву

**Рисунок 6.104 - Сполучення внутрішніх зусиль в різних стінках коробчастого перерізу**

A Torsion Кручення

B Shear Зсув

C Combination Спільна дія кручення зі зсувом

**Figure 6.104 - Internal actions combination within the different walls of a box section**

### 6.2.106 Shear and transverse bending

(101) Due to the presence of compressive stress fields arising from shear and bending, the interaction between longitudinal shear and transverse bending in the webs of box girder sections should be considered in the design.

When  $V_{Ed} / V_{Rd,max} < 0,2$  or  $M_{Ed} / M_{Rd,max} < 0,1$  this interaction can be disregarded; where  $V_{Rd,max}$  and  $M_{Rd,max}$  represent respectively the maximum web capacity for longitudinal shear and transverse bending.

NOTE Further information on the interaction between shear and transverse bending may be found in Annex MM.

### 6.3 Torsion

#### 6.3.2 Design procedure

(102) The effects of torsion and shear for both hollow and solid members may be superimposed, assuming the same value for the strut inclination  $\theta$ . The limits for  $\theta$  given in 6.2.3 (2) are also fully applicable for the case of combined shear and torsion.

The maximum bearing capacity of a member loaded in shear and torsion follows from 6.3.2 (4). For box sections, each wall should be verified separately, for the combination of shear forces derived from shear and torsion (Figure 6.104).

(103) Необхідну площу перерізу поздовжньої арматури від впливу кручення  $\sum A_{sl}$  можна обчислювати за формулою (6.28):

$$\frac{\sum A_{sl} f_{yd}}{u_k} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \cot \theta \quad (6.28)$$

де:

$u_k$  периметр перерізу конструкції і площею  $A_k$ .

$f_{yd}$  розрахункова границя текучості поздовжньої арматури  $A_{sl}$ .

$\theta$  кут нахилу стиснутих розкосів (рисунок 6.5).

В стиснутих поясах переріз поздовжньої арматури може бути зменшений пропорційно до наявного зусилля стиснення. В розтягнутих поясах поздовжня арматура для сприйняття кручення повинна бути додана до решти арматури. Поздовжня арматура повинна розташовуватися рівномірно по довжині  $z_i$ , проте для малих перерізів вона може бути зосереджена на кінцях.

Попередньо напружувані арматурні елементи, що мають зчеплення з бетоном, можуть враховуватися з обмеженням створюваного ними напруження  $\Delta\sigma_p \leq 500$  МПа. В цьому випадку вираз  $\sum A_{sl} f_{yd}$  у формулі (6.28) необхідно замінити на  $\sum A_{sl} f_{yd} + A_p \Delta\sigma_p$ .

(104) Максимальний опір елемента, що зазнає дії кручення і зсуву, обмежується несучою здатністю бетонних розкосів. Щоб не допустити перевищення цього опору, необхідне дотримання наступних умов:  
- для суцільних поперечних перерізів

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \leq 1,0 \quad (6.29)$$

де:

$T_{Ed}$  розрахунковий крутний момент.

$V_{Ed}$  розрахункове поперечне зусилля.

$T_{Rd,max}$  розрахунковий опір крученню, визначуваний за формулою:

(103) The required area of the longitudinal reinforcement for torsion  $\sum A_{sl}$  may be calculated from Expression (6.28):

where:

$u_k$  is the perimeter of the area  $A_k$ .

$f_{yd}$  is the design yield stress of the longitudinal reinforcement  $A_{sl}$ .

$\theta$  is the angle of compression struts (see Figure 6.5).

In compressive chords, the longitudinal reinforcement may be reduced in proportion to the available compressive force. In tensile chords the longitudinal reinforcement for torsion should be added to the other reinforcement. The longitudinal reinforcement should generally be distributed over the length of side,  $z_i$ , but for smaller sections it may be concentrated at the ends of this length.

Bonded prestressing tendons can be taken into account limiting their stress increase to  $\Delta\sigma_p \leq 500$  MPa. In that case,  $\sum A_{sl} f_{yd}$  in Expression (6.28) is replaced by  $\sum A_{sl} f_{yd} + A_p \Delta\sigma_p$ .

(104) The maximum resistance of a member subjected to torsion and shear is limited by the capacity of the concrete struts. In order not to exceed this resistance the following condition should be satisfied:

- for solid cross-sections:

where:

$T_{Ed}$  is the design torsional moment.

$V_{Ed}$  is the design transverse force.

$T_{Rd,max}$  is the design torsional resistance moment according to

$$T_{Rd,max} = 2v\alpha_{cw}f_{cd}A_k t_{ef,i} \sin \theta \cos \theta \quad (6.30)$$

де:

$v$  визначається згідно EN 1992-1-1, 6.2.2 (формула (6.6)), а  $\alpha_{cw}$  - за формулою (6.9).

$V_{Rd,max}$  максимальний розрахунковий опір зсуву, визначуваний за формулою (6.9) або (6.14). В суцільних перерізах для визначення  $V_{Rd,max}$  може використовуватися

повна ширина стінки балки:

- для коробчастих перерізів.

Розрахунок кожної стінки виконується окремо на поєднання зусиль від зсуву і кручення. Граничний стан за несучою здатністю для бетону слід перевіряти з урахуванням розрахункового опору зсуву  $V_{Rd,max}$ .

(106) Для складених конструкцій із збірними блоковими елементами і із попередньо напруженою арматурою, що не має зчеплення з бетоном, розкриття стику на всю висоту відповідної полиці тягне за собою істотну зміну механізму опору крученню, якщо відповідні шпонки, що працюють на зріз, виявляються не здатними сприймати локальний зріз через кручення. Замість кругового кручення Бредта (Bredt) спостерігається поєднання деформувального кручення і кручення Сен-Венана (De Saint Venant), причому перший механізм переважає над другим (малюнок 6.105). В результаті зсув стінки, викликаний крученням, практично подвоюється, і спостерігається значне викривлення перерізу. В цьому випадку перевіряється несуча здатність в граничному стані найнапруженішої стінки; перевірка виконується згідно методу, наведеному в додатку ММ, з урахуванням комбінації згину, зсуву і кручення.

where:

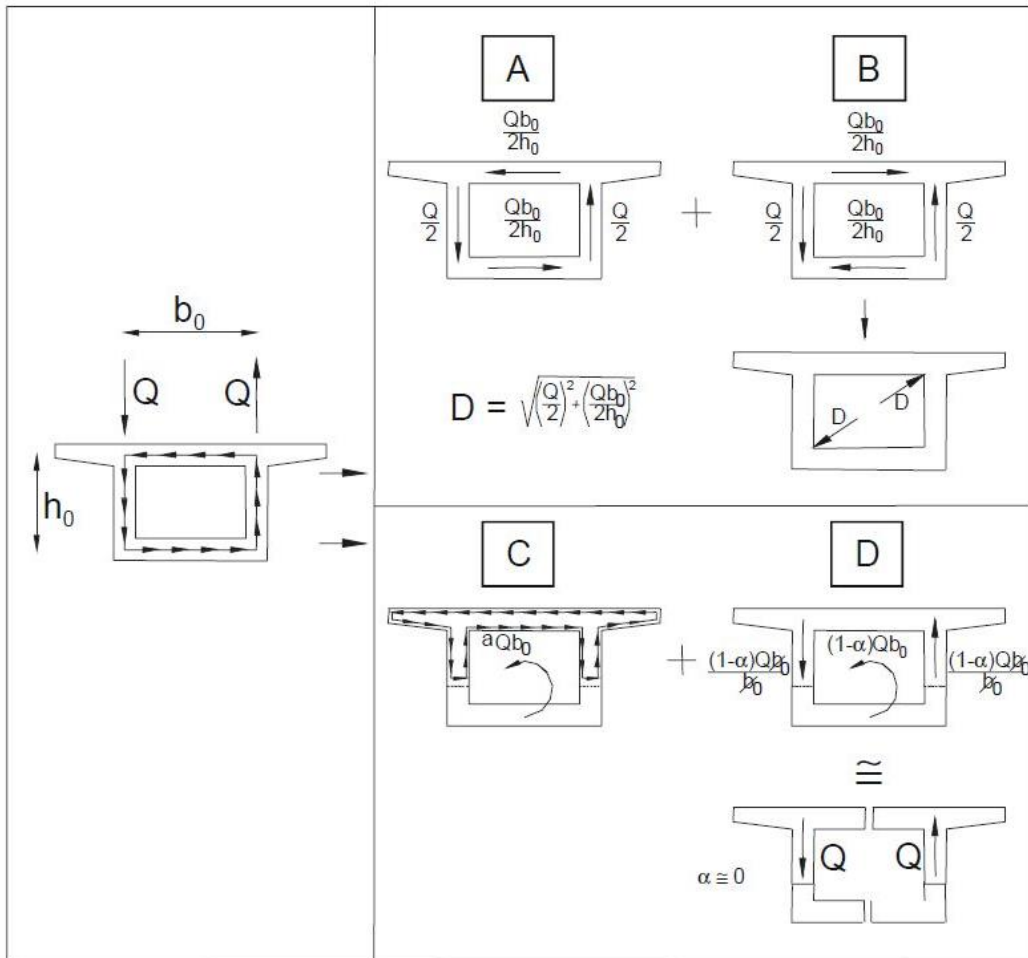
$v$  follows from 6.2.2 (6.6) of EN 1992-1-1 and  $\alpha_{cw}$  from Expression (6.9)

$V_{Rd,max}$  is the maximum design shear resistance according to Expressions (6.9) or (6.14). In solid crosssections the full width of the web may be used to determine  $V_{Rd,max}$ :

- for box sections.

Each wall should be designed separately for combined effects of shear and torsion. The ultimate limit state for concrete should be checked with reference to the design shear resistance  $V_{Rd,max}$ .

(106) In the case of segmental construction with precast box elements and no internal bonded prestressing in the tension region, the opening of a joint to an extension greater than the thickness of the corresponding flange entails a substantial modification of the torsional resisting mechanism if the relevant shear keys are not able to transfer the local shear due to torsion. It changes from Bredt circulatory torsion to a combination of warping torsion and De Saint Venant torsion, with the first mechanism prevailing over the second (Figure 6.105). As a consequence, the web shear due to torsion is practically doubled and significant distortion of the section takes place. In these circumstances, the capacity at the ultimate limit state should be verified in the most heavily stressed web according to the procedure in Annex MM taking into account the combination of bending, shear and torsion.



A - кручення Бредта; B - самоврівноважене кручення ; C - кручення Сен-Венана;  
D - деформувальне кручення

**Рисунок 6.105 - Зміна характеристик кручення у відкритому з'єднанні в порівнянні із закритим**

- A Bredt Бредт
- B Self balanced Самоврівноважене
- C De Saint Venant Сен-Венан
- D Warping Викривлення

**Figure 6.105 - Variation in torsional behaviour from closed to opened joint**

**6.7 Місцева дія навантаження**

(105) Проектування і розрахунок опорних ділянок мостів повинні здійснюватися з використанням визнаних методів.

ПРИМІТКА Додаткові відомості наводяться в додатку J.

**6.8 Втопленість**

**6.8.1 Умови перевірки**

(102) Перевірка на втопленість повинна виконуватися для конструкцій і їх елементів що зазнають багаторазово повторюваних впливів.

**6.7 Partially loaded areas**

(105) The design of bearing zones for bridges should be carried out using recognised methods.

NOTE Further information may be found in Annex J.

**6.8 Fatigue**

**6.8.1 Verification conditions**

(102) A fatigue verification should be carried out for structures and structural components which are subjected to regular load cycles.

**ПРИМІТКА** Перевірка на втомленість звичайно не потрібна для таких конструкцій і елементів:

- а) пішохідні мости, окрім елементів конструкцій, особливо чутливих до дії вітрового навантаження;
  - б) для автомобільних і залізничних мостів - аркові і рамні конструкції з товщиною засипки не менше 1,00 і 1,50 м відповідно;
  - с) фундаменти;
  - д) пілони і колони, не з'єднані жорстко з вищерозміщеними конструкціями;
  - е) підпірні стіни дорожніх і залізничних насипів;
  - ф) опори дорожніх і залізничних мостів, не з'єднані жорстко з вищерозміщеними конструкціями окрім стінок порожнистих опор;
  - г) ненапружена і попередньо напружена арматура - в областях, де при дії поєднання розрахункових навантажень і попереднього напруження  $P_k$ , в крайніх бетонних волокнах виникають тільки стискальні напруження.
- В національному додатку можуть бути наведені додаткові правила.

#### **6.8.4 Порядок перевірки для ненапруженої і попередньо напруженої арматури**

(107) Для зовнішніх і розташованих усередині бетонного перерізу попередньо напружених арматурних елементів, що не мають зчеплення з бетоном, перевірка на втомленість не потрібна.

#### **6.8.7 Перевірка бетону на стиск або поперечну силу**

(101) Перевірка повинна виконуватися з використанням даних про дорожній рух, діаграм втомленості (S-N) і типів навантажень, встановлених національними органами управління. Перевірочний розрахунок для залізничних мостів може виконуватися на основі спрощеного підходу з використанням  $\lambda$  - величин (додаток NN). Для перевірки бетону застосовується правило Майнера (Miner's rule); відповідно

**NOTE** A fatigue verification is generally not necessary for the following structures and structural elements:

- a) footbridges, with the exception of structural components very sensitive to wind action;
- b) buried arch and frame structures with a minimum earth cover of 1.00 m and 1.50 m respectively for road and railway bridges;
- c) foundations;
- d) piers and columns which are not rigidly connected to superstructures;
- e) retaining walls of embankments for roads and railways;
- f) abutments of road and railway bridges which are not rigidly connected to superstructures, except the slabs of hollow abutments;
- g) prestressing and reinforcing steel, in regions where, under the frequent combination of actions and  $P_k$ , only compressive stresses occur at the extreme concrete fibres.

The National Annex may define additional rules.

#### **6.8.4 Verification procedure for reinforcing and prestressing steel**

(107) Fatigue verification for external and unbonded tendons, lying within the depth of the concrete section, is not necessary.

#### **6.8.7 Verification of concrete under compression or shear**

(101) The verification should be carried out using traffic data, S-N curves and load models specified by the National Authorities. A simplified approach based on  $\lambda$  values may be used for the verification for railway bridges; see Annex NN. Miner's rule should be applied for the verification of concrete; accordingly

$$y \sum_{i=1}^m \frac{n_i}{N_i} \leq 1$$

де:

$m$  кількість інтервалів з постійною амплітудою.

$n_i$  фактична кількість циклів постійної амплітуди в  $i$ -му інтервалі.

$N_i$  гранична кількість циклів постійної амплітуди в  $i$ -му інтервалі, яка може бути витримана до руйнування. Величина  $N_i$  може задаватися національними органами управління (діаграми S-N) або обчислюватися спрощеним методом за формулою (6.72) EN 1992-1-1 із заміною коефіцієнта 0,43 на величину  $(\log N_i)/14$  і перетворенням нерівності в рівність.

Втомну міцність стиснутого бетону можна вважати прийнятною, якщо виконується наступна умова:

$$\sum_{i=1}^m \frac{n_i}{N_i} \leq 1$$

де:

$$N_i = 10 \exp \left( 14 \left( 1 - \frac{E_{cd,max,i}}{\sqrt{1-R_i}} \right) \right)$$

$$R_i = \frac{E_{cd,min,i}}{E_{cd,max,i}}$$

$$E_{cd,min,i} = \frac{\sigma_{cd,min,i}}{f_{cd,fat}}$$

$$E_{cd,max,i} = \frac{\sigma_{cd,max,i}}{f_{cd,fat}}$$

$R_i$  коефіцієнт напруження.

$E_{cd,min,i}$  мінімальні стискальні напруження.

$E_{cd,max,i}$  максимальні стискальні напруження.

$\sigma_{cd,max,i}$  максимальні напруження в циклі.

$\sigma_{cd,min,i}$  мінімальні напруження в циклі.

$f_{cd,fat}$  розрахунковий опір бетону стисненню при розрахунку на втомленість за формулою (6.76):

$$y \sum_{i=1}^m \frac{n_i}{N_i} \leq 1$$

where:

$m$  number of intervals with constant amplitude.

$n_i$  actual number of constant amplitude cycles in interval “ $i$ ”.

$N_i$  ultimate number of constant amplitude cycles in interval “ $i$ ” that can be carried before failure.  $N_i$  maybe given by National Authorities (S-N curves) or calculated on a simplified basis using Expression 6.72 of EN 1992-1-1 substituting the coefficient 0,43 with  $(\log N_i)/14$  and transforming the inequality in the expression.

Then a satisfactory fatigue resistance may be assumed for concrete under compression, if the following condition is fulfilled:

$$(6.105)$$

where:

$$(6.106)$$

$$(6.107)$$

$$(6.108)$$

$$(6.109)$$

$R_i$  is the stress ratio.

$E_{cd,min,i}$  is the minimum compressive stress level.

$E_{cd,max,i}$  is the maximum compressive stress level.

$\sigma_{cd,max,i}$  is the upper stress in a cycle.

$\sigma_{cd,min,i}$  is the lower stress in a cycle.

$f_{cd,fat}$  is the design fatigue strength of concrete according to (6.76):

$$f_{cd, fat} = k_1 \beta_{cc}(t_0) \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad (6.76)$$

де:

$\beta_{cc}(t_0)$  коефіцієнт міцності бетону при першому прикладанні навантаження (див. EN 1992-1-13.1.2 (6)).

$t_0$  час початку дії циклічного навантаження на бетон, дні.

ПРИМІТКА 1 Значення  $k_1$  для використання в конкретній країні вказується в національному додатку. Рекомендоване значення  $k_1 = 0,85$ .

ПРИМІТКА 2 Додаткові відомості наведено в додатку NN.

### 6.109 Мембранні елементи

(101) Мембранні елементи можуть використовуватися для проектування двовимірних бетонних елементів, в яких виникають різні внутрішні зусилля; ці зусилля розраховуються методами скінченних елементів. В мембранних елементах зусилля, що діють в площині, -  $\sigma_{Edx}$ ,  $\sigma_{Edy}$ ,  $\tau_{Edxy}$  як показано на малюнку 6.106.

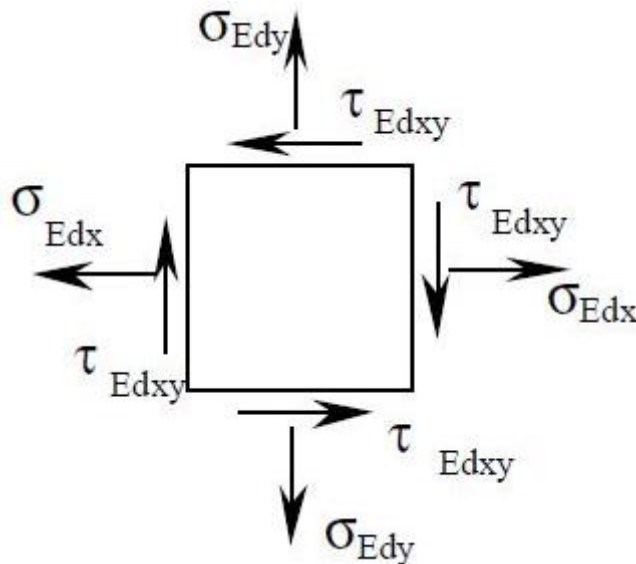


Рисунок 6.106 - Мембранний елемент  
Figure 6.106 - Membrane element

(102) Мембранні елементи можуть проектуватися на основі застосування теорії пластичності з використанням нижньої оцінки границі несучої здатності.

where:

$\beta_{cc}(t_0)$  is a coefficient for concrete strength at first load application (see 3.1.2 (6) of EN 1992-1-1).

$t_0$  is the time of the start of the cyclic loading on concrete in days.

NOTE 1 The value of  $k_1$  for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is 0,85.

NOTE 2 See also Annex NN for further information.

### 6.109 Membrane elements

(101) Membrane elements may be used for the design of two-dimensional concrete elements subject to a combination of internal forces evaluated by means of a linear finite element analysis. Membrane elements are subjected only to in plane forces, namely  $\sigma_{Edx}$ ,  $\sigma_{Edy}$ ,  $\tau_{Edxy}$  as shown in Figure 6.106.

(102) Membrane elements may be designed by application of the theory of plasticity using a lower bound solution.



(103) Максимальне значення стискальних напружень можна визначити як функцію основних значень напружень:

i) якщо обидва основні напруження стискальні, то максимальне стиснення в бетоні визначається за формулою

$$\sigma_{cd \max} = 0,85 f_{cd} \frac{1 + 3,80\alpha}{(1 + \alpha)^2} \quad (6.110)$$

де:

$\alpha \leq 1$  відношення двох основних напружень;

ii) якщо пластичний розрахунок виконувався при  $\theta = \theta_{el}$ , і при цьому щонайменше одне з головних напружень розтягувальне, і в арматурі не виникає текучість, то максимальне стиснення в бетоні визначається за формулою:

$$\sigma_{cd \max} = f_{cd} \left[ 0,85 - \frac{\sigma_s}{f_{yd}} (0,85 - \nu) \right] \quad (6.111)$$

де :

$\sigma_s$  максимальне розтягувальне напруження арматури.

$\nu$  визначається згідно 6.2.2 (6) EN 1992-1-1.

iii) якщо виконано пластичний розрахунок ідесь в арматурі виникає текучість, то максимальне стиснення в бетоні визначається за формулою:

$$\sigma_{cd \max} = \nu f_{cd} (1 - 0,032 |\theta - \theta_{el}|) \quad (6.112)$$

де :

$\theta_{el}$  кут нахилу головних стискальних напружень в пластичному розрахунку до осі  $x$ , градуси.

$\theta$  кут нахилу головних стискальних напружень в граничному стані за несучою здатністю до осі  $x$ , градуси.

У формулі (6.112) кутова величина  $|\theta - \theta_{el}|$  повинна бути обмежена 15 градусами.

(103) The maximum value for compressive stress field strength should be defined as a function of the principal stress values:

i) if the principal stresses are both compressive, the maximum compression in the concrete stress field is:

where:

$\alpha \leq 1$  is the ratio between the two principal stresses;

ii) Where a plastic analysis has been carried out with  $\theta = \theta_{el}$  and at least one principal stress is in tension and no reinforcement yields, the maximum compression in the concrete stress field is given by:

where:

$\sigma_s$  is the maximum tensile stress in the reinforcement.

$\nu$  is defined in 6.2.2 (6) of EN 1992-1-1.

iii) Where a plastic analysis has been carried out and there is yielding of any reinforcement, the maximum compression in the concrete stress field is:

where:

$\theta_{el}$  (in degrees) is the inclination to the  $x$  axis of the principal compression stress in the elastic analysis.

$\theta$  (in degrees) is the angle of the plastic compression field (principal compressive stress) at ULS, to the  $x$  axis.

In Expression (6.112)  $|\theta - \theta_{el}|$  should be limited to 15 degrees.

## Розділ 7 Граничні стани за придатністю до експлуатації (SLS)

Застосовуються такі елементи EN 1992-1-1:

7.1 (1)P	7.3.1 (4)	7.3.3 (3)	7.4.3 (2)P
7.1 (2)	7.3.1 (6)	7.3.3 (4)	7.4.3 (3)
7.2 (1)P	7.3.1 (7)	7.3.4 (2)	7.4.3 (4)
7.2 (3)	7.3.1 (8)	7.3.4 (3)	7.4.3 (5)
7.2 (4)P	7.3.1 (9)	7.3.4 (4)	7.4.3 (6)
7.2 (5)	7.3.2 (1)P	7.3.4 (5)	7.4.3 (7)
7.3.1 (1)P	7.3.2 (3)	7.4.1 (1)P	
7.3.1 (2)P	7.3.2 (4)	7.4.1 (2)	
7.3.1 (3)	7.3.3 (2)	7.4.3 (1)P	

### 7.2 Обмеження напружень

(102) Поздовжні тріщини можуть виникати, якщо напруження при поєднанні нормативних навантажень перевищує критичне значення. Такі тріщини можуть привести до зниження довговічності. За відсутності інших способів, наприклад, збільшення захисного шару бетону або посилення поперечної арматури може виявитися доцільним обмежити стискальні напруження значенням  $k_1 f_{ck}$  на ділянках, підданих впливам навколишнього середовища класів XD, XF, XS (EN 1992-1-1, таблиця 4.1).

**ПРИМІТКА** Значення  $k_1$  для використання в конкретній країні вказується в національному додатку. Значення, що рекомендується:  $k_1 = 0,6$ . Збільшення стискальних напружень згори  $k_1 f_{ck}$  при непряму армуванні також вказується в національному додатку. Рекомендоване значення - 10 %.

### 7.3 Контроль тріщин

#### 7.3.1 Загальні положення

(105) Граничне значення ширини розкриття тріщини  $w_{max}$  призначається відповідно до необхідних функцій, виду конструкції, а також витратами на обмеження тріщиноутворення. Через випадковий характер тріщиноутворення фактичну ширину розкриття тріщин передбачити неможливо. Проте якщо ширина розкриття

## Section 7 Serviceability Limit States (SLS)

The following clauses of EN 1992-1-1 apply.

7.1 (1)P	7.3.1 (4)	7.3.3 (3)	7.4.3 (2)P
7.1 (2)	7.3.1 (6)	7.3.3 (4)	7.4.3 (3)
7.2 (1)P	7.3.1 (7)	7.3.4 (2)	7.4.3 (4)
7.2 (3)	7.3.1 (8)	7.3.4 (3)	7.4.3 (5)
7.2 (4)P	7.3.1 (9)	7.3.4 (4)	7.4.3 (6)
7.2 (5)	7.3.2 (1)P	7.3.4 (5)	7.4.3 (7)
7.3.1 (1)P	7.3.2 (3)	7.4.1 (1)P	
7.3.1 (2)P	7.3.2 (4)	7.4.1 (2)	
7.3.1 (3)	7.3.3 (2)	7.4.3 (1)P	

### 7.2 Stresses

(102) Longitudinal cracks may occur if the stress level under the characteristic combination of loads exceeds a critical value. Such cracking may lead to a reduction of durability. In the absence of other measures, such as an increase in the cover to reinforcement in the compressive zone or confinement by transverse reinforcement, it may be appropriate to limit the compressive stress to a value  $k_1 f_{ck}$  in areas exposed to environments of exposure classes XD, XF and XS (see Table 4.1 of EN1992-1-1).

**NOTE** The value of  $k_1$  for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is 0,6. The maximum increase in the stress limit above  $k_1 f_{ck}$  in the presence of confinement may also be found in a country's National Annex. The recommended maximum increase is 10 %.

### 7.3 Crack control

#### 7.3.1 General considerations

(105) A limiting calculated crack width  $w_{max}$  taking account of the proposed function and nature of the structure and the costs of limiting cracking, should be established. Due to the random nature of the cracking phenomenon, actual crack widths cannot be predicted. However, if the crack widths calculated in accordance with the models given in this

тріщини, розрахована відповідно до приведених в цих настановах моделей, не перевищує величин, вказаних в таблиці 7.101N, то порушення експлуатаційної придатності конструкції через тріщини маловірогідно.

Standard are limited to the values given in Table 7.101N, the performance of the structure is unlikely to be impaired.

**ПРИМІТКА** Значення  $w_{max}$ , а також визначення мінімальних стискальних напружень і їх використання для конкретної країни вказуються в національному додатку. Рекомендовані значення  $w_{max}$ , і застосування зменшення стиску вказані в таблиці 7.101N. Визначення рекомендованого зменшення стискальних напружень наведено в тексті під таблицею.

**NOTE** The value of  $w_{max}$  and the definition of decompression and its application for use in a country may be found in its National Annex. The recommended value for  $w_{max}$  and the application of the decompression limit are given in Table 7.101N. The recommended definition of decompression is noted in the text under the Table.

**Таблиця 7.101N - значення  $w_{max}$  і відповідні рекомендовані правила для сполучень навантажень**

Клас впливу	Залізобетонні елементи і елементи із попередньо напруженою арматурою без зчеплення з бетоном	Залізобетонні елементи і елементи із попередньо напруженою арматурою, що мають зчеплення з бетоном
	Псевдостатична комбінація навантажень	Комбінація навантажень, що часто зустрічається
X0, XC1	0,3 <sup>a</sup>	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 <sup>b</sup>
XD1, XD2, XD3, XS1, XS2, XS3		Декомпресія

а) Для класів дії X0 і XC1 ширина розкриття тріщин не впливає на довговічність і обмежується вимогою до зовнішнього вигляду. Якщо вимоги відносно зовнішнього вигляду відсутні, це обмеження може бути пом'якшено.  
 б) Для цих класів дії при псевдостатичній комбінації навантажень необхідна також перевірка стискальних напружень

**Table 7.101N - Recommended values of  $w_{max}$  and relevant combination rules**

Exposure Class	Reinforced members and prestressed members without bonded tendons	Prestressed members with bonded tendons
	Quasi-permanent load combination	Frequent load combination
X0, XC1	0,3 <sup>a</sup>	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 <sup>b</sup>
XD1, XD2, XD3, XS1, XS2, XS3		Decompression

<sup>a</sup> For X0, XC1 exposure classes, crack width has no influence on durability and this limit is set to guarantee acceptable appearance. In the absence of appearance conditions this limit may be relaxed.  
<sup>b</sup> For these exposure classes, in addition, decompression should be checked under the quasi-permanent combination of loads

Границі зменшення стискальних напружень вимагають, щоб весь бетон на певній відстані від попередньо напружуваних арматурних елементів, що мають зчеплення з бетоном, або їх каналів залишався в стиснутому стані під заданим навантаженням.

**ПРИМІТКА** Відстань для використання в конкретній країні вказується в національному додатку. Значення, що рекомендується, - 100 мм.

(110) В деяких випадках може виявитися необхідним перевіряти і контролювати тріщини від дії поперечних сил в стінках балок.

**ПРИМІТКА** Додаткова інформація наводиться в додатку QQ.

### 7.3.2 Мінімальні площі арматури

(102) Необхідні мінімальні площі перерізу арматури можуть обчислюватися, як показано нижче (за винятком випадків, коли за результатами розрахунків, виконаних за більш строгими методиками, виявляються достатніми менші площі):

$$A_{s,\min} \sigma_s = k_c k_{f_{ct,eff}} A_{ct} \quad (7.1)$$

де:

$A_{s,\min}$  мінімальна площа перерізу арматури в розтягнутій зоні.

$A_{ct}$  площа перерізу бетону розтягнутої зони. Зоною розтягування тут є частина перерізу, яка за розрахунками знаходиться в стані розтягування безпосередньо перед утворенням першої тріщини;

The decompression limit requires that all concrete within a certain distance of bonded tendons or their ducts should remain in compression under the specified loading.

**NOTE** The value of the distance considered to be used in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is 100 mm.

(110) In some cases it may be necessary to check and control shear cracking in webs.

**NOTE** Further information may be found in Annex QQ.

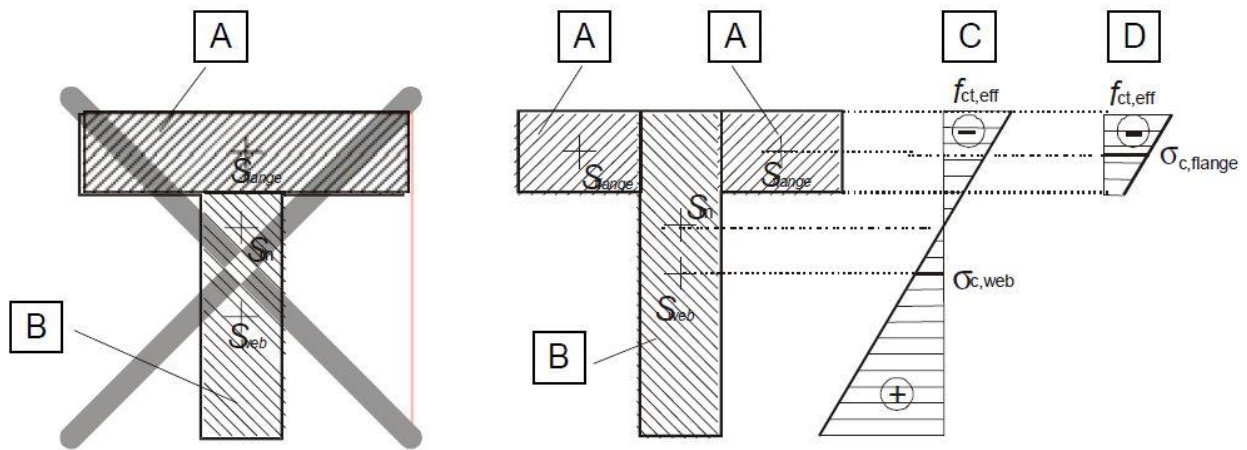
### 7.3.2 Minimum reinforcement areas

(102) Unless a more rigorous calculation shows lesser areas to be adequate, the required minimum areas of reinforcement may be calculated as follows. In profiled cross sections like T-beams and box girders, minimum reinforcement should be determined for the individual parts of the section (webs, flanges).

where:

$A_{s,\min}$  is the minimum area of reinforcing steel within the tensile zone.

$A_{ct}$  is the area of concrete within tensile zone. The tensile zone is that part of the section which is calculated to be in tension just before formation of the first crack. In flanged cross sections such as T-beams and box girders the division into parts should be as indicated in Figure 7.101.



**Розподіл напружень для плоского згину: напруження в поперечному перерізі**  
 А - переріз деталі «полиця»; В - переріз деталі «стінка»; С - стінка; D - полиця

**Рисунок 7.101 - Приклад розділення таврового поперечного перерізу для розрахунку тріщиноутворення**

- A Component section “Flange”
- B Component section “Web”
- C “Web”
- D “Flange”

**Figure 7.101 - Example for a division of a flanged cross-section for analysis of cracking**

$\sigma_s$  абсолютне максимальне напруження, допустиме в арматурі, безпосередньо після утворення тріщини. Як така величина може використовуватися границя текучості арматури  $f_{yk}$ . Проте для виконання обмежень за шириною розкриття тріщини відповідно до максимального діаметра арматури або максимальної відстані між ними (EN 1992-1-1, 7.3.3 (2)) може бути потрібною менша величина.

$f_{ct,eff}$  середнє значення міцності бетону при розтягуванні на момент утворення першої тріщини:  $f_{ct,eff} = f_{ctm}$  або нижче, ( $f_{ctm}(t)$ ), якщо утворення тріщин очікується раніше ніж через 28 діб.

$k$  коефіцієнт, що враховує вплив нерівномірних самоврівноважувальних напружень, що призводять до зниження обмежувальних зусиль.

$k = 1,0$  для стінок з  $h \leq 300$  мм або полиць вширшки менше 300 мм.

$k = 0,65$  для стінок з  $h \geq 800$  мм або полиць вширшки понад 800 мм.

проміжні величини можуть визначатися шляхом інтерполяції.

$k_c$  коефіцієнт, що дозволяє враховувати

$\sigma_s$  is the absolute value of the maximum stress permitted in the reinforcement immediately after formation of the crack. This may be taken as the yield strength of the reinforcement,  $f_{yk}$ . A lower value may, however, be needed to satisfy the crack width limits according to the maximum bar size or the maximum bar spacing (see 7.3.3 (2) of EN 1992-1-1).

$f_{ct,eff}$  is the mean value of the tensile strength of the concrete effective at the time when the cracks may first be expected to occur:

$f_{ct,eff} = f_{ctm}$  or lower, ( $f_{ctm}(t)$ ), if cracking is expected earlier than 28 days.

$k$  is the coefficient which allows for the effect of non-uniform self-equilibrating stresses, which lead to a reduction of restraint forces.

$k = 1,0$  for webs with  $h \leq 300$  mm or flanges with widths less than 300 mm.

$k = 0,65$  for webs with  $h \geq 800$  mm or flanges with widths greater than 800 mm.

intermediate values may be interpolated.

$k_c$  is a coefficient which takes account of

розподіл напружень в перерізі безпосередньо перед утворенням тріщин і зміну рівня армування.

Для чистого розтягування  $k_c = 1,0$ .

Для згину, у тому числі для згину в поєднанні з осьовими зусиллями:

- для прямокутних перерізів, стінок коробчастих перерізів і таврових перерізів:

$$k_c = 0,4 \left[ 1 - \frac{\sigma_c}{k_1 \left( \frac{h}{h^*} \right) f_{ct,eff}} \right] \leq 1 \quad (7.2)$$

- для полиць коробчастих і таврових перерізів:

$$k_c = 0,9 \frac{F_{cr}}{A_{ct} f_{ct,eff}} \geq 0,5 \quad (7.3)$$

де:

$\sigma_c$  середнє напруження бетону, що діє на дану частину перерізу:

$$\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{bh} \quad (7.4)$$

$N_{Ed}$  осьове зусилля в граничному стані за придатністю до експлуатації, що діє на дану частину поперечного перерізу (зусилля стиснення вважається додатним). Величину  $N_{Ed}$  необхідно визначати при нормативних значеннях попереднього напруження і осьових зусиль при відповідному поєднанні навантажень.

$h^* = h$ , якщо  $h < 1,0$  м.

$h^* = 1,0$  м, якщо  $h \geq 1,0$  м.

$k_1$  коефіцієнт, що враховує вплив осьових зусиль на розподіл напружень:

$k_1 = 1,5$ , якщо  $N_{Ed}$  - зусилля стиснення;

$k_1 = 2h^* / 3h$ , якщо  $N_{Ed}$  - зусилля

розтягування;

$F_{cr}$  абсолютна величина зусилля розтягування в полиці безпосередньо перед утворенням тріщин, викликана моментом тріщиноутворення, визначеним з використанням  $f_{ct,eff}$

(105) Для мостів при розрахунку мінімального перерізу арматури з урахуванням усадки величина  $f_{ct,eff}$  у формулі (7.1) EN 1992-1-1 повинна прийматися максимальною з двох величин: 2,9 МПа або  $f_{ct,eff}(t)$ .

the stress distribution within the section immediately prior to cracking and of the change of the lever arm.

For pure tension  $k_c = 1,0$

For bending or bending combined with axial forces:

- for rectangular sections and webs of box sections and T-sections:

- for flanges of box sections and T-sections:

where:

$\sigma_c$  is the mean stress of the concrete acting on the part of the section under consideration:

$N_{Ed}$  is the axial force at the serviceability limit state acting on the part of the cross-section under consideration (compressive force positive).  $N_{Ed}$  should be determined considering the characteristic values of prestress and axial forces under the relevant combination of actions.

$h^* = h$  for  $h < 1,0$  m.

$h^* = 1,0$  m for  $h \geq 1,0$  m.

$k_1$  is a coefficient considering the effects of axial forces on the stress distribution:

$k_1 = 1,5$  if  $N_{Ed}$  is a compressive force;

$k_1 = 2h^* / 3h$  if  $N_{Ed}$  is a tensile force;

$F_{cr}$  is the absolute value of the tensile force within the flange immediately prior to cracking due to the cracking moment calculated with  $f_{ct,eff}$ .

(105) For bridges, in calculating the minimum reinforcement to cater for shrinkage,  $f_{ct,eff}$  in Expression (7.1) of EN 1992-1-1 should be taken as the greater of 2,9 MPa or  $f_{ct,eff}(t)$ .

### 7.3.3 Контроль тріщиностійкості без прямого розрахунку

(101) Контроль тріщиностійкості без прямого розрахунку може виконуватися спрощеними методами.

ПРИМІТКА Більш докладні відомості про спрощений метод контролю тріщиностійкості без розрахунків наводяться в національному додатку. Рекомендований метод наводиться в 7.3.3 (2)-(4) EN 1992-1-1.

### 7.3.4 Розрахунок ширини розкриття тріщини

(101) Розрахунок ширини розкриття тріщини виконується з використанням визнаних методів.

ПРИМІТКА Більш докладні відомості про визнані методи контролю ширини тріщини наводяться в національному додатку. Рекомендований метод наводиться в 7.3.4 EN 1992-1-1.

## 7.4 Контроль прогину

### 7.4.1 Загальні положення

Пункти (3), (4), (5), (6) EN 1992-1-1 не застосовуються.

### 7.4.2 Випадки, що не потребують розрахунку

Цей пункт не застосовується.

## Розділ 8 Конструктивні вимоги до арматури і попередньо напружених арматурних елементів. Загальні положення

Застосовуються такі елементи EN 1992-1-1:

8.1 (1)P	8.7.1 (1)P	8.9.2 (3)
8.1 (2)P	8.7.2 (1)P	8.9.3 (1)
8.1 (3)	8.7.2 (2)	8.9.3 (2)
8.1 (4)	8.7.2 (3)	8.9.3 (3)
8.2 (1)P	8.7.2 (4)	8.10.1.1 (1)P
8.2 (2)	8.7.3 (1)	8.10.1.2 (1)
8.2 (3)	8.7.4.1 (1)	8.10.1.2 (2)
8.2 (4)	8.7.4.1 (2)	8.10.1.3 (1)P
8.3 (1)P	8.7.4.1 (3)	8.10.1.3 (2)
8.3 (2)	8.7.4.1 (4)	8.10.1.3 (3)
8.3 (3)	8.7.4.2 (1)	8.10.2.1 (1)

### 7.3.3 Control of cracking without direct calculation

(101) The control of cracking without direct calculation may be performed by means of simplified methods.

NOTE Details of a simplified method for control of cracking without calculation may be found in a Country's National Annex. The recommended method is given in EN 1992-1-1 7.3.3 (2) to (4).

### 7.3.4 Calculation of crack widths

(101) The evaluation of crack width may be performed using recognised methods.

NOTE Details of recognised methods for crack width control may be found in a Country's National Annex. The recommended method is that in EN 1992-1-1, 7.3.4.

## 7.4 Deflection control

### 7.4.1 General considerations

(3), (4), (5) and (6) of EN 1992-1-1 do not apply.

### 7.4.2 Cases where calculations may be omitted

This clause does not apply.

## Section 8 Detailing of reinforcement and prestressing tendons. General

The following clauses of EN 1992-1-1 apply.

8.1 (1)P	8.7.1 (1)P	8.9.2 (3)
8.1 (2)P	8.7.2 (1)P	8.9.3 (1)
8.1 (3)	8.7.2 (2)	8.9.3 (2)
8.1 (4)	8.7.2 (3)	8.9.3 (3)
8.2 (1)P	8.7.2 (4)	8.10.1.1 (1)P
8.2 (2)	8.7.3 (1)	8.10.1.2 (1)
8.2 (3)	8.7.4.1 (1)	8.10.1.2 (2)
8.2 (4)	8.7.4.1 (2)	8.10.1.3 (1)P
8.3 (1)P	8.7.4.1 (3)	8.10.1.3 (2)
8.3 (2)	8.7.4.1 (4)	8.10.1.3 (3)
8.3 (3)	8.7.4.2 (1)	8.10.2.1 (1)
8.4.1 (1)P	8.7.5.1 (1)	8.10.2.2 (1)

8.4.1 (1)P	8.7.5.1 (1)	8.10.2.2 (1)	8.4.1 (2)	8.7.5.1 (2)	8.10.2.2 (2)
8.4.1 (2)	8.7.5.1 (2)	8.10.2.2 (2)	8.4.1 (3)	8.7.5.1 (3)	8.10.2.2 (3)
8.4.1 (3)	8.7.5.1 (3)	8.10.2.2 (3)	8.4.1 (4)	8.7.5.1 (4)	8.10.2.2 (4)
8.4.1 (4)	8.7.5.1 (4)	8.10.2.2 (4)	8.4.1 (5)	8.7.5.1 (5)	8.10.2.2 (5)
8.4.1 (5)	8.7.5.1 (5)	8.10.2.2 (5)	8.4.1 (6)	8.7.5.1 (6)	8.10.2.3 (1)
8.4.1 (6)	8.7.5.1 (6)	8.10.2.3 (1)	8.4.2 (1)P	8.7.5.1 (7)	8.10.2.3 (2)
8.4.2 (1)P	8.7.5.1 (7)	8.10.2.3 (2)	8.4.2 (2)	8.7.5.2 (1)	8.10.2.3 (3)
8.4.2 (2)	8.7.5.2 (1)	8.10.2.3 (3)	8.4.3 (1)P	8.8 (1)	8.10.2.3 (4)
8.4.3 (1)P	8.8 (1)	8.10.2.3 (4)	8.4.3 (2)	8.8 (2)	8.10.2.3 (5)
8.4.3 (2)	8.8 (2)	8.10.2.3 (5)	8.4.3 (3)	8.8 (3)	8.10.2.3 (6)
8.4.3 (3)	8.8 (3)	8.10.2.3 (6)	8.4.3 (4)	8.8 (4)	8.10.3 (1)
8.4.3 (4)	8.8 (4)	8.10.3 (1)	8.4.4 (1)	8.8 (5)	8.10.3 (2)
8.4.4 (1)	8.8 (5)	8.10.3 (2)	8.4.4 (2)	8.8 (6)	8.10.3 (3)
8.4.4 (2)	8.8 (6)	8.10.3 (3)	8.5 (1)	8.8 (7)	8.10.3 (5)
8.5 (1)	8.8 (7)	8.10.3 (5)	8.5 (2)	8.8 (8)	8.10.4 (1)P
8.5 (2)	8.8 (8)	8.10.4 (1)P	8.6 (1)	8.9.1 (2)	8.10.4 (2)P
8.6 (1)	8.9.1 (2)	8.10.4 (2)P	8.6 (2)	8.9.1 (3)	8.10.4 (3)
8.6 (2)	8.9.1 (3)	8.10.4 (3)	8.6 (3)	8.9.1 (4)	8.10.4 (4)
8.6 (3)	8.9.1 (4)	8.10.4 (4)	8.6 (4)	8.9.2 (1)	8.10.5 (1)P
8.6 (4)	8.9.2 (1)	8.10.5 (1)P	8.6 (5)	8.9.2 (2)	8.10.5 (2)P
8.6 (5)	8.9.2 (2)	8.10.5 (2)P			8.10.5 (3)P
		8.10.5 (3)P			8.10.5 (4).
		8.10.5 (4).			

## 8.9 Пучки арматурних стержнів

### 8.9.1 Загальні положення

(101) Якщо не вказано інше, правила для окремих стержнів застосовуються і до пучків стержнів.

Всі стержні в пучку повинні мати однакові характеристики (тобто однаковий тип і сорт). Стержні різних розмірів можна об'єднувати в один пучок за умови, якщо відношення їх діаметрів не перевищує 1,7.

**ПРИМІТКА** Більш докладні відомості про обмеження на використання пучків стержнів для конкретної країни наводяться в національному додатку. Які-небудь додаткові рекомендації з цього приводу в європейському стандарті не наводяться.

## 8.10 Попередньо напружені арматурні елементи

### 8.10.3 Анкерування при натягненні на упори

(104) Розтягувальні зусилля, викликані концентрацією зусиль, необхідно оцінювати за допомогою моделі тяжів і розпірок або іншої обґрунтованої моделі (див. 6.5). Арматура повинна бути сконструйована з допущенням, що в ній досягається її розрахункова міцність. Якщо напруження, створюване цією арматурою, не перевищує 250 МПа, то перевірка на ширину розкриття тріщин не потрібна.

## 8.9 Bundled bars

### 8.9.1 General

(101) Unless otherwise stated, the rules for individual bars also apply for bundles of bars. In a bundle, all the bars should be of the same characteristics (type and grade). Bars of different sizes may be bundled provided that the ratio of diameters does not exceed 1,7.

**NOTE** Details of restrictions on the use of bundled bars for use in a Country may be found in its National Annex. No additional restrictions are recommended in this standard.

## 8.10 Prestressing tendons

### 8.10.3 Anchorage zones of post-tensioned members

(104) Tensile forces due to concentrated forces should be assessed by a strut and tie model, or other appropriate representation (see 6.5). Reinforcement should be detailed assuming that it acts at its design strength. If the stress in this reinforcement is limited to 250 MPa no check of crackwidths is necessary.



(106) Особливу увагу належить приділяти розрахунку зон анкерування, де закріплюються два і більше попередньо напружених арматурних елементів.

ПРИМІТКА Додаткова інформація наводиться в додатку J.

#### 8.10.4 Анкери і муфти для попередньо напружених арматурних елементів

(105) Не допускається розміщення з'єднувальних муфт більш ніж на  $X$  % попередньо напружених арматурних елементів в одному поперечному перерізі в будь-якому з наступних випадків:

- забезпечено постійну мінімальну площу перерізу арматури за формулою (7.1) (EN 1992-1-1, 7.3.2);
- від впливу поєднання нормативних навантажень в поперечному перерізі виникають мінімальні залишкові напруження стиснення 3 МПа.

ПРИМІТКА Значення  $X$  і максимальний відсоток попередньо напружених арматурних елементів, що сполучаються муфтою в перерізі, вказуються для конкретної країни в національному додатку. Рекомендовані величини - відповідно 50 % і 67 %.

Якщо певну частину попередньо напружених арматурних елементів в конкретному поперечному перерізі сполучено муфтою, то решта попередньо напружених арматурних елементів не повинна з'єднуватися муфтами в межах відстані  $a$  від такого поперечного перерізу.

ПРИМІТКА Відстань  $a$  для конкретної країни вказується в національному додатку. Рекомендовані значення див. в таблиці 8.101N.

**Таблиця 8.101N - Мінімальна відстань між перерізами для з'єднання попередньо напружених арматурних елементів муфтами**

Висота конструкції $h$ , м	Відстань $a$ , м
$\leq 1,5$	1,5
$1,5 < h < 3,0$	$a = h$
$\geq 3,0$	3,0

(106) Particular consideration should be given to the design of anchorage zones where two or more tendons are anchored.

NOTE Further information may be found in Annex J.

#### 8.10.4 Anchorages and couplers for prestressing tendons

(105) The placing of couplers on more than  $X$  % of the tendons at one cross-section should be avoided unless:

- continuous minimum reinforcement according to Expression 7.1 of EN 1992-1-1 (Section 7.3.2);
- is provided, or there is a minimum residual compressive stress of 3 MPa at the cross-section under the characteristic combination of actions.

NOTE The value of  $X$  and the maximum percentage of tendons to be coupled at a section in a Country may be found in its National Annex. The recommended values are 50 % and 67 % respectively.

Where a proportion of tendons are joined with couplers at a particular cross section, remaining tendons may not be joined with couplers within distance ' $a$ ' of the that cross section.

NOTE The distance " $a$ " to be used in a Country may be found in its National Annex. The recommended value of  $a$  is given in Table 8.101N.

**Table 8.101N - Minimum distance between sections at which tendons are joined with couplers**

Construction depth $h$	Distance $a$
$\leq 1,5m$	1,5m
$1,5m < h < 3,0m$	$a = h$
$\geq 3,0m$	3,0m

(106) Якщо плита проїзної частини обтискується поперечними пучками, то необхідно звернути особливу увагу на те, щоб напруження в ній від попередньої напруження були достатньо рівномірними.

(106) If slabs are transversely prestressed, special consideration should be given to the arrangement of prestressing, to achieve a reasonably uniform distribution of prestress.

(107) Необхідно уникати влаштування отворів і кишень, необхідних для закріплення попередньо напружених арматурних елементів, на верхніх сторонах плит, що зазнають впливу агресивних середовищ. Якщо у виняткових випадках таке розміщення отворів і кишень необхідне, то належить вжити заходів для забезпечення довговічності конструкцій.

(107) In an aggressive environment openings and pockets which are necessary to apply the prestress to the tendons should be avoided on the upper side of carriageway slabs. Where, in exceptional circumstances, openings and pockets are provided on the upper side of carriageway slabs appropriate precautions should be taken to ensure durability.

ПРИМІТКА Додаткові настанови для конкретних країн, що стосуються розміщення отворів і кишень на верхніх сторонах плити проїзної частини, наводяться в національному додатку. В європейському стандарті які-небудь додаткові рекомендації із цього приводу не наводяться.

NOTE Additional rules relating to the provision of openings and pockets on the upper side of carriageway slabs for use in a Country may be found in its National Annex. No additional rules are recommended in this standard.

(108) Якщо попередньо напружені арматурні елементи заанкеровано в стиках конструкції або на зовнішніх ребрах, кишнях, повністю усередині бетонного елемента і т. д., то необхідно переконатися в тому, що при впливі поєднання розрахункових навантажень в місцях анкерних кріплень виникає мінімальне залишкове стискальне напруження не менше 3 МПа, що діє в напрямку зусилля попереднього напруження. Якщо мінімальне залишкове напруження відсутнє, то необхідно передбачити непряме армування для сприйняття локальних напружень за анкерним кріпленням. Перевірка на залишкове напруження не потрібна, якщо попередньо напружений арматурний елемент сполучено муфтою з відповідним анкерним кріпленням.

(108) If tendons are anchored at a construction joint or within a concrete member (whether on an external rib, within a pocket or entirely inside the member), it should be checked that a minimum residual compressive stress of at least 3 MPa is present in the direction of the anchored prestressing force, under the frequent load combination. If the minimum residual stress is not present, reinforcement should be provided to cater for the local tension behind the anchor. The check for residual stress is not required if the tendon is coupled at the anchorage considered.

## Розділ 9 Конструювання елементів конструкцій і спеціальні правила

## Section 9 Detailing of members and particular rules

Застосовуються наступні елементи EN 1992-1-1:

The following clauses of EN 1992-1-1 apply.

9.1 (1)P	9.2.3 (1)	9.4.2 (1)	9.8.1 (1)
9.1 (2)	9.2.3 (2)	9.4.3 (1)	9.8.1 (2)
9.2.1.1 (1)	9.2.3 (3)	9.4.3 (2)	9.8.1 (4)
9.2.1.1 (2)	9.2.3 (4)	9.4.3 (3)	9.8.1 (5)
9.2.1.1 (3)	9.2.4 (1)	9.4.3 (4)	9.8.2.1 (1)
9.2.1.1 (4)	9.2.5 (1)	9.5.1 (1)	9.8.2.1 (2)
9.2.1.2 (1)	9.2.5 (2)	9.5.2 (1)	9.8.2.1 (3)
9.2.1.2 (2)	9.3 (1)	9.5.2 (2)	9.8.2.2 (1)
9.2.1.2 (3)	9.3.1.1 (1)	9.5.2 (3)	9.8.2.2 (2)
9.2.1.3 (1)	9.3.1.1 (2)	9.5.2 (4)	9.8.2.2 (3)
9.2.1.3 (2)	9.3.1.1 (3)	9.5.3 (2)	9.8.2.2 (4)
9.2.1.3 (3)	9.3.1.1 (4)	9.5.3 (3)	9.8.2.2 (5)
9.2.1.3 (4)	9.3.12 (1)	9.5.3 (4)	9.8.3 (1)
9.2.1.4 (1)	9.3.1.2 (2)	9.5.3 (5)	9.8.3 (2)
9.2.1.4 (2)	9.3.1.3 (1)	9.5.3 (6)	9.8.4 (1)
9.2.1.4 (3)	9.3.1.4 (1)	9.6.1 (1)	9.8.4 (2)
9.2.1.5 (1)	9.3.1.4 (2)	9.6.2 (1)	9.8.5 (1)
9.2.1.5 (2)	9.3.2 (1)	9.6.2 (2)	9.8.5 (2)
9.2.1.5 (3)	9.3.2 (2)	9.6.2 (3)	9.8.5 (3)
9.2.2 (3)	9.3.2 (3)	9.6.3 (1)	9.8.5 (4)
9.2.2 (4)	9.3.2 (4)	9.6.3 (2)	9.9 (1)
9.2.2 (5)	9.3.2 (5)	9.6.4 (1)	9.9 (2)P.
9.2.2 (6)	9.4.1 (1)	9.6.4 (2)	
9.2.2 (7)	9.4.1 (2)	9.7 (1)	
9.2.2 (8)	9.4.1 (3)	9.7 (3)	

9.1 (1)P	9.2.3 (1)	9.4.2 (1)	9.8.1 (1)
9.1 (2)	9.2.3 (2)	9.4.3 (1)	9.8.1 (2)
9.2.1.1 (1)	9.2.3 (3)	9.4.3 (2)	9.8.1 (4)
9.2.1.1 (2)	9.2.3 (4)	9.4.3 (3)	9.8.1 (5)
9.2.1.1 (3)	9.2.4 (1)	9.4.3 (4)	9.8.2.1 (1)
9.2.1.1 (4)	9.2.5 (1)	9.5.1 (1)	9.8.2.1 (2)
9.2.1.2 (1)	9.2.5 (2)	9.5.2 (1)	9.8.2.1 (3)
9.2.1.2 (2)	9.3 (1)	9.5.2 (2)	9.8.2.2 (1)
9.2.1.2 (3)	9.3.1.1 (1)	9.5.2 (3)	9.8.2.2 (2)
9.2.1.3 (1)	9.3.1.1 (2)	9.5.2 (4)	9.8.2.2 (3)
9.2.1.3 (2)	9.3.1.1 (3)	9.5.3 (2)	9.8.2.2 (4)
9.2.1.3 (3)	9.3.1.1 (4)	9.5.3 (3)	9.8.2.2 (5)
9.2.1.3 (4)	9.3.12 (1)	9.5.3 (4)	9.8.3 (1)
9.2.1.4 (1)	9.3.1.2 (2)	9.5.3 (5)	9.8.3 (2)
9.2.1.4 (2)	9.3.1.3 (1)	9.5.3 (6)	9.8.4 (1)
9.2.1.4 (3)	9.3.1.4 (1)	9.6.1 (1)	9.8.4 (2)
9.2.1.5 (1)	9.3.1.4 (2)	9.6.2 (1)	9.8.5 (1)
9.2.1.5 (2)	9.3.2 (1)	9.6.2 (2)	9.8.5 (2)
9.2.1.5 (3)	9.3.2 (2)	9.6.2 (3)	9.8.5 (3)
9.2.2 (3)	9.3.2 (3)	9.6.3 (1)	9.8.5 (4)
9.2.2 (4)	9.3.2 (4)	9.6.3 (2)	9.9 (1)
9.2.2 (5)	9.3.2 (5)	9.6.4 (1)	9.9 (2)P.
9.2.2 (6)	9.4.1 (1)	9.6.4 (2)	
9.2.2 (7)	9.4.1 (2)	9.7 (1)	
9.2.2 (8)	9.4.1 (3)	9.7 (3)	

### 9.1 Загальні відомості

### 9.1 General

(103) Мінімальні площі арматури повинні забезпечувати безпеку проти крихкого руйнування, неприпустимого розкриття тріщин, а також витримувати зусилля, створювані місцевими навантаженнями.

(103) Minimum areas of reinforcement are given in order to prevent a brittle failure, wide cracks and also to resist forces arising from restrained actions.

ПРИМІТКА Більш докладні правила, що стосуються мінімальної товщини елементів конструкції і їх мінімального армування, у тому числі мінімальний діаметр стержнів і максимальна відстань між стержнями, наводяться для конкретної країни в національному додатку. Які-небудь додаткові настанови із цього приводу в європейському стандарті не наводяться.

NOTE Additional rules concerning the minimum thickness of structural elements and the minimum reinforcement for all surfaces of members in bridges, with minimum bar diameter and maximum bar spacing for use in a Country may be found in its National Annex. No additional rules are recommended in this standard.

### 9.2 Балки

### 9.2 Beams

#### 9.2.2 Поперечне армування

#### 9.2.2 Shear reinforcement

(101) Поперечна арматура повинна розташовуватися під кутом  $\alpha$  від  $45^\circ$  до  $90^\circ$  до поздовжньої осі елемента будівельної

(101) The shear reinforcement should form an angle  $\alpha$  of between  $45^\circ$  and  $90^\circ$  to the longitudinal axis of the structural element.

конструкції.

**ПРИМІТКА** Більш докладні настанови стосовно форми поперечної арматури, допустимої для застосування в конкретній країні, наводяться в національному додатку.

Рекомендуються наступні форми:

- хомути, що охоплюють поздовжню розтягнуту арматуру і стиснуту зону (EN 1992-1-1, малюнок 9.5);
  - відгини;
  - комбінація з вищезгаданих варіантів.
- Пункт (2) EN 1992-1-1 не застосовується.

## 9.5 Колони

### 9.5.3 Поперечне армування

(101) Діаметр поперечної арматури (хомути, кільця, гвинтова спіральна арматура) повинен бути не менше  $\varnothing_{\min}$  максимального з двох величин:  $\varnothing_{\min}$  і  $1/4$  максимального діаметра поздовжньої арматури. Діаметр дроту зварної дротяної сітки для поперечного армування повинен становити не менше  $\varnothing_{\min, \text{mesh}}$ .

**ПРИМІТКА** Мінімальний діаметр поперечної арматури для використання в конкретній країні вказується в національному додатку. Значення, що рекомендуються:  $\varnothing_{\min} = 6$  мм  $\varnothing_{\min, \text{mesh}} = 5$  мм.

## 9.7 Балки-стілки

(102) Відстань між двома сусідніми арматурними стержнями не повинна перевищувати  $s_{\text{mesh}}$ .

**ПРИМІТКА** Максимальна відстань між сусідніми стержнями для використання в конкретній країні вказується в національному додатку. Рекомендоване значення:  $s_{\text{mesh}}$  приймається рівним товщині стінки, але не більше 300 мм.

**NOTE** Details of the form of shear reinforcement permitted for use in a Country may be found in its National Annex.

The recommended forms are:

- links enclosing the longitudinal tension reinforcement and the compression zone (see Figure 9.5 of EN 1992-1-1);
  - bent-up bars;
  - or a combination of the two.
- (2) of EN 1992-1-1 does not apply.

## 9.5 Columns

### 9.5.3 Transverse reinforcement

(101) The diameter of the transverse reinforcement (links, loops or helical spiral reinforcement) should not be less than  $\varnothing_{\min}$  or one quarter of the maximum diameter of the longitudinal bars, whichever is the greater. The diameter of the wires of welded mesh fabric for transverse reinforcement should not be less than  $\varnothing_{\min, \text{mesh}}$ .

**NOTE** The minimum diameter of transverse reinforcement for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended values are  $\varnothing_{\min} = 6$  mm and  $\varnothing_{\min, \text{mesh}} = 5$  mm.

## 9.7 Deep beams

(102) The distance between two adjacent bars of the mesh should not exceed  $s_{\text{mesh}}$ .

**NOTE** The maximum spacing of adjacent bars for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value of  $s_{\text{mesh}}$  is the lesser of the web thickness or 300 mm.

## 9.8 Фундаменти

### 9.8.1 Пальові ростверки

(103) Основна розтягнута арматура для опору зовнішнім діям повинна бути зосереджена в зонах між головами паль. Повинен прийматися мінімальний діаметр стержнів  $d_{min}$ .

Якщо площа перерізу арматури призначена мінімальною, арматуру слід розташовувати поблизу нижньої поверхні елемента конструкції.

**ПРИМІТКА** Значення  $d_{min}$  для використання в конкретній країні вказується в національному додатку. Значення, що рекомендується, - 12 мм.

### 9.10 Системи в'язей

Цей пункт не застосовується.

## Розділ 10 Додаткові правила для елементів і конструкцій із збірного залізобетону

Застосовуються такі елементи EN 1992-1-1:

10.1.1	10.9.2 (1)	10.9.4.2 (1)P	10.9.5.1 (5)P
10.2 (1)P	10.9.2 (2)	10.9.4.2 (2)P	10.9.5.2 (1)
10.2 (2)	10.9.3 (1)P	10.9.4.2 (3)	10.9.5.2 (2)
10.2 (3)	10.9.3 (2)P	10.9.4.3 (1)	10.9.5.2 (3)
10.3.1.1 (1)	10.9.3 (3)P	10.9.4.3 (2)	10.9.5.3 (1)P
10.3.1.1 (2)	10.9.3 (4)	10.9.4.3 (3)	10.9.5.3 (2)P
10.3.1.1 (3)	10.9.3 (5)	10.9.4.3 (4)	10.9.5.3 (3)P
10.3.1.2 (1)	10.9.3 (6)	10.9.4.3 (5)	10.9.6.1 (1)P
10.3.1.2 (2)	10.9.3 (7)	10.9.4.3 (6)	10.9.6.2 (1)
10.3.1.2 (3)	10.9.3 (8)	10.9.4.4 (1)	10.9.6.2 (2)
10.3.2.2 (1)P	10.9.3 (9)	10.9.4.5 (1)P	10.9.6.2 (3)
10.3.2.2 (2)	10.9.3 (10)	10.9.4.5 (2)	10.9.6.3 (1)
10.5.1 (1)P	10.9.3 (11)	10.9.4.6 (1)	10.9.6.3 (2)
10.5.1 (2)	10.9.3 (12)	10.9.4.7 (1)	10.9.6.3 (3)
10.5.1 (3)	10.9.4.1 (1)P	10.9.5.1 (1)P	
10.5.2 (1)	10.9.4.1 (2)P	10.9.5.1 (2)P	
10.9.1 (1)	10.9.4.1 (3)P	10.9.5.1 (3)	
10.9.1 (2)	10.9.4.1 (4)P	10.9.5.1 (4)P	

## 9.8 Foundations

### 9.8.1 Pile caps

(103) The main tensile reinforcement to resist the action effects should be concentrated in the stress zones between the tops of the piles. A minimum bar diameter  $d_{min}$  should be provided.

If the area of this reinforcement is at least equal to the minimum reinforcement, evenly distributed bars along the bottom surface of the member may be omitted.

**NOTE** The value of  $d_{min}$  for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is 12 mm.

### 9.10 Tying systems

This clause does not apply.

## Section 10 Additional rules for precast concrete elements and structures

The following clauses of EN 1992-1-1 apply.

10.1.1	10.9.2 (1)	10.9.4.2 (1)P	10.9.5.1 (5)P
10.2 (1)P	10.9.2 (2)	10.9.4.2 (2)P	10.9.5.2 (1)
10.2 (2)	10.9.3 (1)P	10.9.4.2 (3)	10.9.5.2 (2)
10.2 (3)	10.9.3 (2)P	10.9.4.3 (1)	10.9.5.2 (3)
10.3.1.1 (1)	10.9.3 (3)P	10.9.4.3 (2)	10.9.5.3 (1)P
10.3.1.1 (2)	10.9.3 (4)	10.9.4.3 (3)	10.9.5.3 (2)P
10.3.1.1 (3)	10.9.3 (5)	10.9.4.3 (4)	10.9.5.3 (3)P
10.3.1.2 (1)	10.9.3 (6)	10.9.4.3 (5)	10.9.6.1 (1)P
10.3.1.2 (2)	10.9.3 (7)	10.9.4.3 (6)	10.9.6.2 (1)
10.3.1.2 (3)	10.9.3 (8)	10.9.4.4 (1)	10.9.6.2 (2)
10.3.2.2 (1)P	10.9.3 (9)	10.9.4.5 (1)P	10.9.6.2 (3)
10.3.2.2 (2)	10.9.3 (10)	10.9.4.5 (2)	10.9.6.3 (1)
10.5.1 (1)P	10.9.3 (11)	10.9.4.6 (1)	10.9.6.3 (2)
10.5.1 (2)	10.9.3 (12)	10.9.4.7 (1)	10.9.6.3 (3)
10.5.1 (3)	10.9.4.1 (1)P	10.9.5.1 (1)P	
10.5.2 (1)	10.9.4.1 (2)P	10.9.5.1 (2)P	
10.9.1 (1)	10.9.4.1 (3)P	10.9.5.1 (3)	
10.9.1 (2)	10.9.4.1 (4)P	10.9.5.1 (4)P	

## 10.1 Загальні відомості

(101)P Положення цього розділу стосуються конструкцій, повністю або частково виготовлених із збірних залізобетонних елементів, і є додатковими до положень інших розділів. Додаткові відомості з розрахунку, виготовленню і монтажу таких конструкцій наводяться у відповідних стандартах на конкретні вироби.

## 10.9 Спеціальні правила конструювання і розрахунку

### 10.9.7 Системи в'язей

Цей пункт не застосовується.

## Розділ 11 Конструкції з легкого бетону

Застосовуються такі елементи EN 1992-1-1:

11.1 (1)P	11.3.2 (1)	11.3.7 (1)	11.6.4.2 (1)
11.1.1 (1)P	11.3.2 (2)	11.4.1 (1)	11.6.4.2 (2)
11.1.1 (2)P	11.3.3 (1)	11.4.2 (1)P	11.6.5 (1)
11.1.1 (3)	11.3.3 (2)	11.5.1	11.6.6 (1)
11.1.1 (4)P	11.3.3 (3)	11.6.1 (1)	11.7 (1)P
11.1.2 (1)P	11.3.4 (1)	11.6.1 (2)	11.8.1 (1)
11.2 (1)P	11.3.5 (1)P	11.6.2 (1)	11.8.2 (1)
11.3.1 (1)P	11.3.5 (2)P	11.6.3.1 (1)	11.10 (1)P.
11.3.1 (2)	11.3.6 (1)	11.6.4.1 (1)	
11.3.1 (3)	11.3.6 (2)	11.6.4.1 (2)	

## 11.9 Спеціальні правила конструювання і розрахунку

(101) Діаметр арматурних стержнів, що використовуються в легких бетонах, як правило, не повинен перевищувати 32 мм. Для легких бетонів кількість стержнів в пучку не повинна бути більше двох, і їх еквівалентний діаметр не повинен перевищувати 45 мм.

ПРИМІТКА Використання груп арматурних стержнів може бути обмежено положеннями національного додатку.

## Розділ 12 Бетонні і слабоармовані конструкції

Застосовуються всі положення EN 1992-1-1.

## 10.1 General

(101)P The rules in this section apply to structures made partly or entirely of precast concrete elements, and are supplementary to the rules in other sections. Additional matters related to detailing, production and assembly are covered by specific product standards.

## 10.9 Particular rules for design and detailing

### 10.9.7 Tying systems

This clause does not apply.

## Section 11 Lightweight aggregate concrete structures

The following clauses of EN 1992-1-1 apply.

11.1 (1)P	11.3.2 (1)	11.3.7 (1)	11.6.4.2 (1)
11.1.1 (1)P	11.3.2 (2)	11.4.1 (1)	11.6.4.2 (2)
11.1.1 (2)P	11.3.3 (1)	11.4.2 (1)P	11.6.5 (1)
11.1.1 (3)	11.3.3 (2)	11.5.1	11.6.6 (1)
11.1.1 (4)P	11.3.3 (3)	11.6.1 (1)	11.7 (1)P
11.1.2 (1)P	11.3.4 (1)	11.6.1 (2)	11.8.1 (1)
11.2 (1)P	11.3.5 (1)P	11.6.2 (1)	11.8.2 (1)
11.3.1 (1)P	11.3.5 (2)P	11.6.3.1 (1)	11.10 (1)P.
11.3.1 (2)	11.3.6 (1)	11.6.4.1 (1)	
11.3.1 (3)	11.3.6 (2)	11.6.4.1 (2)	

## 11.9 Detailing of members and particular rules

(101) The diameter of bars embedded in LWAC should not normally exceed 32 mm. For LWAC bundles of bars should not consist of more than two bars and the equivalent diameter should not exceed 45 mm.

NOTE The use of bundled bars may be restricted by the National Annex.

## Section 12 Plain and lightly reinforced concrete structures

All the clauses of EN 1992-1-1 apply.

## Розділ 113 Проектування з урахуванням технології будівництва

### 113.1 Загальні положення

(101) Для мостів, будівництво яких виконується в декілька стадій, технологія спорудження повинна враховуватися при проектуванні в наступних випадках:

- a) в процесі будівництва в перерізах конструкцій утворюються зусилля, відмінні від таких, що виникають в готовій конструкції (наприклад, при поздовжньому насуванні прогонових будов моста, при будівництві опор моста з використанням урівноваженого навісного монтажу);
- b) перерозподіл сил, обумовлених пластичними явищами, відбувається внаслідок змінювань розподілу конструкцій в процесі будівництва (наприклад, для багатопрогонових мостів нерозрізної системи, що будуються прогін за прогоном з використанням будівельних лісів або у вигляді консольних конструкцій);
- c) перерозподіл напружень, обумовлених пластичними явищами, відбувається внаслідок змінювань перерізів конструкції в процесі будівництва (наприклад, прогонова будова що складається із збірних балок і монолітних плит);
- d) послідовність спорудження або бетонування може впливати на стійкість конструкцій в процесі будівництва, зусилля в готовій конструкції або її геометрію.

(102) Для конструкцій, відповідних умовам (101), переліки a) – d), в процесі будівництва, на різних його етапах, необхідно перевіряти граничні стани за придатністю до експлуатації і граничні стани за несучою здатністю.

(103) Для конструкцій, властивості яких описано в розділах (101) b) або c), довготривалі зусилля або напруження можна визначати з аналізу ефектів перерозподілу. Для таких розрахунків можуть застосовуватися покроковий або наближений метод.

(104) Для конструкцій, відповідних умовам (101), перелік d), технологія зведення і

## Section 113 Design for the execution stages

### 113.1 General

(101) For bridges built in stages, the design should take account of the construction procedure in the following circumstances:

- a) Where forces, other than those produced on the completed structure, occur in any structural section during the phases of construction (e.g. deck erection by incremental launching, piers of bridges built by balanced cantilever);
- b) Where redistribution of forces due to rheological effects is originated by changes to the structural arrangement during the construction process (e.g. continuous bridges built span by span on falsework or by cantilever);
- c) Where redistribution of stresses due to rheological effects is originated by changes to structural sections during the construction process (e.g. decks consisting of precast beams and an insitu slab);
- d) Where the erection or casting sequence may have an influence on: the stability of the structure during construction, the forces in the completed structure, or the geometry of the completed structure.

(102) For structures in which any of the circumstances described in paragraphs (101) a) to d) apply, the serviceability limit states and ultimate limit states should be verified at construction stages.

(103) For structures in which the circumstances described in paragraphs (101) b) or c) apply, long term values of forces or stresses should be determined from an analysis of redistribution effects. Step by step or approximate methods may be used in these calculations.

(104) For structures in which the circumstances described in paragraph (101) d) apply, erection

бетонування повинна бути вказана на кресленнях або детально описана в документах за технологією будівництва

### 113.2 Навантаження і впливи в процесі будівництва

(101) Впливи, які необхідно враховувати в процесі будівництва, описано в EN 1991-1-6.

(102) При перевірці рівноваги конструкції в граничному стані за несучою здатністю для мостів із збірних коробчастих блоків, що будуються методом урівноваженого навісного монтажу, слід враховувати невраховане вітрове навантаження. Враховуватися повинен підйомний або горизонтальний тиск не менше  $x \text{ N/m}^2$ , що діє на одну з консолей.

**ПРИМІТКА** Значення  $x$  для використання в конкретній країні вказується в національному додатку. Значення, що рекомендується:  $x = 200 \text{ N/m}^2$ .

(103) При перевірці граничних станів за несучою здатністю для мостів, що будуються методом урівноваженого навісного монтажу з монолітних конструкцій, слід враховувати випадковий вплив, що виникає у разі падіння опалубки. Цей вплив повинен включатися в динамічний розрахунок. Необхідно враховувати, що падіння опалубки може відбутися на будь-якій стадії будівництва (переміщення рухомих лісів, бетонування і т. д.).

(104) При будівництві методом урівноваженого навісного монтажу із збірних блоків необхідно враховувати можливість випадкового падіння одного з блоків.

(105) При будівництві прогонів моста методом поздовжнього насування необхідно враховувати деформації прогонів, що виникають в процесі насування.

### 113.3 Критерії перевірки

#### 113.3.1 Граничні стани за несучою здатністю

(101) Див. EN 1992-2, розділ 6.

and casting sequences/procedures should be indicated on drawings or detailed in a construction procedure document.

### 113.2 Actions during execution

(101) The actions to be taken into account during execution are given in EN 1991-1-6 and annexes.

(102) For the ultimate limit state verification of structural equilibrium for segmental bridges built by balanced cantilever, unbalanced wind pressure should be considered. An uplift or horizontal pressure of at least  $x \text{ N/m}^2$  acting on one of the cantilevers should be considered.

**NOTE** The  $x$  value to be used in a Country may be found in its National Annex. The recommended value of  $x$  is  $200 \text{ N/m}^2$ .

(103) For verification of ultimate limit states in bridges built by in-situ balanced cantilever, an accidental action arising from a fall of formwork should be considered. The action should include for dynamic effects. The fall may occur in any construction stage. (traveller movement, casting, etc.)

(104) For balanced cantilever construction with precast segments, an accidental fall of one segment should be taken into account.

(105) For incrementally launched decks imposed deformations should be taken into account.

### 113.3 Verification criteria

#### 113.3.1 Ultimate limit states

(101) See EN 1992-2 section 6.



**113.3.2 Граничні стани за придатністю до експлуатації**

(101) Перевірка на будь-якій стадії будівництва повинна виконуватися так само, як і на стадії експлуатації, за наступними виключеннями.

(102) На проміжних стадіях будівництва не потрібна перевірка за придатністю до експлуатації, якщо в їх процесі не відбувається зниження довговічності і погіршення остаточного зовнішнього вигляду готової конструкції (наприклад, поява неприпустимих деформацій).

(103) Для мостів або їх елементів, для яких на стадії експлуатації стискальні напруження при перевірці тріщиностійкості розраховуються на дію псевдостатичних або навантажень, що часто зустрічаються, на стадії будівництва при дії квазістатичних навантажень припускаються розтягувальні напруження не більше величини  $k_{fctm}(t)$ .

**ПРИМІТКА** Значення  $k$  для використання в конкретній країні вказується в національному додатку. Значення, що рекомендується:  $k = 1,0$ .

(104) Для мостів або їх елементів, для яких на стадії експлуатації тріщиностійкість перевіряється на впливи поєднання навантажень, що часто зустрічаються, на стадії будівництва тріщиностійкість слід перевіряти на впливи квазістатичних навантажень.

**113.3.2 Serviceability limit states**

(101) The verifications for the execution stage should be the same as those for the completed structure, with the following exceptions.

(102) Serviceability criteria for the completed structure need not be applied to intermediate execution stages, provided that durability and final appearance of the completed structure are not affected (e.g. deformations).

(103) Even for bridges or elements of bridges in which the limit-state of decompression is checked under the quasi-permanent or frequent combination of actions on the completed structure, tensile stresses less than  $k_{fctm}(t)$  under the quasi-permanent combination of actions during execution are permitted.

**NOTE** The value of  $k$  to be used in a Country may be found in its National Annex. The recommended value of  $k$  is 1,0.

(104) For bridges or elements of bridges in which the limit-state of cracking is checked under frequent combination on the completed structure, the limit state of cracking should be verified under the quasipermanent combination of actions during execution.

**Додаток А**  
(довідковий)  
**Часткові коефіцієнти безпеки для**  
**матеріалів**

Застосовуються всі елементи EN 1992-1-1.

**Додаток В**  
(довідковий)  
**Відносні деформації повзучості і усадки**

Наступні елементи EN 1992-1-1 застосовуються для звичайного бетону, окрім перерізів особливо великої товщини (див. нижче):

B.1(1);  
B.1(2);  
B.1(3);  
B.2(1).

Розділ В.103 відноситься до високоефективного бетону, виготовленого з цементів класу *R* з міцністю на стиснення вище C50/60, з використанням мікрокремнезему або без нього. Методи, наведені в розділі В.103, більш переважні (в порівнянні з методами, наведеними в EN 1992-1-1) для вищезазначених бетонів, а також для елементів великої товщини, де кінетика основної повзучості достатньо відрізняється від повзучості при висиханні. Слід зазначити, що настанови, наведені в цьому додатку, перевірені в процесі випробувань і вимірювань на будівельних майданчиках. Як довідкову літературу з цих питань можна вказати наступні джерела:

Ле Рой, Р., Де Ларрард, Ф., Понс, Дж. (1996) Програма AFREM - типова модель повзучості і усадки для високоефективних бетонів.

Тутлмонд, Ф., Де Ларрард, Ф., Бразільєр, Д. (2002) Застосування високоефективних бетонів в будівництві: огляд новітніх досліджень у Франції.

Ле Рой, Р., Кьюссак, Дж.М., Мартін, О. (1999) Конструкції, чутливі до повзучості: від лабораторних досліджень до будівельного проектування (на прикладі високошвидкісного залізничного шляхопроводу в Авіньоні).

**Annex A**  
(informative)  
**Modification of partial factors for materials**

All the clauses of EN 1992-1-1 apply.

**Annex B**  
(informative)  
**Creep and shrinkage strain**

The following clauses of EN 1992-1-1 apply for ordinary concrete, except for particular thick sections (see below):

B.1(1)  
B.1(2)  
B.1(3)  
B.2(1)

Section B.103 specifically applies to high performance concrete, made with Class R cements, of strength greater than C50/60 with or without silica fume. In general, the methods given in Section B.103 are preferred to those given in EN 1992-1-1 for the concretes referred to above and for thick members, in which the kinetics of basic creep and drying creep are quite different. It should be noted that the guidance in this Annex has been verified by site trials and measurements. For background information reference can be made to the following:

Le Roy, R., De Larrard, F., Pons, G. (1996) The AFREM code type model for creep and shrinkage of high performance concrete.

Toutlemonde, F., De Larrard, F., Brazillier, D. (2002) Structural application of HPC: a survey of recent research in France.

Le Roy, R., Cussac, J. M., Martin, O. (1999) Structures sensitive to creep :from laboratory experimentation to structural design - The case of the Avignon high-speed rail viaduct.

**B.100 Загальні відомості**

(101) Даним додатком слід користуватися для розрахунку повзучості і усадки, включаючи розвиток вказаних процесів в часі. Проте в типових експериментальних величинах може спостерігатися відхилення  $\pm 30\%$  щодо величин повзучості і усадки, прогнозованої згідно цього додатку. Якщо через особливу чутливість конструкції до повзучості і/або усадки потрібна більш висока точність, то слід виконати експериментальне дослідження цих явищ і розвитку відповідних деформацій в часі. В розділі B.104 наводяться настанови з експериментального визначення коефіцієнтів повзучості і усадки.

(102) Для високоміцного бетону ( $f_{ck} > 50\text{MPa}$ ) можливий інший підхід до оцінки повзучості і усадки; див. розділ B.103. В цьому альтернативному підході враховується вплив додавання мікрокремнезему і точність прогнозування істотно підвищується.

(103) Крім того, формули для повзучості в розділах B.1 і B.103 правильні, якщо середня циліндрова міцність на момент навантаження  $f_{cm}(t_0)$  перевищує  $0,6f_{cm}$ , тобто виконується умова  $f_{cm}(t_0) > 0,6f_{cm}$ .

Якщо бетон піддавати навантаженню на більш ранніх стадіях з істотним наростанням міцності на початку періоду навантаження, то слід спеціально визначити коефіцієнт повзучості. Його належить визначати на основі експериментів; математичні вирази для повзучості слід визначати за настановами, наведеними в розділі B.104.

(104) Як формули, що описують повзучість і усадку, так і експериментальні методи визначення цих величин ґрунтуються на даних, зібраних в обмеженому інтервалі часу. Екстраполяція таких результатів на дуже тривалі періоди (наприклад, на 100 років) призводить до додаткових погрешностей, пов'язаних з математичними виразами, що використовуються для екстраполяції. Якщо потрібне підвищення безпеки за рахунок переоцінки деформацій, що запізнюються, і це доцільно за умов проекту, то величини повзучості і усадки слід множити на

**B.100 General**

(101) This Annex may be used for calculating creep and shrinkage, including development with time. However, typical experimental values can exhibit a scatter of  $\pm 30\%$  around the values of creep and shrinkage predicted in accordance with this Annex. Where greater accuracy is required due to the structural sensitivity to creep and/or shrinkage, an experimental assessment of these effects and of the development of delayed strains with time should be undertaken. Section B.104 includes guidelines for the experimental determination of creep and shrinkage coefficients.

(102) For High Strength Concrete ( $f_{ck} > 50\text{MPa}$ ) an alternative approach to the evaluation of creep and shrinkage is given in Section B.103. The alternative approach takes account of the effect of adding silica fume and significantly improves the precision of the prediction.

(103) Furthermore, the expressions for creep in Sections B.1 and B.103 are valid when the mean value of the concrete cylinder strength at the time of loading  $f_{cm}(t_0)$  is greater than  $f_{cm}(t_0) > 0,6f_{cm}$ .

When concrete is to be loaded at earlier ages, with significant strength development at the beginning of the loading period, specific determination of the creep coefficient should be undertaken. This should be based on an experimental approach and the determination of a mathematical expression for creep should be based on the guidelines included in Section B.104.

(104) Creep and shrinkage formulae and experimental determinations are based on data collected over limited time periods. Extrapolating such results for very long-term evaluations (e.g. one hundred years) results in the introduction of additional errors associated with the mathematical expressions used for the extrapolation. When safety would be increased by overestimation of delayed strains, and when it is relevant in the project, the creep and shrinkage predicted on the basis of the formulae or experimental determinations should be multiplied by a safety

коефіцієнти запасу, наведені в розділі В.105.

### **В.103 Високоміцний бетон**

(101) При використанні високоміцного бетону, яким є бетон класу міцності на стиснення C55/67 і вище, для отримання даних, що краще узгоджуються з експериментальними, слід користуватися описаною в цьому пункті моделлю (за умов наявності інформації, необхідної для її використання). Для високоміцного бетону без додавання мікрокремнезему повзучість звичайно виявляється вищою, ніж виходить з виразів для середніх величин, наведених в розділі В.1. Формули, наведені в цьому розділі, не слід використовувати без перевірки, якщо частка заповнювача складає менше 67 %, що може спостерігатися достатньо часто для самоущільнювального бетону.

(102) В моделі вирізняється деформація, що виникає в гідроізольованому бетоні, і додаткова деформація, обумовлена висиханням. Тому в цьому пункті наводяться два вирази для усадки і два - для повзучості. Наступні складові деформації залежать від часу:

- власна усадка;
- усадка при висиханні;
- основна повзучість;
- повзучість при висиханні.

Це - різні явища, регульовані різними фізичними механізмами. Власна усадка пов'язана з процесом гідратації, тоді як усадка при висиханні, обумовлена змінами вологості, пов'язана з середовищем, в якому перебуває конструкція.

(103) Спеціальні формули наведено для бетону з добавками мікрокремнезему. В цьому пункті бетоном з добавками мікрокремнезему вважається бетон, що містить мікрокремнезем в кількості не менше 5 % від ваги цементу.

#### **В.103.1 Власна усадка**

(101) Кінетика власної усадки регулюється швидкістю гідратації. Тому розвиток власної усадки залежить від швидкості тверднення. Співвідношення  $f_{cm}(t)/f_{ck}$ , відоме як зрілість

factor, as indicated in Section B.105.

### **B.103 High Strength Concrete**

(101) In the case of high strength concrete (HSC), namely for concrete strength classes greater than or equal to C55/67, the model described in this clause should be used to obtain better consistency with experimental data when the information required to utilise the model is available. For HSC without silica fume creep is generally greater than predicted in the average expressions of Section B.1. Formulae proposed in this section should not be used without verification when the aggregate fraction is lower than 67 %, which may be more frequently the case for self-consolidating concrete.

(102) The model makes a distinction between strains occurring in sealed concrete and additional deformation due to drying. Two expressions for shrinkage and two for creep, are given in this clause.

The time-dependant strain components are:

- autogenous shrinkage;
- drying shrinkage;
- basic creep;
- drying creep.

This distinguishes phenomena which are governed by different physical mechanisms. The autogenous shrinkage is related to the hydration process whereas the drying shrinkage, due to humidity exchanges, is associated with the structure's environment.

(103) Specific formulae are given for silica-fume concrete (SFC). For the purpose of this clause, SFC is considered as concrete containing an amount of silica fume of at least 5 % of the cementitious content by weight.

#### **B.103.1 Autogenous shrinkage**

(101) The hydration rate governs the kinetics of autogenous shrinkage. Therefore the hardening rate controls the progress of the phenomenon. The ratio  $f_{cm}(t)/f_{ck}$ , known as the maturity of young

молодого бетону, приймається до закінчення 28 днів як основна змінна. При зрілості менше 0,1 усадку можна нехтувати. Після закінчення 28 днів основною змінною, від якої залежить розвиток власної усадки, стає час.

Модель для оцінки власної усадки має наступний вигляд:

- для  $t < 28$  днів:  
якщо

$$\frac{f_{cm}(t)}{f_{ck}} < 0,1 \varepsilon_{ca}(t) = 0 \quad (B.113)$$

якщо

$$\frac{f_{cm}(t)}{f_{ck}} < 0,1 \varepsilon_{ca}(t) = (f_{ck} - 20) \left[ 2,2 \frac{f_{cm}(t)}{f_{ck}} - 0,2 \right] 10^{-6} \quad (B.114)$$

де:

$\varepsilon_{ca}$  власна усадка, що відбувається в період між тужавністю бетону і моментом часу  $t$ . Якщо міцність  $f_{cm}(t)$  невідома, то її можна визначити згідно EN 1992-1-1

3.1.2 (6);

- для  $t \geq 28$  днів:

$$\varepsilon_{ca}(t) = (f_{ck} - 20) \left[ 2,8 - 1,1 \exp\left(-\frac{t}{96}\right) \right] \quad (B.115)$$

Отже, згідно цієї моделі, 97 % повної власної усадки бетону відбувається за 3 міс.

### В.103.2 Усадка при висиханні

Формули в розділі 103.2 застосовні при відносній вологості до 80 %.

(101) Формула усадки при висиханні має вигляд:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \frac{K(f_{ck}) [72 \exp(-0,046 f_{ck}) + 75 RH] (t - t_s) 10^{-6}}{(t - t_s) + \beta_{cd} h_0^2} \quad (B.116)$$

де:

$K(f_{ck}) = 18$ , якщо  $f_{ck} \leq 55$  МПа.

$K(f_{ck}) = 30 - 0,21 f_{ck}$ , якщо  $f_{ck} > 55$  МПа.

$\beta_{cd} = 0,007$  - для бетону з добавками мікрокремнезему.

$\beta_{cd} = 0,021$  - для бетону без добавок

concrete, is taken as the main variable before 28 days. Shrinkage appears to be negligible for maturity less than 0,1. For ages beyond 28 days, the variable governing the evolution of autogeneous shrinkage is time.

The model for evaluation of autogeneous shrinkage is as follows:

- for  $t < 28$  days,  
if

if

where:

$\varepsilon_{ca}$  is the autogeneous shrinkage occurring between setting and time  $t$ . In cases where this strength  $f_{cm}(t)$  is not known, it can be evaluated in accordance with 3.1.2(6) of EN 1992-1-1.

- for  $t \geq 28$  days,

Therefore, according to this model, 97 % of total autogeneous shrinkage has occurred after 3 months.

### B.103.2 Drying shrinkage

The formulae in 103.2 apply to  $RH$  values of up to 80 %.

(101) The expression for drying shrinkage is as follows:

with:

$K(f_{ck}) = 18$  if  $f_{ck} \leq 55$  МПа.

$K(f_{ck}) = 30 - 0,21 f_{ck}$  if  $f_{ck} > 55$  МПа.

$\beta_{cd} = 0,007$  for silica fumeconcrete.

$\beta_{cd} = 0,021$  for nonsilica fumeconcrete.

мікрокремнезему.

### В.103.3 Повзучість

Формули в розділі 103.3 застосовні при відносній вологості до 80 %.

(101) Деформація, що запізнюється і залежна від напруження  $\varepsilon_{cc}(t, t_0)$ , тобто сума основної повзучості і повзучості при висиханні може обчислюватися за такою формулою:

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \frac{\sigma(t_0)}{E_c} [\varphi b(t, t_0) + \varphi d(t, t_0)] \quad (B.117)$$

### В.103.4 Основна повзучість

(101) Встановлено, що остаточний коефіцієнт основної повзучості для бетону з добавками мікрокремнезему залежить від міцності при навантаженні  $f_{cm}(t_0)$ . Крім того, що «молодший» бетон при навантаженні, то швидше відбувається деформація. Проте ця тенденція не спостерігається для бетону без добавок мікрокремнезему. Для такого матеріалу коефіцієнт повзучості можна вважати постійним з середнім значенням 1,4. Таким чином, кінетична складова виявляється функцією зрілості, вираженою величиною  $f_{cm}(t)/f_{ck}$ . Формула для основної повзучості має вигляд:

$$\varphi_b(t, t_0) = \varphi_{b0} \left[ \frac{\sqrt{t-t_0}}{\sqrt{t-t_0} + \beta_{bc}} \right] \quad (B.118)$$

де:

$\varphi_{b0} = \frac{3,6}{f_{cm}(t_0)^{0,37}}$  - для бетону з добавками мікрокремнезему.

$\varphi_{b0} = 1,4$  - для бетону без добавок мікрокремнезему; (B.119).

$\beta_{bc} = 0,37 \exp\left(2,8 \frac{f_{cm}(t_0)}{f_{ck}}\right)$  - для бетону з добавками мікрокремнезему.

$\beta_{bc} = 0,4 \exp\left(3,1 \frac{f_{cm}(t_0)}{f_{ck}}\right)$  - для бетону без добавок мікрокремнезему (B.120).

### В.103.3 Creep

The formulae in 103.3 apply to *RH* values of up to 80%.

(101) The delayed stress dependent strain,  $\varepsilon_{cc}(t, t_0)$ , i.e. the sum of basic and drying creep, can be calculated by the following expression:

### В.103.4 Basic creep

(101) The final basic creep coefficient of silica fume concrete has been found to depend on the strength at loading  $f_{cm}(t_0)$ . Furthermore, the younger the concrete at loading, the faster the deformation. However this tendency has not been observed for non silica-fume concrete. For this material, the creep coefficient is assumed to remain constant at a mean value of 1,4. The kinetics term is therefore a function of the maturity, expressed by the quantity  $f_{cm}(t)/f_{ck}$ . The equation is:

where:

$\varphi_{b0} = \frac{3,6}{f_{cm}(t_0)^{0,37}}$  - for silica fumeconcrete.

$\varphi_{b0} = 1,4$  - for nonsilica fumeconcrete (B.119).

$\beta_{bc} = 0,37 \exp\left(2,8 \frac{f_{cm}(t_0)}{f_{ck}}\right)$  - for silica fumeconcrete.

$\beta_{bc} = 0,4 \exp\left(3,1 \frac{f_{cm}(t_0)}{f_{ck}}\right)$  - for nonsilica fumeconcrete (B.120).

**B.103.5 Повзучість при висиханні**

Формули в розділі 103.5 застосовні при відносній вологості до 80 %.

(101) Повзучість при висиханні, дуже незначна для бетону з добавками мікрокремнезему, оцінюється щодо усадки при висиханні, що відбувається за той же період. Коефіцієнт повзучості при висиханні можна обчислювати за такою спрощеною формулою:

$$\varphi_d(t, t_0) = \varphi_{d0} [\varepsilon_{cd}(t) - \varepsilon_{cd}(t_0)] \quad (\text{B.121})$$

де:

$\varphi_{d0} = 1000$  для бетону з добавками мікрокремнезему.

$\varphi_{d0} = 3200$  для бетону без добавок мікрокремнезему.

**B.104 Порядок експериментальної ідентифікації**

(101) Для більш точної оцінки деформацій, що запізнюються, може бути потрібною ідентифікація параметрів моделей, що описують повзучість і усадку за наслідками вимірювань в експериментах. Для цього може застосовуватися розглянутий нижче метод, заснований на експериментальному визначенні коефіцієнтів, що коригують формули розділу B.103.

(102) Експериментальні дані можуть бути отримані за результатами відповідних випробувань на усадку і повзучість як в умовах власної усадки (повзучість), так і в умовах цих явищ при висиханні. Вимірювання повинні виконуватися в контрольованих умовах і реєструватися протягом не менше 6 міс.

**B.104.1 Власна усадка**

(101) Модель власної усадки необхідно розділити на дві частини:

- для  $t < 28$  днів:  
якщо

**B.103.5 Drying creep**

The formulae in 103.5 apply to RH values of up to 80%.

(101) The drying creep, which is very low for silica fume concrete, is evaluated with reference to the drying shrinkage occurring during the same period. The drying creep coefficient may be expressed by the following simplified equation:

$$\varphi_d(t, t_0) = \varphi_{d0} [\varepsilon_{cd}(t) - \varepsilon_{cd}(t_0)] \quad (\text{B.121})$$

where:

$\varphi_{d0} = 1000$  for silica- fume concrete.

$\varphi_{d0} = 3200$  for non silica- fume concrete.

**B.104 Experimental identification procedure**

(101) In order to evaluate delayed strains with greater precision, it may be necessary to identify the parameters included in the models describing creep and shrinkage from experimental measurements. The following procedure, based on the experimental determination of coefficients altering the formulae of Section B.103, may be used.

(102) Experimental data may be obtained from appropriate shrinkage and creep tests both in autogenous and drying conditions. The measurements should be obtained under controlled conditions and recorded for at least 6 months.

**B.104.1 Autogenous shrinkage**

(101) The autogenous shrinkage model has to be separated in to two parts:

- for  $t < 28$  days,  
if

$$\frac{f_{cm}(t)}{f_{ck}} \geq 0,1 \quad \varepsilon_{ca}(t) = \beta_{ca1} (f_{ck} - 20) \left( 2,2 \frac{f_{cm}(t)}{f_{ck}} - 0,2 \right) 10^{-6} \quad (\text{B.122})$$

Параметр  $\beta_{ca1}$  необхідно вибрати так, щоб мінімізувати суму квадратів різниць між модельними оцінками і експериментальними результатами за період з початку вимірювань до 28-го дня;  
- для  $t \geq 28$  днів

The parameter  $\beta_{ca1}$  has to be chosen in order to minimise the sum of the squares of the differences between the model estimation and the experimental results from the beginning of the measurement to 28 days.  
- for  $t \geq 28$  days,

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{ca1} (f_{ck} - 20) \left[ \beta_{ca2} - \beta_{ca3} \exp\left(-t/\beta_{ca4}\right) \right] 10^{-6} \quad (\text{B.123})$$

Решта параметрів  $\beta_{ca2}$ ,  $\beta_{ca3}$  і  $\beta_{ca4}$  добираються далі в такий самий спосіб.

The other parameters  $\beta_{ca2}$ ,  $\beta_{ca3}$ ,  $\beta_{ca4}$  are then chosen using the same method.

### **В.104.2 Усадка при висиханні**

### **B.104.2 Drying shrinkage**

Формули в розділі 104.2 застосовні при відносній вологості до 80 %.

The formulae in 104.2 apply to RH values of up to 80%.

(101) Формула усадки при висиханні має вигляд:

(101) The expression for drying shrinkage is as follows,

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{cd1} \frac{K(f_{ck}) [72 \exp(-0,046 f_{ck}) + 75 - RH] (t - t_s) 10^{-6}}{(t - t_s) + \beta_{cd2} h_0^2} \quad (\text{B.124})$$

Параметри  $\beta_{cd1}$ ,  $\beta_{cd2}$  необхідно вибрати так, щоб мінімізувати суму квадратів різниць між модельними оцінками і експериментальними результатами.

The parameters  $\beta_{cd1}$ ,  $\beta_{cd2}$  have to be chosen in order to minimise the sum of the squares of the differences between the model estimation and the experimental results.

### **В.104.3 Основна повзучість**

### **B.104.3 Basic creep**

(101) Належить визначити два параметри: глобальний  $\beta_{cd1}$ , що стосується формули основної повзучості в цілому:

(101) Two parameters have to be identified, a global one  $\beta_{cd1}$  which is applied to the entire expression for basic creep,

$$\varphi_b(t, t_0, f_{ck}, f_{cm}(t_0)) = \beta_{cd1} \varphi_{b0} \left[ \frac{\sqrt{t - t_0}}{\sqrt{t - t_0} + \beta_{bc}} \right] \quad (\text{B.125})$$

і  $\beta_{bc2}$ , що входить в  $\beta_{bc}$ :

and  $\beta_{bc2}$  which is included in  $\beta_{bc}$ :

$$\beta_{bc} = \beta_{bc2} \exp\left(2,8 \frac{f_{cm}(t_0)}{f_{ck}}\right) \quad \text{для бетону з}$$

$$\beta_{bc} = \beta_{bc2} \exp\left(2,8 \frac{f_{cm}(t_0)}{f_{ck}}\right) \quad \text{for silica fume concrete}$$

добавками мікрокремнезему;

$$\beta_{bc} = \beta_{bc2} \exp\left(3,1 \frac{f_{cm}(t_0)}{f_{ck}}\right) \quad \text{для бетону без}$$

$$\beta_{bc} = \beta_{bc2} \exp\left(3,1 \frac{f_{cm}(t_0)}{f_{ck}}\right) \quad \text{for non-silica}$$

добавок мікрокремнезему. (B.126)

fume concrete (B.126)

Ці два параметри необхідно визначити на

These two parameters have to be determined by



основі мінімізації суми квадратів різниць між експериментальними результатами і модельними оцінками.

#### **V.104.4 Повзучість при висиханні**

Формули в розділі 104.4 застосовні при відносній вологості до 80 %.

(101) Належить ідентифікувати тільки глобальний параметр  $\varphi_{d0}$ :

$$\varphi_d(t) = \varphi_{d0} [\varepsilon_{cd}(t) - \varepsilon_{cd}(t_0)] \quad (\text{B.127})$$

Цей параметр необхідно визначати на основі мінімізації суми квадратів різниць між експериментальними результатами і модельними оцінками.

#### **V.105 Оцінка довгострокової деформації, що запізнюється**

(101) Як формули, що описують повзучість і усадку, так і експериментальні методи визначення цих величин ґрунтуються на даних, зібраних в обмеженому інтервалі часу. Екстраполяція таких результатів на дуже тривалі періоди (наприклад, на 100 років) призводить до додаткових похибок, пов'язаних з використовуваними для екстраполяції математичними виразами.

(102) Формули, наведені в розділах В.1, В.2 і В.103 цього додатку, забезпечують отримання задовільних середніх оцінок запізнювальними деформаціями, екстрапольованими на тривалі терміни. Проте якщо потрібне підвищення безпеки за рахунок переоцінки запізнювальних деформацій і це доцільно за умов проекту, то величини повзучості і усадки, що прогнозовані за формулами або за результатами експериментальних досліджень, належить множити на коефіцієнт запасу.

(103) Щоб врахувати невизначеність, пов'язану з реально існуючими довгостроковими запізнювальними деформаціями в бетоні (тобто невизначеність, що стосується правильності математичних формул екстраполяції, побудованих шляхом підгонки за наслідками вимірювань повзучості і усадки за відносно короткий період), можна використовувати коефіцієнти запасу  $\gamma_{lt}$  з таблиці В.101.

minimising the sum of the square of the difference between experimental results and model estimation.

#### **B.104.4 Drying creep**

The formulae in 104.4 apply to RH values of up to 80%.

(101) Only the global parameter  $\varphi_{d0}$  has to be identified.

This parameter has to be determined by minimising the sum of the squares of the differences between experimental results and model estimation.

#### **B.105 Long term delayed strain estimation**

(101) Creep and shrinkage formulae and experimental determinations are based on data collected over limited periods of time. Extrapolating such results for very long-term evaluations (e.g. one hundred years) results in the introduction of additional errors associated with the mathematical expressions used for the extrapolation.

(102) The formulae given in Sections B.1, B.2 and B.103 of this Annex provide a satisfactory average estimation of delayed strains extrapolated to the long-term. However, when safety would be increased by overestimation of delayed strains, and when it is relevant in the project, the creep and shrinkage predicted on the basis of the formulae or experimental determinations should be multiplied by a safety factor.

(103) In order to take into account uncertainty regarding the real long term delayed strains in concrete (ie. uncertainty related to the validity of extrapolating mathematical formulae fitting creep and shrinkage measurements on a relatively short period), the following safety factor  $\gamma_{lt}$  can be included. Values for  $\gamma_{lt}$  are given in Table B.101

**Таблиця В.101 - Коефіцієнти запасу для довгострокової екстраполяції запізнювальних деформацій (для доречних випадків)**

Вік бетону для оцінки запізнювальних деформацій, років	$\gamma_{lt}$
$t < 1$	1
$t = 5$	1,07
$t = 10$	1,1
$t = 50$	1,17
$t = 100$	1,20
$t = 300$	1,25

**Table B.101 - Safety factor for long-term extrapolation of delayed strains, when relevant**

$t$ (age of concrete for estimating the delayed strains)	$\gamma_{lt}$
$t < 1$ year	1
$t = 5$ years	1,07
$t = 10$ years	1,1
$t = 50$ years	1,17
$t = 100$ years	1,20
$t = 300$ years	1,25

Це відповідає таким математичним виразам:

$$t \leq 1 \text{ рік } \gamma_{lt} = 1$$

$$t \geq 1 \text{ рік } \gamma_{lt} = 1 + 0,1 \log \left( \frac{t}{t_{ref}} \right) \quad t_{ref} = 1 \text{ рік (B.128)}$$

Для бетону віком менше 1 року формули В1, В2 і В103 можуть використовуватися безпосередньо, оскільки вони відповідають тривалості експериментів, на основі яких ці формули було отримано.

Для бетону віком 1 рік і більше, і особливо - для довгострокової екстраполяції деформацій значення, отримані за формулами (В.1) і (В.11) EN 1991-1-1, а також за формулами (В.16) і (В.118) EN 1991-2 (амплітуда запізнювальної деформації для часу  $t$ ), необхідно множити на  $\gamma_{lt}$ .

Which corresponds to the following mathematical expression:

$$t \leq 1 \text{ year } \gamma_{lt} = 1$$

$$t \geq 1 \text{ year } \gamma_{lt} = 1 + 0,1 \log \left( \frac{t}{t_{ref}} \right) \quad \text{with } t_{ref} = 1 \text{ (B.128)}$$

For concrete aged less than one year the B1, B2 and B103 expressions can be used directly, since they correspond to the duration of the experiments used for formulae calibration.

For concrete aged 1 year or more, and thus especially for long-term evaluations of deformations, the values given in by Expressions (B.1) and (B.11) of EN 1991-1-1 and by Expressions (B.16) and (B.118) of EN 1991- 2 (amplitude of delayed strains at time  $t$ ) have to be multiplied by  $\gamma_{lt}$ .

**Додаток С**  
(обов'язковий)

**Властивості арматурної сталі,  
придатної для використання із цим  
Єврокодом**

Застосовуються всі елементи EN 1992-1-1.

**Додаток D**  
(довідковий)

**Більш точний метод розрахунку втрат  
зусиль напружень через релаксацію**

Застосовуються всі елементи EN 1992-1-1.

**Додаток E**  
(довідковий)

**Індикативні класи міцності для  
забезпечення довговічності**

Застосовуються всі елементи EN 1992-1-1.

**Annex C**  
(normative)

**Properties of reinforcement suitable for use  
with this Eurocode**

All the clauses of EN 1992-1-1 apply.

**Annex D**  
(informative)

**Detailed calculation method for  
prestressing steel relaxation losses**

All the clauses of EN 1992-1-1 apply.

**Annex E**  
(informative)

**Indicative strength classes for durability**

All the clauses of EN 1992-1-1 apply.

## Додаток F (довідковий)

### Рівняння для визначення напружень в арматурі при плоскому напруженому стані

ПРИМІТКА Правила вказання знаків, що використовуються в цьому додатку, відповідають EN 1992-1-1 і відрізняються від тих, що використовуються в розділі 6.9, додатках LL і MM цього стандарту.

Застосовуються такі елементи EN 1992-1-1:

F.1 (1);

F.1 (2);

F.1 (3);

F.1 (5).

#### F.1 Загальні відомості

(104) Армуння потрібне в місцях, де виникають розтягувальні напруження  $\sigma_{Edy}$  або виконується умова  $\sigma_{Edx} \cdot \sigma_{Edy} \leq \tau_{Edxy}^2$ .

Оптимальне армуння, відповідне  $\theta = 45^\circ$ , позначається верхнім індексом «штрих».

Відповідні напруження бетону визначаються за наведеними нижче формулами.

Для  $\sigma_{Edx} \leq |\tau_{Edxy}|$ :

$$f'_{tdx} = |\tau_{Edxy}| - \sigma_{Edx} \quad (F.2)$$

$$f'_{tdy} = |\tau_{Edxy}| - \sigma_{Edy} \quad (F.3)$$

$$\sigma_{cd} = 2|\tau_{Edxy}| \quad (F.4)$$

Для  $\sigma_{Edx} > |\tau_{Edxy}|$ :

$$f'_{tdx} = 0 \quad (F.5)$$

$$f'_{tdy} = \frac{\tau_{Edxy}^2}{\sigma_{Edx}} - \sigma_{Edy} \quad (F.6)$$

$$\sigma_{cd} = \sigma_{Edx} \left( 1 + \left( \frac{\tau_{Edxy}}{\sigma_{Edx}} \right)^2 \right) \quad (F.7)$$

Напруження бетону  $\sigma_{cd}$  необхідно перевіряти з використанням реалістичної моделі перерізів з тріщинами (EN 1992-2, розділ 6.109).

ПРИМІТКА Мінімальне армуння досягається, якщо напрямки арматури

## Annex F (Informative)

### Tension reinforcement expressions for in-plane stress conditions

NOTE The sign convention used in this Annex follows that in EN 1992-1-1 and is different to that used in Section 6.9, Annex LL and Annex MM of this standard.

The following clauses of EN 1992-1-1 apply.

F.1 (1)

F.1 (2)

F.1 (3)

F.1 (5)

#### F.1 General

(104) In locations where  $\sigma_{Edy}$  is tensile or  $\sigma_{Edx} \cdot \sigma_{Edy} \leq \tau_{Edxy}^2$ , reinforcement is required.

The optimum reinforcement, corresponding to  $\theta = 45^\circ$ , is indicated by superscript ', and related concrete stress are determined by:

For  $\sigma_{Edx} \leq |\tau_{Edxy}|$ :

$$f'_{tdx} = |\tau_{Edxy}| - \sigma_{Edx} \quad (F.2)$$

$$f'_{tdy} = |\tau_{Edxy}| - \sigma_{Edy} \quad (F.3)$$

$$\sigma_{cd} = 2|\tau_{Edxy}| \quad (F.4)$$

For  $\sigma_{Edx} > |\tau_{Edxy}|$ :

$$f'_{tdx} = 0 \quad (F.5)$$

$$f'_{tdy} = \frac{\tau_{Edxy}^2}{\sigma_{Edx}} - \sigma_{Edy} \quad (F.6)$$

$$\sigma_{cd} = \sigma_{Edx} \left( 1 + \left( \frac{\tau_{Edxy}}{\sigma_{Edx}} \right)^2 \right) \quad (F.7)$$

The concrete stress,  $\sigma_{cd}$ , should be checked with a realistic model of cracked sections (see Section 6.109 'Membrane elements' in EN 1992-2).

NOTE The minimum reinforcement is obtained if the directions of reinforcement are identical to the

ідентичні напрямкам головних напружень.  
В загальному випадку необхідне армування і напруження в бетоні можуть бути також визначені в інший спосіб:

$$f_{tdx} = |\tau_{Edxy}| \operatorname{ctg} \theta - \sigma_{Edx} \quad (\text{F.8})$$

$$f_{tdy} = |\tau_{Edxy}| / \operatorname{ctg} \theta - \sigma_{Edy} \quad (\text{F.9})$$

$$\sigma_{cd} = |\tau_{Edxy}| \left( \operatorname{ctg} \theta + \frac{1}{\cot \theta} \right) \quad (\text{F.10})$$

де:

$\theta$  кут, що утворюють головні стискальні напруження в бетоні з віссю  $x$ .

**ПРИМІТКА** Значення  $\operatorname{ctg} \theta$  необхідно вибирати так, щоб не допускати величин стиснення  $f_{td}$ .

Щоб не допустити неприйнятних тріщин в граничному стані за придатністю до експлуатації, а також забезпечити необхідні деформації в граничному стані за несучою здатністю характеристики арматури, визначувані за формулами (F.8) і (F.9) для кожного напрямку, повинні не більше ніж в 2 рази перевищувати характеристики арматури, визначувані за формулами (F.2) і (F.3) або (F.5) і (F.6), і становити не менше половини цих величин:

$$1/2 f_{tdx}' \leq f_{tdx} \leq 2 f_{tdx}' \quad \text{і} \\ 1/2 f_{tdy}' \leq f_{tdy} \leq 2 f_{tdy}' .$$

directions of the principal stresses.

Alternatively, for the general case the necessary reinforcement and the concrete stress may be determined by:

where:

$\theta$  is the angle of the principal concrete compressive stress to the  $x$  axis.

**NOTE** The value of  $\cot \theta$  should be chosen to avoid compression values of  $f_{td}$ .

In order to avoid unacceptable cracks for the serviceability limit state, and to ensure the required deformation capacity for the ultimate limit state, the reinforcement derived from Expressions (F.8) and (F.9) for each direction should not be more than twice and not less than half the reinforcement determined by expressions (F.2) and (F.3) or (F.5) and (F.6). These limitations are expressed by  $1/2 f_{tdx}' \leq f_{tdx} \leq 2 f_{tdx}'$  and  $1/2 f_{tdy}' \leq f_{tdy} \leq 2 f_{tdy}'$ .

**Додаток G**  
(довідковий)  
**Взаємодія конструкцій з основою**

Застосовуються всі елементи EN 1992-1-1.

**Annex G**  
(informative)  
**Soil structure interaction**

All the clauses of EN 1992-1-1 apply.

**Додаток H**  
(довідковий)  
**Загальні ефекти другого порядку в конструкціях**

Даний додаток не застосовується.

**Annex H**  
(informative)  
**Global second order effects in structures**

This Annex does not apply.

**Додаток I**  
(довідковий)  
**Розрахунок плит перекриттів і діафрагм**

Застосовуються наступні елементи EN 1992-1-1:

- I.1.1 (1)
- I.1.1 (2)
- I.1.2 (1)
- I.1.2 (2)
- I.1.2 (3)

**I.1.2 Розрахунок методом еквівалентної рами**

Пункти (4) і (5) EN 1992-1-1 не застосовуються.

**I.1.3 Нерегулярне розміщення колон**

Цей пункт не застосовується.

**I.2 Діафрагми**

Цей пункт не застосовується.

**Annex I**  
(informative)  
**Analysis of flat slabs and shear walls**

The following clauses of EN 1992-1-1 apply.

- I.1.1 (1)
- I.1.1 (2)
- I.1.2 (1)
- I.1.2 (2)
- I.1.2 (3)

**I.1.2 Equivalent frame analysis**

(4) and (5) of EN 1992-1-1 do not apply

**I.1.3 Irregular column layout**

This clause does not apply

**I.2 Shear walls**

This clause does not apply

**Додаток J**  
(довідковий)  
**Окремі правила розрахунку і  
конструювання**

**Annex J**  
(informative)  
**Detailing rules for particular situations**

Застосовуються такі елементи EN 1992-1-1:

J.1 (1)	J.2.1 (1)	J.2.3 (1)	J.3 (4)
J.1 (3)	J.2.2 (1)	J.2.3 (2)	J.3 (5)
J.1 (4)	J.2.2 (2)	J.3 (1)	
J.1 (5)	J.2.2 (3)	J.3 (2)	
J.1 (6)	J.2.2 (4)	J.3 (3)	

**J.104 Місцеве прикладання навантаження**  
**J.104.1 Опорні зони мостів**

(101) Проектування опорних зон мостів проводиться відповідно до 6.5 і 6.7 EN 1992-1-1 а також до цього пункту, що доповнює їх.

(102) Відстань від краю зони прикладання опорного навантаження до вільного краю бетонного перерізу повинна становити не менше 1/6 від відповідного розміру площадки обпирання, виміряного в тому ж напрямі. При цьому у всіх випадках відстань до вільного краю повинна становити не менше 50 мм.

(103) Для класів бетону C55/67 і вище у формулі (6.63) EN 1992-1-1 замість величини

$$f_{cd} \text{ необхідно підставити } \frac{0,46 \cdot f_{ck}^{2/3}}{1 + 0,1 \cdot f_{ck}} \cdot f_{cd}.$$

(104) Щоб уникнути краєвого ковзання, арматура повинна бути рівномірно розподілена паралельно навантаженим поверхні до точки розсіювання локальних напружень стиснення. Ця точка визначається таким чином: лінія під кутом  $\theta(30^\circ)$  до напрямку прикладання навантаження проводиться від краю площадки обпирання, протилежного до найближчої бічної поверхні перерізу, до перерізу з бічною поверхнею, як показано на рис. J.107. Арматура, що передбачається для недопущення краєвого ковзання, повинна бути належним чином заанкерована.

The following clauses of EN 1992-1-1 apply.

J.1 (1)	J.2.1 (1)	J.2.3 (1)	J.3 (4)
J.1 (3)	J.2.2 (1)	J.2.3 (2)	J.3 (5)
J.1 (4)	J.2.2 (2)	J.3 (1)	
J.1 (5)	J.2.2 (3)	J.3 (2)	
J.1 (6)	J.2.2 (4)	J.3 (3)	

**J.104 Partially loaded areas**  
**J.104.1 Bearing zones of bridges**

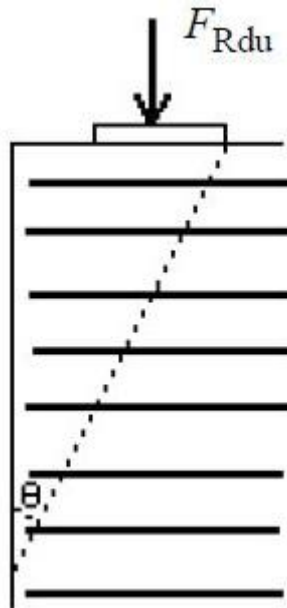
(101) The design of bearing zones of bridges should be in accordance with the rules given in this clause in addition to those in 6.5 and 6.7 of EN 1992-1-1.

(102) The distance from the edge of the loaded area to the free edge of the concrete section should not be less than 1/6 of the corresponding dimension of the loaded area measured in the same direction. In no case should the distance to the free edge be taken as less than 50 mm.

(103) For concrete classes equal to or higher than C55/67,  $f_{cd}$  in formula (6.63) of EN 1992-1-1

$$\text{should be substituted by } \frac{0,46 \cdot f_{ck}^{2/3}}{1 + 0,1 \cdot f_{ck}} \cdot f_{cd}.$$

(104) In order to avoid edge sliding, uniformly distributed reinforcement parallel to the loaded face should be provided to the point at which local compressive stresses are dispersed. This point is determined as follows: A line inclined at an angle  $\theta(30^\circ)$  to the direction of load application is drawn from the edge of the section to intersect with the opposite edge of the loaded surface, as shown in Figure J.107. The reinforcement provided to avoid edge sliding shall be adequately anchored.



**Рисунок J.107 - Механізм краєвого ковзання**  
**Figure J.107 - Edge sliding mechanism**

(105) Арматура, що передбачається для недопущення краєвого ковзання ( $A_r$ ), розраховується за формулою  $A_r \cdot f_{yd} \geq F_{Rdu} / 2$

**J.104.2 Зони анкерування поперечно напружених елементів**

(101) Правила, наведені в цьому пункті, застосовуються на додаток до правил 8.10.3 EN 1992-1-1 для проектування зон анкерування, що використовуються для закріплення двох і більш поперечно напружених арматурних елементів.

(102) Напруження зм'яття за анкерними плитами перевіряється в такий спосіб:

- мінімальна відстань між осью ліній анкерного кріплення і краєм бетону не повинна бути менше величини, вказаної у відповідному Європейському технічному свідоцтві (European Technical Approval). Ця мінімальна величина залежить від міцності бетону на момент натягнення;

- арматура, встановлювана для запобігання розриву і розколювання в зонах анкерування розміщується в прямокутній бетонній призмі, званій «призмою первинної регуляризації» (primary regularization prism) і розташованої за кожним анкерним кріпленням. Поперечний переріз призми, пов'язаний з кожним анкерним кріпленням, називається «приєднаним прямокутником». А

Приєднаний прямокутник має той же центр і

(105) The reinforcement provided in order to avoid edge sliding ( $A_r$ ) should be calculated in accordance with the expression  $A_r \cdot f_{yd} \geq F_{Rdu} / 2$ .

**J.104.2 Anchorage zones of post-tensioned members**

(101) The following rules apply in addition to those in 8.10.3 of EN 1992-1-1 for the design of anchorage zones where two or more tendons are anchored.

(102) The bearing stress behind anchorage plates should be checked as follows:

- the minimum distance between the centreline of the anchorage and the edge of the concrete should not be less than that specified in the appropriate European Technical Approval. This minimum value depends on the strength of the concrete at the time of tensioning;

- the reinforcement required to prevent bursting and spalling in anchorage zones is determined in relation to a rectangular prism of concrete, known as the primary regularisation prism, located behind each anchorage. The cross section of the prism associated with each anchorage is known as the associate rectangle. The associate rectangle has the same centre and the same axes of symmetry as the anchorage plate (which should have two axes of symmetry) and should satisfy:



ті ж осі симетрії, що і анкерна плита (в якій повинні бути дві осі симетрії), і при цьому його розміри повинні задовольняти наступну умову:

$$\frac{P_{\max}}{c \cdot c'} \leq 0,6 \cdot f_{ck}(t) \quad (\text{J.101})$$

де:

$P_{\max}$  максимальне зусилля, прикладене до поперечно напруженого арматурного елемента згідно 5.10.2.1 EN 1992-1-1.

$c, c'$  розміри приєднаного прямокутника.

$f_{ck}(t)$  міцність бетону на момент натягнення.

Приєднаний прямокутник повинен мати приблизно таке ж співвідношення розмірів, як і анкерна плита. Ця вимога виконується, якщо величини  $c/a$  і  $c'/a'$  не перевищують

$$1,25 \sqrt{\frac{c \cdot c'}{a \cdot a'}}$$

де:

$a$  і  $a'$  розміри анкерної плити;

- приєднані прямокутники, пов'язані з розташованими в одному поперечному перерізі анкерними кріпленнями, повинні знаходитися усередині бетонного перерізу і не повинні перекриватися;

- призма первинної регуляризації дуже приблизно представляє об'єм бетону, в якому напруження змінюються від максимальних значень (безпосередньо за анкерною плитою) до допустимих значень для бетону, що знаходиться під одноосним стисненням.

Як вісь призми приймається вісь поперечно напруженого арматурного елемента, її основа; а її висота за анкерним кріпленням приймається як величина  $1,2 \cdot \max(c, c')$ . Призми, пов'язані з різними анкерними кріпленнями, можуть перекриватися (це може відбуватися, якщо поперечно напружені арматурні елементи не паралельні), проте повинні залишатися усередині бетонного перерізу.

(103) Арматура, необхідна для запобігання розриву і розколювання бетону в кожній призмі регуляризації (див. (102)), повинна бути не менше

where:

$P_{\max}$  is the maximum force applied to the tendon according to 5.10.2.1 of EN 1992-1-1.

$c, c'$  are the dimensions of the associate rectangle.

$f_{ck}(t)$  is the concrete strength at the time of tensioning.

The associate rectangle should have approximately the same aspect ratio as the anchorage plate. This requirement is satisfied if  $c/a$  and  $c'/a'$  are not

greater than  $1,25 \sqrt{\frac{c \cdot c'}{a \cdot a'}}$

where:

$a$  and  $a'$  are the dimensions of the smallest rectangle including the anchorage plate.

- rectangles associated with anchorages located in the same cross section should remain inside the concrete and should not overlap;

- the “primary regularisation prism” represents very approximately the volume of concrete in which the stresses change from very high values just behind the anchorage plate to a reasonable value for concrete under uniaxial compression;

- the axis of the prism is taken as the axis of the tendon, its base is the associate rectangle and its depth behind the anchorage is taken as  $1,2 \cdot \max(c, c')$ .

The prisms associated with different anchorages may overlap (this can occur when the tendons are not parallel) but should remain inside the concrete.

(103) Reinforcement to prevent bursting and spalling of the concrete, in each regularisation prism (as defined in rule (102) above) should not be less than:

$$A_s = 0,15 \frac{P_{\max}}{f_{yd}} \gamma_{p,unfav}, \gamma_{p,unfav} \geq 1,20 \quad (\text{J.102})$$

де:

$P_{\max}$  максимальне зусилля попереднього напруження згідно 5.10.2.1 EN 1992-1-1 (формула (5.41)).

$f_{yd}$  розрахункова границя текучості арматури.

Ця арматура повинна бути рівномірно розподілена в кожному напрямі по перерізу призми. Площа перерізу арматури на максимально навантаженій поверхні повинна

становити не менше  $0,03 \frac{P_{\max}}{f_{yd}} \gamma_{p,unfav}$  в

кожному напрямі.

(104) Повинні бути забезпечені мінімальні параметри арматури, визначувані згідно з відповідним Європейським технічним свідоцтвом. Розподіл арматури повинен бути скориговано, якщо вона повинна сприймати розтягувальні зусилля, обчислені згідно 8.10.3(4) EN 1992-1-1.

where

$P_{\max}$  is the maximum force applied to the tendon according to 5.10.2.1 expression (5.41) of EN 1992-1-1.

$f_{yd}$  is the design strength of the reinforcing steel.

This reinforcement should be distributed in each direction over the length of the prism. The area of the surface reinforcement at the loaded face should

not be less than  $0,03 \frac{P_{\max}}{f_{yd}} \gamma_{p,unfav}$  in each direction.

(104) The minimum reinforcement derived from the appropriate European Technical Approval for the prestressing system should be provided. The arrangement of the reinforcement should be modified if it is utilised to withstand the tensile forces calculated according to 8.10.3 (4) of EN 1992-1-1.

## Додаток КК (довідковий)

### Залежні від часу характеристики бетону

#### КК.1 Введення

В даному додатку розглядається ряд методів оцінки явищ, що розвиваються в часі, обумовлених властивостями бетону.

#### КК.2 Загальні положення

(101) Конструктивні впливи залежних від часу властивостей бетону, наприклад зміни деформацій і/або внутрішніх зусиль, повинні розглядатися, як правило, при розрахунках придатності до експлуатації.

ПРИМІТКА В окремих випадках (наприклад, для конструкцій або їх елементів, для яких розрахунок ефектів другого порядку є пріоритетним, або для конструкцій, в яких зусилля неможливо перерозподілити) впливи, залежні від часу, можна враховувати при розрахунках за несучою здатністю.

(102) Якщо стискальні напруження в бетоні при дії квазістатичних навантажень складають менш  $0,45 f_{ck}(t)$ , то можуть застосовуватися лінійний структурний розрахунок і лінійна в'язкопружна модель старіння. Залежні від часу характеристики бетону описуються коефіцієнтом повзучості  $\varphi(t, t_0)$  або функцією повзучості  $J(t, t_0)$ , або, як альтернативний варіант, функцією релаксації  $R(t, t_0)$ . При більш високих стискальних напруженнях повинні враховуватися дії нелінійної повзучості.

(103) Визначення деформацій і внутрішніх зусиль жорстких затиснених бетонних конструкцій (армованих і попередньо напружених) з урахуванням часу може виконуватися в припущенні про їх однорідність; обмежені варіації властивостей бетону в різних частинах конструкції можуть при цьому не враховуватися. В процесі розрахунку необхідно враховувати всі варіанти затиснення на різних етапах будівництва і під час експлуатації

## Annex KK (informative)

### Structural effects of time dependent behaviour of concrete

#### KK.1 Introduction

This Annex describes different methods of evaluating the time dependent effects of concrete behaviour.

#### KK.2 General considerations

(101) Structural effects of time dependent behaviour of concrete, such as variation of deformation and/or of internal actions, shall be considered, in general, in serviceability conditions.

NOTE In particular cases (e.g. structures or structural elements sensitive to second order effects or structures, in which action effects cannot be redistributed) time dependent effects may also have an influence at ULS.

(102) When the compressive stresses in concrete are less than  $0,45 f_{ck}(t)$  under the quasi permanent combination, a linear structural analysis and a linear ageing viscoelastic model is appropriate. The time dependent behaviour of concrete should be described by the creep coefficient  $\varphi(t, t_0)$  or the creep function  $J(t, t_0)$  or, alternatively, by the relaxation function  $R(t, t_0)$ . For higher compressive stresses, non-linear creep effects should be considered.

(103) Time dependent analysis for the evaluation of deformation and internal actions of rigid restrained reinforced and prestressed concrete structures may be carried out assuming them to be homogeneous and the limited variability of concrete properties in different regions of the structure may be ignored. Any variation in restraint conditions during the construction stages or the lifetime of the structure should be taken into account in the evaluation.

конструкції.

(104) Різні види розрахунків і їх типове застосування показано в таблиці КК.101.

(104) Different types of analysis and their typical applications are shown in Table КК 101.

**Таблиця КК.101 - Типи розрахунків**

<b>Типи розрахунків</b>	<b>Пояснення і типове застосування</b>
Загальний і послідовний покроковий методи	Є загальними і застосовні до всіх конструкцій. Вони особливо корисні для перевірки на проміжних стадіях будівництва в конструкціях, де властивості змінюються за довжиною (наприклад, в консолі)
Методи, засновані на теоремах лінійної в'язкопружності	Застосовні до однорідних конструкцій з жорсткими затисненнями
Метод коефіцієнта старіння	Метод корисний, якщо сили і напруження змінюються з часом. Використовується в мостах зі складними перерізами (збірно-монолітні конструкції)
Спрощений метод коефіцієнта старіння	Застосовний до конструкцій, в яких змінюються умови обпирання (наприклад, «прогін в прогоні» або вільна консоль)

**Table КК.101 - Type of analysis**

<b>Type of analysis</b>	<b>Comment and typical application</b>
General and incremental step-by-step method	These are general methods and are applicable to all structures. Particularly useful for verification at intermediate stages of construction in structures where properties vary along the length (e.g. cantilever construction).
Methods based on the theorems of linear viscoelasticity	Applicable to homogeneous structures with rigid restraints.
The ageing coefficient method	This method will be useful when only the long –term distribution of forces and stresses are required. Applicable to bridges with composite sections (precast beams and in-situ concrete slabs).
Simplified ageing coefficient method	Applicable to structures that undergo changes in support conditions (e.g. span-to-span or free cantilever construction).

Наступні припущення стосуються всіх методів, описаних вище:

- повзучість і усадку вважають незалежними одна від одної;
  - для всіх типів бетонного перерізу середня повзучість і властивості усадки прийнято без врахування будь-яких незначних відмінностей в різних зонах конструкції;
  - принцип суперпозиції дійсний для розрахунку повних деформацій в часі.
- Коротку деталізацію певних методів наведено в наступних розділах.

The following assumptions are made in all the methods noted above:

- creep and shrinkage are considered independent of each other.
  - for each type of concrete in a section, average creep and shrinkage properties are adopted ignoring any minor differences at different locations.
  - the principle of superposition is valid for the assessment of total deformation due to actions applied at various ages.
- Brief outline details of some of the methods are given in the following sections.

**КК.3 Загальний метод**

(101) Прийняті такі припущення:

а) основне рівняння для деформації бетону з урахуванням часу:

$$\varepsilon_c(t) = \frac{\sigma_0}{E_c(t_0)} + \varphi(t, t_0) \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \sum_{i=1}^n \left( \frac{1}{E_c(t_i)} + \frac{\varphi(t, t_i)}{E_c(28)} \right) \Delta \sigma(t_i) + \varepsilon_{cs}(t, t_s) \quad (\text{КК.101})$$

В цьому рівнянні перший доданок є деформації від напружень в момент часу  $t_0$ . Другий доданок є повзучість від цих напружень. Третій доданок є сумою миттєвих деформацій і деформацій повзучості від напружень у момент часу  $t_i$ . Четвертий доданок є усадковими деформаціями;

б) Вважається, що арматура поводитья лінійно під миттєвими навантаженнями. Якщо напруження в попередньо напруженій арматурі більше, ніж  $0,5f_{p\max}$ , то необхідно враховувати релаксацію і зміну деформацій;

с) арматура має надійне зчеплення з бетоном;

д) в усіх лінійних елементах перерізи залишаються плоскими після деформації;

е) зберігаються умови рівноваги і спільності деформацій.

(102) Повзучість бетону в кожному перерізі залежить від передісторії його напруження. При цьому передбачається поетапний процес. Розрахунок виконується для послідовних інтервалів часу, що забезпечують додержання умов рівноваги і спільності; при цьому використовуються базові властивості матеріалу, що відносяться до відповідного моменту часу. Деформація розраховується для послідовних інтервалів часу з врахуванням зміни напруження бетону в попередній інтервал часу.

**КК.4 Послідовний метод**

(101) Для моменту часу  $t$ , коли прикладене напруження становить  $\sigma$ , зі всієї передісторії навантаження теоретично виводиться деформація повзучості  $\varepsilon_{cc}(t)$ , потенційна деформація повзучості  $\varepsilon_{\infty cc}(t)$  (тобто деформація повзучості, яка б була досягнута для часу  $t = \infty$ , якби напруження, прикладене у момент часу  $t$ , зберігалось

**КК.3 General method**

(101) The following assumptions are made:

a) The fundamental equation for time dependent concrete strain is:

In this equation, the first term represents the instantaneous deformations due to a stress applied at  $t_0$ . The second term represents the creep due to this stress. The third term represents the sum of the instantaneous and creep deformations due to the variation in stresses occurring at instant  $t_i$ . The fourth term represents the shrinkage deformation.

b) Reinforcing steel is assumed to behave linearly under instantaneous loads. When the stress in prestressing steel is greater than  $0,5f_{p\max}$  relaxation and a variable state of deformation should be taken into account.

c) Perfect bond exists between concrete and the bonded steel.

d) In the case of linear elements, sections are assumed to be plane before and after deformation.

e) Equilibrium and compatibility are maintained.

(102) Concrete creep at each section depends on its stress history. This is accounted for by a step-by-step process. Structural analysis is carried out at successive time intervals maintaining conditions of equilibrium and compatibility and using the basic properties of materials relevant at the time under consideration. The deformation is computed at successive time intervals using the variation of concrete stress in the previous time interval.

**КК.4 Incremental method**

(101) At time  $t$  where the applied stress is  $\sigma$ , the creep strain  $\varepsilon_{cc}(t)$ , the potential creep strain  $\varepsilon_{\infty cc}(t)$  (ie. The creep strain that would be reached at time  $t = \infty$ , if the stress applied at time  $t$  were kept constant) and the creep rate are theoretically derived from the whole loading history.

постійним) і швидкість повзучості.

(102) Оцінку потенційної деформації повзучості у момент часу  $t$  можна обчислити, використовуючи принцип суперпозиції (позначення наведено в описі формули (KK.101), а також в додатку В EN 1992-1-1):

$$\frac{d\varepsilon_{\infty cc}(t)}{dt} = \frac{d\sigma}{dt} \frac{\varphi(\infty, t)}{E_c} \quad (\text{KK.102})$$

(103) Для моменту часу  $t$  можна обчислити еквівалентний час  $t_e$ , такий, що у разі прикладання постійного напруження у момент часу  $t_e$  буде досягнуто однакової деформації повзучості і потенційної деформації повзучості. Час  $t_e$  обчислюється з рівняння:

$$\varepsilon_{\infty cc}(t) \cdot \beta_c(t, t_e) = \varepsilon_{cc}(t) \quad (\text{KK.103})$$

Отже, швидкість повзучості у момент  $t$  можна обчислити, використовуючи криву повзучості відповідну еквівалентному часу:

$$\frac{d\varepsilon_{cc}(t)}{dt} = \varepsilon_{\infty cc}(t) \frac{\partial \beta_c(t, t_e)}{\partial t} \quad (\text{KK.104})$$

(104) Якщо  $|\varepsilon_{cc}(t)| > |\varepsilon_{\infty cc}(t)|$ , як це має місце, зокрема, у разі повзучості при знятті навантаження, час  $t_e$  визначається на даному етапі з урахуванням зміни знака прикладеного напруження:

$$\varepsilon_{ccMax}(t) - \varepsilon_{cc}(t) = (\varepsilon_{ccMax}(t) - \varepsilon_{\infty cc}(t)) \cdot \beta_c(t, t_e) \quad (\text{KK.105})$$

$$\frac{d(\varepsilon_{ccMax}(t) - \varepsilon_{cc}(t))}{dt} = (\varepsilon_{ccMax}(t) - \varepsilon_{\infty cc}(t)) \cdot \frac{\partial \beta_c(t, t_e)}{\partial t} \quad (\text{KK.106})$$

де:

$\varepsilon_{ccMax}(t)$  останнє максимальне значення деформації повзучості, досягнуте до моменту часу  $t$ .

### KK.5 Застосування теорем лінійної в'язкопружності

(101) В конструкціях з жорсткими затисненнями напруження і деформації

(102) The potential creep strain at time  $t$  may be evaluated using the principle of superposition (for notations, see formula (KK.101) and EN 1992-1-1 Annex B):

(103) At time  $t$ , it is possible to define an equivalent time  $t_e$  such that, under a constant stress applied from time  $t_e$ , the same creep strain and the same potential creep strain are obtained;  $t_e$  fulfils the equation:

The creep rate at time  $t$  can thus be calculated using the creep curve corresponding to the equivalent time:

(104) When  $|\varepsilon_{cc}(t)| > |\varepsilon_{\infty cc}(t)|$ , which particularly applies to the case of creep unloading,  $t_e$  is defined relative to the current phase and accounts for the sign change of the applied stress. It reads:

where:

$\varepsilon_{ccMax}(t)$  is the last extreme creep strain reached before time  $t$ .

### KK.5 Application of theorems of linear viscoelasticity

(101) In structures with rigid restraints, stresses and deformations may initially be evaluated by means of

можна оцінювати методами пластичних розрахунків, припускаючи, що модуль пружності є сталим.

(102) Залежні від часу властивості бетону повністю описуються функцією повзучості  $J(t, t_0)$  і функцією релаксації  $R(t, t_0)$ ,

де:

$J(t, t_0)$  представляє повне напруження, яке залежить від деформацій, викликаних одиничними напруженнями, тобто реакція деформації у момент часу “ $t$ ” є вислідною від постійних прикладених одиничних напружень у момент часу “ $t_0$ ”.

$R(t, t_0)$  представляє результативну реакцію напруження у момент часу “ $t_0$ ”, залежну від постійних прикладених одиничних напружень, викликаних деформаціями в момент часу “ $t_0$ ”.

(103) При безпосередніх впливах навантажень пружні напруження не змінюються під дією повзучості. Деформації  $D(t)$  у момент часу  $t$  можуть бути обчислені шляхом інтегрування приросту пружних деформацій, помножених на коефіцієнт повзучості  $J(t, \tau) \cdot E_C$ :

$$S(t) = S_{el}(t_0) \quad (KK.107)$$

$$D(t) = E_C \int_0^t J(t, \tau) dD_{el}(\tau) \quad (KK.108)$$

(104) При непрямих впливах (деформації, що накладаються) пружні деформації не змінюються під дією повзучості. Напруження у момент часу “ $t$ ” можуть бути отримані шляхом інтегрування приросту пружних деформацій, помножених на коефіцієнт релаксації  $R(t, \tau)/E_C$

$$D(t) = D_{el}(t_0) \quad (KK.109)$$

$$S(t) = \frac{1}{E_C} \int_0^t R(t, \tau) dS_{el}(\tau) \quad (KK.110)$$

(105) В конструкціях, що зазнають дії постійних навантажень, для яких початкова статична схема (101) перетворюється в остаточну схему (102) шляхом введення

an elastic analysis of the structure in which the elastic modulus is assumed to be constant.

(102) Time dependent properties of concrete are fully characterised by the creep function  $J(t, t_0)$  and the relaxation function  $R(t, t_0)$ ,

where:

$J(t, t_0)$  represents the total stress dependent strain per unit stress, i.e. the strain response at time “ $t$ ” resulting from a sustained and constant imposed unit stress applied at time “ $t_0$ ”.

$R(t, t_0)$  represents the stress response at time “ $t_0$ ” resulting from a sustained and constant imposed unit stress-dependent strain applied at time “ $t_0$ ”.

(103) Under direct actions (imposed loads) the elastic stresses are not modified by creep. The deformations  $D(t)$  may be evaluated at time “ $t$ ” by integration of elastic strain increments factored by the creep factor  $J(t, \tau) \cdot E_C$

(104) Under indirect actions (imposed deformations) the elastic deformations are not modified by creep. The stresses may be evaluated at time “ $t$ ” by integration of the elastic stress increments factored by the relaxation factor  $R(t, \tau)/E_C$

(105) In a structure subjected to imposed constant loads, whose initial static scheme (101) is modified into a final scheme (102) by the introduction of additional restraint at time  $t_1 \geq t_0$   $t_0$  being the

додаткового обмеження у момент часу  $t_1 \geq t_0$  (де  $t_0$  - вік конструкції на момент прикладання навантаження), розподіл навантажень при  $t > t_1$  поступово змінюється і наближається до розподілу, що відповідає прикладанню навантаження в остаточній статичній схемі:

$$S_2(t) = S_{el,1} + \xi(t, t_0, t_1) \Delta S_{el,1} \quad (KK.111)$$

де:

$S_2(t)$  розподіл напружень для  $t > t_1$  в конструкції із зміненими обмеженнями;

$S_{el,1}$  розподіл пружних напружень в початковій статичній схемі.

$\Delta S_{el,1}$  поправка, вживана до отриманого за пружною моделлю розв'язку  $S_{el,1}$  для забезпечення відповідності пружному розв'язку, пов'язаному з прикладенням навантаження в остаточній статичній схемі;

$\xi(t, t_0, t_1)$  - функція перерозподілу:

$$\xi(t, t_0, t_1) = \int_{t_1}^t R(t, \tau) dJ(\tau, t_0) \quad (KK.112)$$

тут  $0 \leq \xi(t, t_0, t_1) \leq 1$ ;

і

$$\xi(t, t_0, t_0^+) = 1 - \frac{R(t, t_0)}{E_c(t_0)} \quad (KK.113)$$

(106) Якщо перехід від початкової до остаточної статичної схеми виконується шляхом декількох змін різних обмежень, причому ці зміни проводяться в різні моменти часу  $t_i \geq t_0$ , та викликана повзучістю зміна напруження під дією прикладення групи додаткових обмежень  $\Delta n_j$  у момент часу  $t_j$  не залежить від попередніх додаткових обмежень, що накладалися в моменти часу  $t_i < t_j$ , а залежить тільки від врахування обмежень  $\Delta n_j$  на момент часу, то  $t_j$ :

$$S_{j+1} = S_{el,1} + \sum_{i=1}^j \xi(t, t_0, t_i) \Delta S_{el,i} \quad (KK.114)$$

## KK.6 Метод коефіцієнта старіння

(101) Метод коефіцієнта старіння дозволяє розраховувати зміни напружень, деформацій,

structure age at loading), the stress distribution evolves for  $t > t_1$  and approaches that corresponding to the load application in the final static scheme

where:

$S_2(t)$  is the stress distribution for  $t > t_1$  in the structure with modified restraints.

$S_{el,1}$  is the elastic stress distribution in the initial static scheme.

$\Delta S_{el,1}$  is the correction to be applied to the elastic solution  $S_{el,1}$  to comply with the elastic solution related to the load application in the final static scheme.

$\xi(t, t_0, t_1)$  is the redistribution function

with  $0 \leq \xi(t, t_0, t_1) \leq 1$

and

(106) In cases in which the transition from the initial static scheme to the final scheme is reached by means of several different restraint modifications applied at different times  $t_i \geq t_0$ , the stress variation induced by creep, by the effect of applying a group  $\Delta n_j$  of additional restraints at time  $t_j$ , is independent of the history of previous additional restraints introduced at times  $t_i < t_j$  and depends only on the time  $t_j$  of application of  $\Delta n_j$  restraints

## KK.6 Ageing coefficient method

(101) The ageing coefficient method enables variations in stress, deformation, forces and



зусиль і відповідних переміщень за нескінченний час, викликаних залежними від часу властивостями бетону і попередньо напруженої арматури, не виконуючи для цього розрахунку, пов'язаного з дискретним часом. Зокрема, на рівні перетину зміни осової деформації і кривизни, викликані повзучістю, усадкою і релаксацією, можуть бути визначені відносно просто.

(102) Деформація, створювана змінами напружень в бетоні з часом, може розглядатися як деформація, яка виникла б в результаті підвищення напруження, прикладеного і підтримуваного з проміжного віку бетону:

$$\int_{t=t_0}^t (1 + \varphi(t, \tau)) d\sigma(\tau) = (1 + \chi(t, t_0)) \varphi(t, t_0) \Delta\sigma_{t_0 \rightarrow t} \quad (\text{KK.118})$$

де:

$\chi$  коефіцієнт старіння. Значення  $\chi$  можна визначити для будь-якого заданого моменту часу шляхом покрокового розрахунку; для  $t = \infty$  його можна приймати рівним 0,80.

Релаксація при змінній деформації може розраховуватися для нескінченного часу спрощеним методом, як релаксація при постійній довжині, помножена на знижувальний коефіцієнт 0,80.

### KK.7 Спрощені формули

(101) Для конструкцій, схильних до змін обпирання (конструкції «прогін в прогоні» з урівноваженим монтажем, з переміщеннями опорних вузлів і т. д.), зусилля для часу  $t_\infty$  можуть розраховуватися спрощеним методом. В цих випадках в першому наближенні розподіл внутрішніх зусиль для часу  $t_\infty$  можна приймати таким:

$$S_\infty = S_0 + (S_c - S_0) \frac{\varphi(\infty, t_0) - \varphi(t_c, t_0)}{1 + \chi\varphi(\infty, t_c)} \quad (\text{KK.119})$$

де:

$S_0$  внутрішні зусилля на момент закінчення процесу будівництва.

$S_c$  внутрішні зусилля, отримані у випадку, якщо конструкція споруджується на опалубці.

$t_0$  вік бетону при прикладанні навантаження.

$t_c$  вік бетону при зміні схеми обпирання.

movements due to the time-dependent behaviour of the concrete and the prestressing steel at infinite time to be calculated without discrete time related analysis. In particular, on a section level, the changes in axial deformation and curvature due to creep, shrinkage and relaxation may be determined using a relatively simple procedure.

(102) The deformation produced by stress variations with time in the concrete may be taken as that which would result from an increase in stress applied and maintained from an intermediate age.

where:

$\chi$  is the ageing coefficient. The value of  $\chi$  may be determined at any given moment, by means of a step-by-step calculation or may be taken as being equal to 0,80 for  $t = \infty$ .

Relaxation at variable deformation may be evaluated in a simplified manner at infinite time as being the relaxation at constant length, multiplied by a reduction factor of 0,80.

### KK.7 Simplified formulae

(101) Forces at time  $t_\infty$  may be calculated for those structures that undergo changes in support conditions (span-to-span construction, free cantilever construction, movements at supports, etc.) using a simplified approach. In these cases, as a first approximation, the internal force distribution at  $t_\infty$  may be taken as

where:

$S_0$  represents the internal forces at the end of the construction process.

$S_c$  represents the internal forces that are obtained if the structure is constructed on centering.

$t_0$  is the concrete age on application of the load.

$t_c$  is the age of the concrete when the support conditions are changed.

## Додаток LL (довідковий)

### Елементи бетонної оболонки

(101) В даному розділі розглядаються елементи оболонки, в яких звичайно є вісім визначальних внутрішніх зусиль. Ці складові перераховані нижче, а також показані на малюнку LL.1 для елемента одиничних розмірів:

- три мембранні складові:  $n_{Edx}, n_{Edy}, n_{Edxy} = n_{Edyx}$ ;
- три плитні складові:  $m_{Edx}, m_{Edy}, m_{Edxy} = m_{Edyx}$ ;
- два поперечні зусилля зсуву:  $v_{Edx}, v_{Edy}$ .

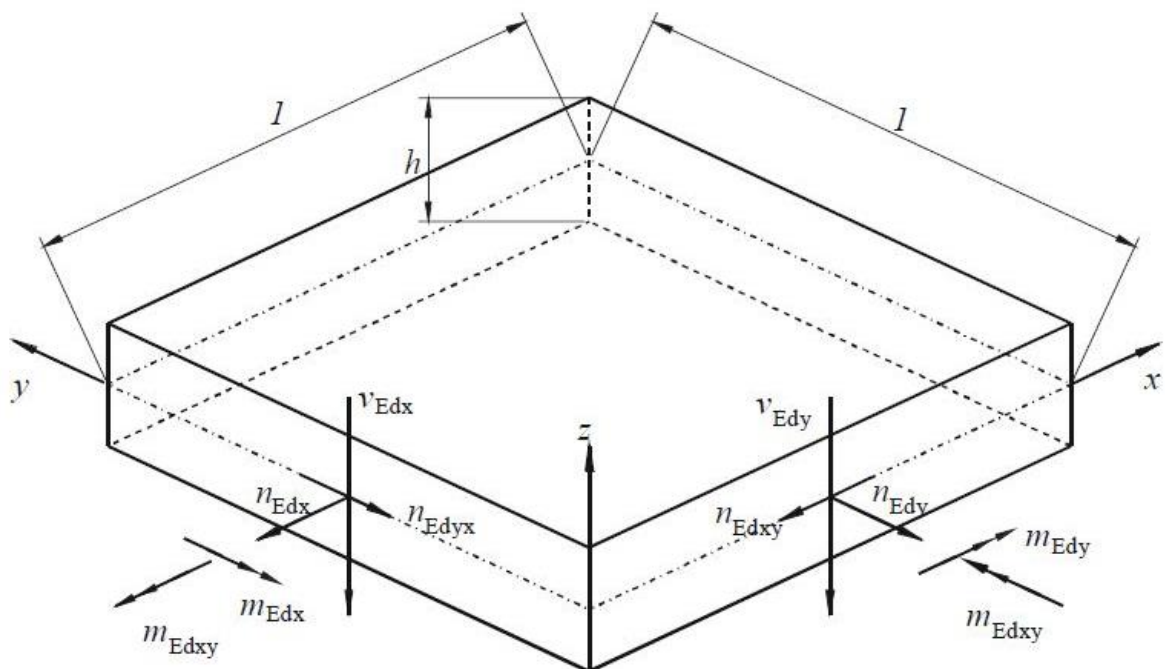


Рисунок LL.1 - Елемент оболонки

Figure LL.1 - Shell element

(102) Перший етап перевірки полягає в тому, щоб з'ясувати, чи не виникають тріщини в елементі оболонки.

## Annex LL (informative)

### Concrete shell elements

(101) This section applies to shell elements, in which there are generally eight components of internal forces. The eight components of internal forces are listed below and shown in Figure LL.1 for an element of unit dimensions:

- 3 plate components  $n_{Edx}, n_{Edy}, n_{Edxy} = n_{Edyx}$ ;
- 3 slab components  $m_{Edx}, m_{Edy}, m_{Edxy} = m_{Edyx}$ ;
- 2 transverse shear forces  $v_{Edx}, v_{Edy}$ .

(102) The first stage in the verification procedure is to establish if the shell element is uncracked or cracked.

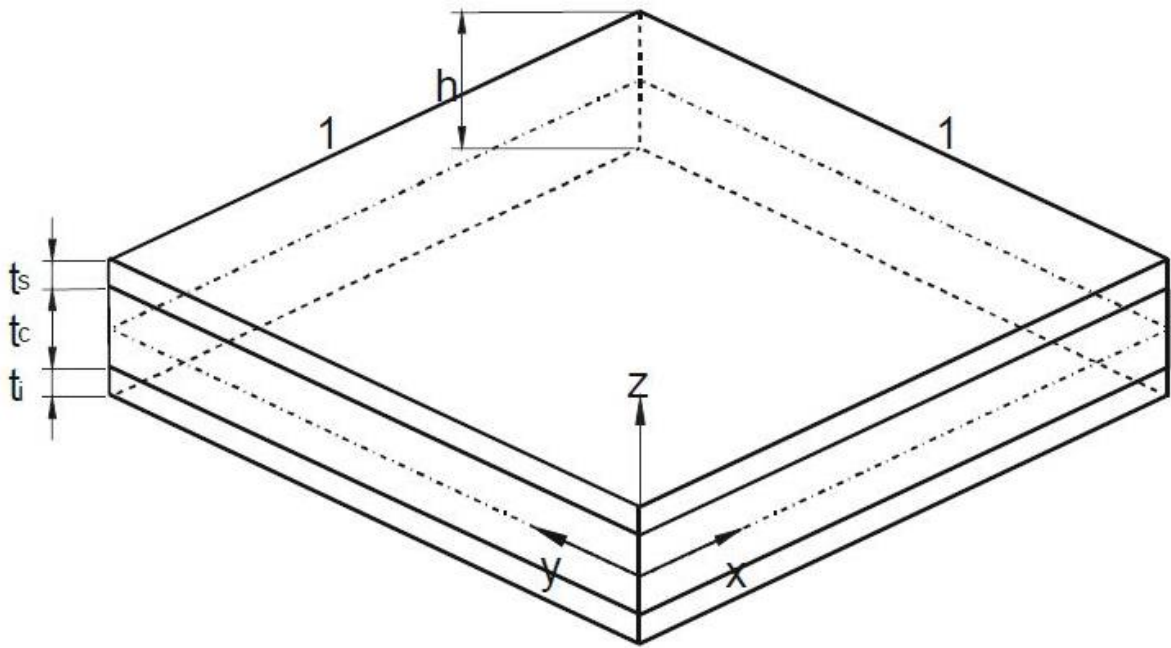


Рисунок LL.2 - Шарувата модель

Figure LL.2 - The sandwich model

(103) Для елемента без тріщин потрібна тільки одна перевірка: необхідно переконатися в тому, що мінімальне головне напруження менше за розрахункову міцність бетону на стиснення  $f_{cd}$ . При визначенні  $f_{cd}$  доцільно врахувати стан багатовісного стиснення.

(103) In uncracked elements the only verification required is to check that the minimum principal stress is smaller than the design compressive strength  $f_{cd}$ . It may be appropriate to take into account the multiaxial compression state in the definition of  $f_{cd}$ .

(104) За наявності тріщин для проектування або перевірки елементів оболонки застосовується багатошарова модель.

(104) In cracked elements a sandwich model should be used for design or verification of the shell element.

(105) В багатошаровій моделі виділяються три шари (малюнок LL.2): два зовнішні шари сприймають мембранні і згинальні зусилля  $n_{Edx}, n_{Edy}, n_{Edxy}$ ,  $m_{Edx}, m_{Edy}, m_{Edxy}$ , а внутрішній шар сприймає зусилля зсуву  $v_{Edx}, v_{Edy}$ . Товщина шарів визначається ітераційним методом (правила (113) – (115)).

(105) In the sandwich model three layers are identified (Figure LL.2): the two outer layers resist the membrane actions arising from  $n_{Edx}, n_{Edy}, n_{Edxy}$ ,  $m_{Edx}, m_{Edy}, m_{Edxy}$ ; and the inner layer carries the shear forces  $v_{Edx}, v_{Edy}$ . The thickness of the different layers should be established by means of an iterative procedure (see rules (113) to (115)).

(106) Внутрішній шар розраховується згідно 6.2 з урахуванням головного зсуву, його основного напрямку і поздовжньої арматури в цьому напрямі (правила (113) – (115)).

(106) The inner layer should be designed according to 6.2, taking into account the principal shear, its principal direction and the longitudinal reinforcement components in that direction (see rules (113) to (115)).

(107) Щоб визначити, чи виникають тріщини в елементах оболонок, необхідно перевірити головні напруження на різних рівнях по

(107) In order to establish whether shell elements are cracked, the principal stresses at different levels within the thickness of the element should be checked. In practice the following inequality

товщині елемента. На практиці перевіряється наступна нерівність:

should be verified:

$$\Phi = \alpha \frac{J_2}{f_{cm}^2} + \lambda \frac{\sqrt{J_2}}{f_{cm}} + \beta \frac{I_1}{f_{cm}} - 1 \leq 0 \quad (\text{LL.101})$$

де:

where:

$$J_2 = \frac{1}{6} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2] \quad (\text{LL.102})$$

$$J_3 = (\sigma_1 - \sigma_m)(\sigma_2 - \sigma_m)(\sigma_3 - \sigma_m) \quad (\text{LL.103})$$

$$I = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \quad (\text{LL.104})$$

$$\sigma_m = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3 \quad (\text{LL.105})$$

$$\alpha = \frac{1}{9k^{1,4}} \quad (\text{LL.106})$$

$$\lambda = c_1 \cos \left[ \frac{1}{3} \arccos(C_2 \cos 3\theta) \right] \quad \text{для (for) } \cos 3\theta \geq 0$$

$$\lambda = c_1 \cos \left[ \frac{\pi}{3} - \frac{1}{3} \arccos(-C_2 \cos 3\theta) \right] \quad \text{для (for) } \cos 3\theta < 0 \quad (\text{LL.107})$$

$$\beta = \frac{1}{3,7k^{1,1}} \quad (\text{LL.108})$$

$$\cos 3\theta = \frac{3\sqrt{3}}{2} \frac{J_3}{J_2^{3/2}} \quad (\text{LL.109})$$

$$c_1 = \frac{1}{0,7k^{0,9}} \quad (\text{LL.110})$$

$$c_2 = 1 - 6,8(k - 0,07)^2 \quad (\text{LL.111})$$

$$k = \frac{f_{ctm}}{f_{cm}} \quad (\text{LL.112})$$

Якщо нерівність (LL.101) виконується, то елемент приймається без тріщин; в протилежному випадку слід вважати, що в елементі виникають тріщини.

(108) Якщо в елементі оболонки виникають тріщини, то зусилля в зовнішніх шарах багатошарової моделі визначаються за такими формулами (рис. LL.3a, LL.3b):

If inequality (LL.101) is satisfied, then the element is considered to be uncracked; otherwise it should be considered as cracked.

(108) If the shell element is considered to be cracked, the forces within the outer layers of the sandwich model should be determined according to the following equations (figures LL.3a and LL.3b)

$$n_{Edxs} = n_{Edx} \frac{z_x - z_{xs}}{z_x} + \frac{m_{Edx}}{z_x} \quad (\text{LL.113})$$

$$n_{Edxi} = n_{Edx} \frac{z_x - y_{xi}}{z_x} - \frac{m_{Edx}}{z_x} \quad (\text{LL.114})$$

$$n_{Edys} = n_{Edy} \frac{z_y - y_{ys}}{z_y} + \frac{m_{Edy}}{z_y} \quad (\text{LL.115})$$

$$n_{Edyi} = n_{Edy} \frac{z_y - y_{yi}}{z_y} - \frac{m_{Edy}}{z_y} \quad (\text{LL.116})$$

$$n_{Edyxs} = n_{Edyx} \frac{z_y - y_{yxs}}{z_{yx}} - \frac{m_{Edyx}}{z_{yx}} \quad (\text{LL.117})$$

$$n_{Edyxi} = n_{Edyx} \frac{z_{yx} - y_{yxi}}{z_{yx}} + \frac{m_{Edyx}}{z_{yx}} \quad (\text{LL.118})$$

$$n_{Edxys} = n_{Edxy} \frac{z_{xy} - y_{xys}}{z_{xy}} - \frac{m_{Edxy}}{z_{xy}} \quad (\text{LL.119})$$

$$n_{Edxyi} = n_{Edxy} \frac{z_{xy} - y_{xyi}}{z_{xy}} + \frac{m_{Edxy}}{z_{xy}} \quad (\text{LL.120})$$

де:

$z_x, z_y$  плечі внутрішньої пари згинальних моментів і мембранних осьових зусиль.

$y_{xs}, y_{xi}, y_{ys}, y_{yi}$  відстані від центру тяжіння арматури до середньої площини елемента в напрямках  $x$  і  $y$  відносно згинального і осьового мембранного зусилля; таким чином,  $z_x = y_{xs} + y_{xi}$ ;  $z_y = y_{ys} + y_{yi}$ .

$y_{yxs}, y_{yxi}, y_{xys}, y_{xyi}$  відстані від центру тяжіння арматури до середньої площини елемента в напрямках  $x$  і  $y$  крутного моменту і мембранного зусилля зсуву; ; таким чином,  $z_{yx} = y_{yxs} + y_{yxi}$  і  $z_{xy} = y_{xys} + y_{xyi}$ .

where:

$z_x$  and  $z_y$  are the lever arms for bending moments and membrane axial forces.

$y_{xs}, y_{xi}, y_{ys}, y_{yi}$  are the distances from the centre of gravity of the reinforcement to mid-plane of the element in the  $x$  and  $y$  directions, in relation to bending and axial membrane forces; therefore  $z_x = y_{xs} + y_{xi}$  and  $z_y = y_{ys} + y_{yi}$ .

$y_{yxs}, y_{yxi}, y_{xys}, y_{xyi}$  are the distances from the centre of gravity of the reinforcement to the mid-plane of the element, in relation to torque moment and shear membrane forces; therefore  $z_{yx} = y_{yxs} + y_{yxi}$  and  $z_{xy} = y_{xys} + y_{xyi}$ .

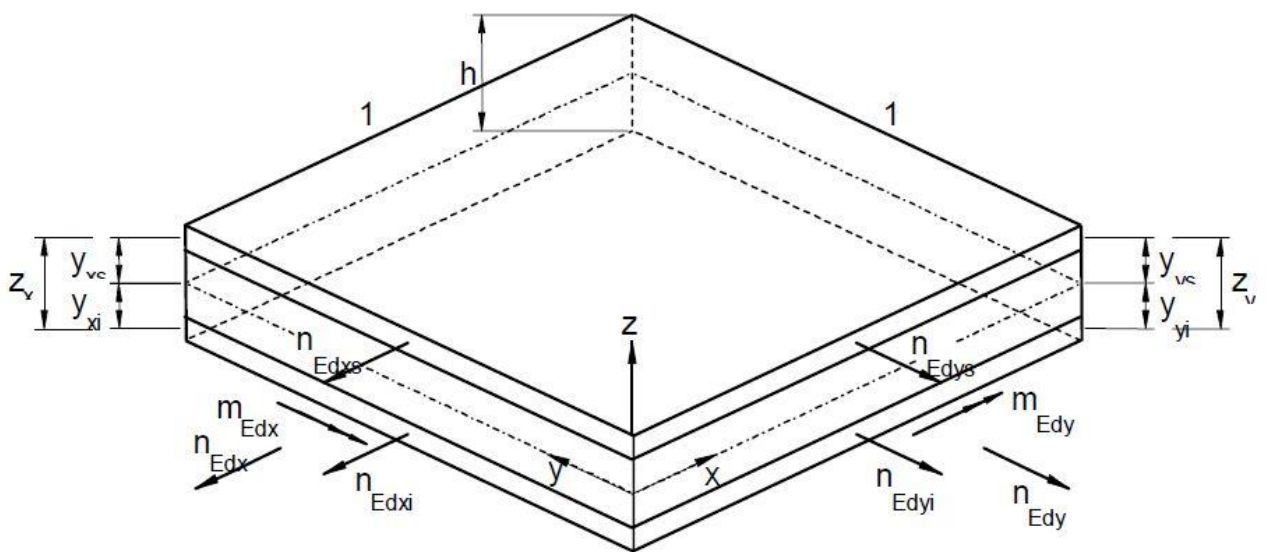
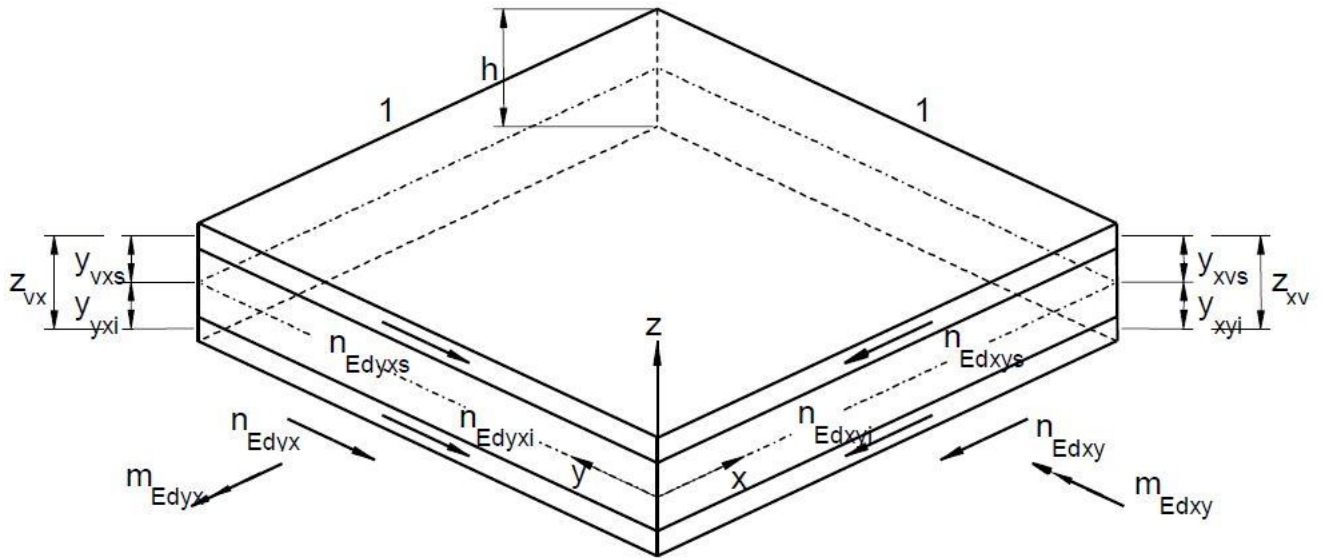


Рисунок LL.3а - Осьові сили і згинальні моменти в зовнішньому шарі  
Figure LL.3a - Axial actions and bending moments in the outer layer



**Рисунок LL.3b - Мембранні зусилля зсуву і крутні моменти в зовнішньому шарі**  
**Figure LL.3b - Membrane shear actions and twisting moments in the outer layer**

Зусилля поздовжнього зсуву  $v_{Edx}$  і  $v_{Edy}$  діють на внутрішній шар з плечем внутрішньої пари  $z_c$ , визначуваним відносно центрів тяжіння відповідних шарів арматури.

(109) Для розрахунку внутрішнього шару визначається головний зсув  $v_{Edo}$  і його напрям  $\varphi_o$  за такими формулами:

$$v_{Edo} = \sqrt{v_{Edx}^2 + v_{Edy}^2} \quad (\text{LL.121})$$

$$\tan \varphi_o = \frac{v_{Edy}}{v_{Edx}} \quad (\text{LL.122})$$

(110) У напрямі головного зсуву поведінка елемента оболонки аналогічна поведінці балки, тому застосовуються відповідні правила розрахунку. Зокрема, для елементів, для яких не потрібна поперечна арматура, слід використовувати правила пункту 6.2.2, а для елементів, для яких поперечна арматура потрібна, - 6.2.3. У формулі (6.2а) величина  $\rho_1$  приймається такою:

$$\rho_1 = \rho_x \cos^2 \varphi_o + \rho_y \sin^2 \varphi_o \quad (\text{LL.123})$$

(111) Якщо потрібна поперечна арматура, то поздовжнє зусилля, створюване моделлю діагональної в'язі  $V_{Edo} \cot \theta$ , приводить до появи в напрямках  $x$  і  $y$  таких мембранних зусиль:

Out of plane shear forces  $v_{Edx}$  and  $v_{Edy}$  are applied to the inner layer with the lever arm  $z_c$ , determined with reference to the centroid of the appropriate layers of reinforcement.

(109) For the design of the inner layer the principal shear  $v_{Edo}$  and its direction  $\varphi_o$  should be evaluated as follows:

(110) In the direction of principal shear the shell element behaves like a beam and the appropriate design rules should therefore be applied. In particular clause 6.2.2 should be applied for members not requiring shear reinforcement and clause 6.2.3 should be applied for members requiring shear reinforcement. In expression (6.2.a)  $\rho_1$  should be taken as:

(111) When shear reinforcement is necessary, the longitudinal force resulting from the truss model  $V_{Edo} \cot \theta$  gives rise to the following membrane forces in  $x$  and  $y$  directions:

$$n_{Edyc} = \frac{v_{Edy}^2}{v_{Edo}} \cot \theta \quad (LL.124)$$

$$n_{Edyc} = \frac{v_{Edx} v_{Edy}}{v_{Edo}} \cot \theta \quad (LL.125)$$

$$n_{Edxc} = \frac{v_{Edx}^2}{v_{Edo}} \cot \theta \quad (LL.126)$$

$$n_{Edyc} = n_{Edxc} = \frac{v_{Edx} v_{Edy}}{v_{Edo}} \cot \theta \quad (LL.127)$$

(112) Зовнішні шари проектується як мембранні елементи з використанням правил пункту 6 (109) і додатку F.

(112) The outer layers should be designed as membrane elements, using the design rules of clause 6 (109) and Annex F.

(113) Для конструкцій, наведених на рис. LL.3a і LL.3b, звичайно може застосовуватися наступний спрощений підхід:

(113) The following simplified approach may generally be adopted with respect to figures LL.3a and LL.3b:

$$y_{ns} = y_{xs} = y_{ys} \quad (LL.128)$$

$$y_{ni} = y_{xi} = y_{yi} \quad (LL.129)$$

$$y_{ts} = y_{xys} = y_{yxs} \quad (LL.130)$$

$$y_{ti} = y_{xyi} = y_{yxi} \quad (LL.131)$$

$$z_x = z_y = z_n = y_{ns} + y_{ni} \quad (LL.132)$$

$$z_{xy} = z_{yx} = z_t = y_{ts} + y_{ti} \quad (LL.133)$$

Відмінністю між  $z_n$  і  $z_t$ , звичайно можна нехтувати, припускаючи, що товщина зовнішніх шарів дорівнює подвоєній товщині захисного шару бетону. Тому

The difference between  $z_n$  and  $z_t$  may generally be ignored, assuming the thickness of the outer layers to be twice the concrete cover, therefore:

$$y_{ns} = y_{ts} = y_s \quad (LL.134)$$

$$y_{ni} = y_{ti} = y_i \quad (LL.135)$$

$$z_n = z_t = z \quad (LL.136)$$

(114) На основі вищезгаданих припущень зусилля, що діють в зовнішніх шарах, можна розраховувати в такий спосіб:

(114) Based on the above assumptions the forces in the outer layers can be evaluated as follows:

а) у випадках, коли для сприйняття складових  $v_{Edx}$  і  $v_{Edy}$  поперечна арматура не потрібна:

а) in the case for which no shear reinforcement is required to resist  $v_{Edx}$  and  $v_{Edy}$

$$n_{Edxs} = n_{Edx} \frac{z - y_s}{z} + \frac{m_{Edx}}{z} \quad (LL.137)$$

$$n_{Edxi} = n_{Edx} \frac{z - y_i}{z} + \frac{m_{Edx}}{z} \quad (\text{LL.138})$$

$$n_{Edys} = n_{Edy} \frac{z - y_s}{z} + \frac{m_{Edy}}{z} \quad (\text{LL.139})$$

$$n_{Edyi} = n_{Edy} \frac{z - y_i}{z} + \frac{m_{Edy}}{z} \quad (\text{LL.140})$$

$$n_{Edxys} = n_{Edxy} \frac{z - y_s}{z} + \frac{m_{Edxy}}{z} \quad (\text{LL.141})$$

$$n_{Edxyi} = n_{Edxy} \frac{z - y_i}{z} + \frac{m_{Edxy}}{z} \quad (\text{LL.142})$$

b) у випадках, коли для сприйняття складових  $v_{Edx}$  і  $v_{Edy}$  потрібна поперечна арматура:

b) in the case for which shear reinforcement is required to resist  $v_{Edx}$  and  $v_{Edy}$

$$n_{Edxs} = n_{Edx} \frac{z - y_s}{z} + \frac{m_{Edx}}{z} + \frac{1}{2} \frac{v_{Edx}^2}{v_{Edo}} \cot \theta \quad (\text{LL.143})$$

$$n_{Edxi} = n_{Edx} \frac{z - y_i}{z} + \frac{m_{Edx}}{z} + \frac{1}{2} \frac{v_{Edx}^2}{v_{Edo}} \cot \theta \quad (\text{LL.144})$$

$$n_{Edys} = n_{Edy} \frac{z - y_s}{z} + \frac{m_{Edy}}{z} + \frac{1}{2} \frac{v_{Edy}^2}{v_{Edo}} \cot \theta \quad (\text{LL.145})$$

$$n_{Edyi} = n_{Edy} \frac{z - y_i}{z} + \frac{m_{Edy}}{z} + \frac{1}{2} \frac{v_{Edy}^2}{v_{Edo}} \cot \theta \quad (\text{LL.146})$$

$$n_{Edxys} = n_{Edxy} \frac{z - y_s}{z} + \frac{m_{Edxy}}{z} + \frac{1}{2} \frac{v_{Edx} v_{Edy}}{v_{Edo}} \cot \theta \quad (\text{LL.147})$$

$$n_{Edxyi} = n_{Edxy} \frac{z - y_i}{z} + \frac{m_{Edxy}}{z} + \frac{1}{2} \frac{v_{Edx} v_{Edy}}{v_{Edo}} \cot \theta \quad (\text{LL.148})$$

(115) Якщо умова, задана в пункті (112), не виконується, то слід прийняти один з наступних заходів:

a) збільшити товщину захисного шару бетону, внаслідок чого, відповідно, зменшиться плече внутрішньої пари;

b) використовувати різні значення  $z_n$  і  $z_t$ , при цьому повинна виконуватися умова  $z_n > z_t$ . Внутрішні напруження бетону після цього належить додавати як вектори;

c) збільшити товщину шару, щоб забезпечити виконання умови перевірки для бетону, і при цьому залишити розташування арматури без змін. В результаті розташування арматури в шарі виявиться ексцентричним; внаслідок цього два внутрішні згинальні моменти збільшаться, і вони повинні бути в рівновазі в межах елемента оболонки. За цих умов формули для обчислення внутрішніх зусиль в арматурі набувають наступного вигляду:

(115) If the verification in (112) above is not satisfied, one of the following procedures should be followed:

a) increase the concrete cover and consequently reduce the internal lever arm;

b) use different values for  $z_n$  and  $z_t$  with  $z_n > z_t$ ; internal concrete stresses should then be added vectorially;

c) increase the layer thickness to satisfy the concrete verification and leave the reinforcement position unchanged. This will cause the reinforcement to become eccentric in the layer; as a consequence two internal bending moments arise, and these should be in equilibrium within the shell element. In these circumstances, the internal forces in the reinforcement become:



$$n_{E_{ds}}^* = \left[ n_{E_{ds}} \left( h - \frac{t_s}{2} - b_i' \right) + n_{E_{di}} \left( \frac{t_i}{2} - b_i' \right) \right] / (h - b_i' - b_s') \quad (\text{LL.149})$$

$$n_{E_{di}}^* = n_{E_{ds}} + n_{E_{di}} - n_{E_{ds}}^* \quad (\text{LL.150})$$

де:

$t_s$ ,  $t_i$  товщина відповідно верхнього і нижнього шару.

$b_{i,s}'$  відстань від зовнішньої поверхні шару до осі арматури усередині шару.

Внутрішній шар необхідно перевірити на додатковий поздовжній зсув, відповідний зусиллю, передаваному між шарами арматури.

where:

$t_s$  and  $t_i$  are the thickness of top and bottom layers, respectively.

$b_{i,s}'$  is the distance from the external surface of the layer to the axis of the reinforcement within the layer.

The internal layer should be checked for an additional out of plane shear corresponding to the force transferred between the layers of reinforcement.

**Додаток ММ**  
(довідковий)  
**Зсув і поперечний згин**

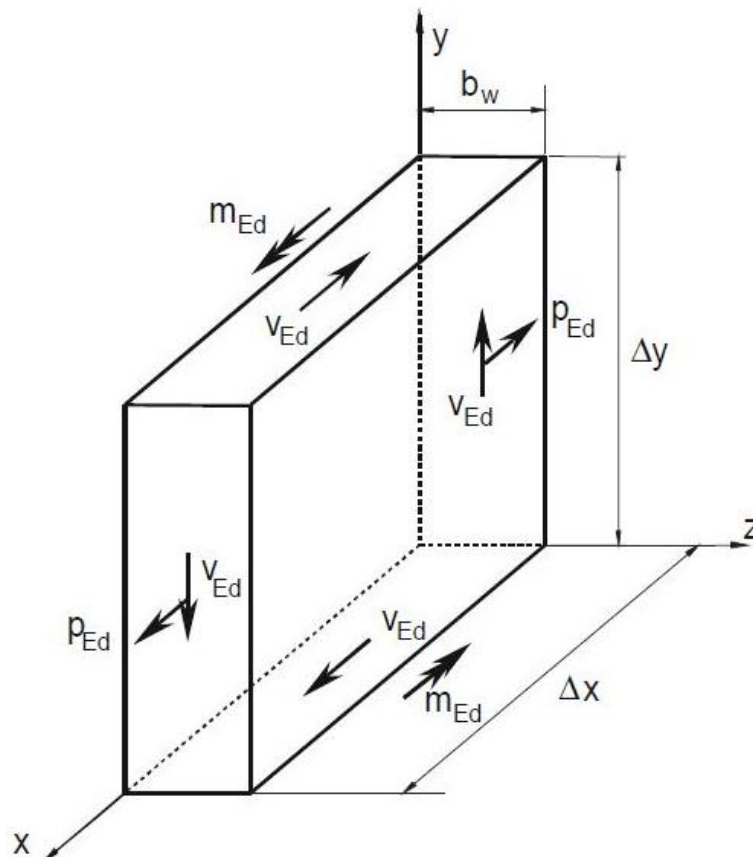
(101) В стінках коробчастих балок взаємозв'язок між поздовжнім зсувом і поперечним згином можна розраховувати за допомогою багатопарової моделі (додаток LL). Для цього в загальну модель можна ввести такі спрощення (рис. ММ.1):

- поздовжній зсув на одиницю довжини розглядається як такий, має сталі значення вздовж відрізка  $\Delta x$ :  $v_{Ed} = V_{Ed}/\Delta y$ ;
- поперечний згинальний момент на одиницю довжини вважається таким, що має сталі значення вздовж відрізка  $\Delta y$ :  $m_{Ed} = M_{Ed}/\Delta x$ ;
- поздовжнє зусилля вважається постійним на відрізку  $\Delta y$ :  $p_{Ed} = P_{Ed}/\Delta x$ ;
- поперечний зсув в стінці, викликаний зміною відповідного згинального моменту в межах відрізка  $\Delta y$ , не враховується.

**Annex MM**  
(informative)  
**Shear and transverse bending**

(101) Within the webs of box girders the interaction between longitudinal shear and transverse bending may be considered by means of the sandwich model (see Annex LL). The following simplifications to the general model may be introduced for the purpose of this application (Figure MM.1):

- the longitudinal shear per unit length should be considered as having a constant value along  $\Delta x$ :  $v_{Ed} = V_{Ed}/\Delta y$ ;
- the transverse bending moment per unit length should be considered as having a constant value along  $\Delta y$ :  $m_{Ed} = M_{Ed}/\Delta x$ ;
- the longitudinal force is assumed to have a constant value within the length  $\Delta y$ :  $p_{Ed} = P_{Ed}/\Delta x$ ;
- the transverse shear within the web, due to variation in the corresponding bending moment, should be neglected within the length  $\Delta y$ .



**Рисунок ММ.1 - Внутрішні дії в елементі стінки**  
**Figure MM.1 - Internal actions in a web element**

(102) На основі вищеназваних допущень багатопшарова модель складатиметься тільки з двох плит, в яких діють такі напруження (рис. ММ.2):

(102) On the basis of the above assumptions, the sandwich model comprises only two plates in which the following stresses are acting (Figure ММ.2)

$$\tau_{Ed1} = v_{Ed} \frac{b_w - z_2}{(2b_w - z_1 - z_2)z_1} \quad (\text{ММ.101})$$

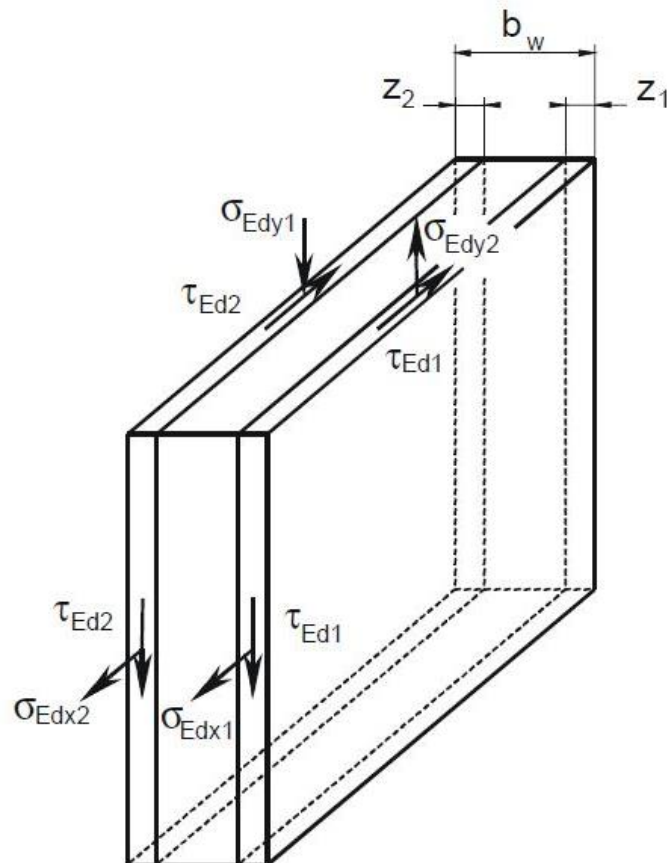
$$\tau_{Ed2} = v_{Ed} \frac{b_w - z_1}{(2b_w - z_1 - z_2)z_2} \quad (\text{ММ.102})$$

$$\sigma_{E_{dy1}} = \frac{m_{Edx}}{(b_w - (z_1 + z_2)/2)z_1} \quad (\text{ММ.103})$$

$$\sigma_{E_{dy2}} = \frac{m_{Edx}}{(b_w - (z_1 + z_2)/2)z_2} \quad (\text{ММ.104})$$

$$\sigma_{E_{dx1}} = p_d \frac{b_w - z_2}{(2b_w - z_1 - z_2)z_1} \quad (\text{ММ.105})$$

$$\sigma_{E_{dx2}} = p_d \frac{b_w - z_1}{(2b_w - z_1 - z_2)z_2} \quad (\text{ММ.106})$$



**Рисунок ММ.2 - Модифікована багатопшарова модель**  
**Figure ММ.2 - Modified sandwich model**

(103) Розрахунок двох плит здійснюється на основі ітераційного підходу в цілях оптимізації товщини  $z_1$  і  $z_2$ ; для цього використовується методика, наведена в розділі 6.109 і в додатку F. Значення кутів  $\theta_{el}$  і  $\theta$  для двох плит можуть

(103) The design of two plates should be based on an iterative approach, in order to optimise the thickness  $z_1$  and  $z_2$ , using the procedure given in Section 6.109 and Annex F.

Different values for the  $\theta_{el}$  angle and the  $\theta$  angle

вважатися різними, проте для кожної плити ці кути повинні бути постійними. Якщо арматура в цих двох плитах виявляється розташованою з ексцентриситетом, то повинні застосовуватися формули (LL.149) і (LL.150).

(104) Якщо розрахункове поздовжнє зусилля виявляється зусиллям розтягування, воно може розглядатися як сприймане арматурою, розподіленою вздовж стінки, або, як інший варіант як розподілене на розтягнутий і стиснутий пояс (половина - на розтягнутий, половина - на стиснутий).

(105) Якщо поздовжнє зусилля відсутнє, то як спрощений підхід можуть використовуватися правила розділу 6.24, проте до поперечної арматури, яка працює на зрізування, належить додати арматуру, що працює на розтяг.

may be assumed for the two plates, but they should have a constant value in each plate. If the resulting reinforcement is eccentric within the two plates, the Expressions (LL.149) and (LL.150) of Annex LL should be applied.

(104) If the calculated longitudinal force is tensile, this may be carried by reinforcement distributed along the web or alternatively, may be considered to be transferred to the tensile and compression chords; half to the tensile chord and half to the compression chord.

(105) In the case of there being no longitudinal force, the rules of 6.24 may be used as a simplification, but the shear reinforcement should be added to the bending reinforcement.

## Додаток NN (довідковий)

### Ушкоджувальні еквівалентні напруження для перевірки на втомну міцність

#### NN.1 Загальні відомості

(101) В цьому додатку приводиться спрощена методика розрахунку ушкоджувальних еквівалентних напружень для перевірки на втомну міцність прогонових будов автодорожніх і залізничних залізобетонних мостів. Методика заснована на моделях втомних навантажень, наведених в EN 1991-2.

#### NN.2 Автодорожні мости

##### NN.2.1 Ненапружена і попередньо напружена арматура

(101) Величини, наведені в цьому підпункті, застосовні тільки до скоригованої моделі втомних навантажень з EN 1991-2.

Розрахунок діапазонів ушкоджувальних еквівалентних напружень для перевірки арматури виконується шляхом множення осьових навантажень, отриманих за моделлю втомних навантажень 3, на наступні коефіцієнти:

1,75 для перевірки проміжних опор багатопрогонових мостів нерозрізної конструкції;

1,40 для перевірки інших ділянок.

(102) Діапазон ушкоджувальних еквівалентних напружень для перевірки арматури обчислюється за формулою

$$\Delta\sigma_{s,eq} = \Delta\sigma_{s,Ec} \cdot \lambda_s \quad (NN.101)$$

де:

$\Delta\sigma_{s,Ec}$  діапазон напружень, викликаних моделлю втомних навантажень 3 (згідно EN 1991-2) з осьовими навантаженнями, збільшеними відповідно до пункту (101) на основі комбінації навантажень, наведеної в 6.8.3 EN 1992-1-1.

$\lambda_s$  еквівалентний коефіцієнт втомних пошкоджень, що враховує конкретні місцеві умови, у тому числі інтенсивність руху по мосту, розрахунковий термін служби, конструкцію прогону.

## Annex NN (informative)

### Damage equivalent stresses for fatigue verification

#### NN.1 General

(101) This Annex gives a simplified procedure for calculating the damage equivalent stresses for fatigue verification of superstructures of road and railway bridges of concrete construction. The procedure is based on the fatigue load models given in EN 1991-2.

#### NN.2 Road bridges

##### NN.2.1 Reinforcing and prestressing steel

(101) The values given in this subclause are only applicable to the modified fatigue load model 3 in EN 1991-2.

For the calculation of damage equivalent stress ranges for steel verification, the axle loads of fatigue load model 3 shall be multiplied by the following factors:

1,75 for verification at intermediate supports in continuous bridges

1,40 for verification in other areas.

(102) The damage equivalent stress range for steel verification shall be calculated according to:

where:

$\Delta\sigma_{s,Ec}$  is the stress range caused by fatigue load model 3 (according to EN 1991-2) with the axle loads increased in accordance with (101), based on the load combination given in 6.8.3 of EN 1992-1-1

$\lambda_s$  is the damage equivalent factor for fatigue which takes account of site specific conditions including traffic volume on the bridge, design life and the span of the member.

(103) Коригувальний коефіцієнт  $\lambda_s$  враховує вплив конструкції прогону, інтенсивність руху по мосту, розрахунковий термін служби, кількість смуг руху, тип руху, шорсткість поверхні. Цей коефіцієнт розраховується за формулою

$$\lambda_s = \varphi_{fat} \cdot \lambda_{s,1} \cdot \lambda_{s,2} \cdot \lambda_{s,3} \cdot \lambda_{s,4} \quad (\text{NN.102})$$

де:

$\lambda_{s,1}$  коефіцієнт що враховує тип елемента, (наприклад, нерозрізна багатопрогонува балка), а також ушкоджувальна дія руху по мосту, залежна від критичної довжини лінії або області впливу.

$\lambda_{s,2}$  коефіцієнт, що враховує інтенсивність руху по мосту.

$\lambda_{s,3}$  коефіцієнт, що враховує розрахунковий термін служби моста.

$\lambda_{s,4}$  коефіцієнт, вживаний у випадках, коли елемент конструкції навантажений декількома смугами руху.

$\varphi_{fat}$  динамічний еквівалентний коефіцієнт пошкодження, залежний від шорсткості поверхні.

(104) Коефіцієнт  $\lambda_{s,1}$  (рис. NN.1, NN.2) враховує критичну довжину лінії впливу і форму кривої втомленості (S-N).

(103) The correction factor  $\lambda_s$  includes the influence of span, annual traffic volume, design life, multiple lanes, traffic type and surface roughness and can be calculated by

where:

$\lambda_{s,1}$  is a factor accounting for element type (eg. continuous beam) and takes into account the damaging effect of traffic depending on the critical length of the influence line or area.

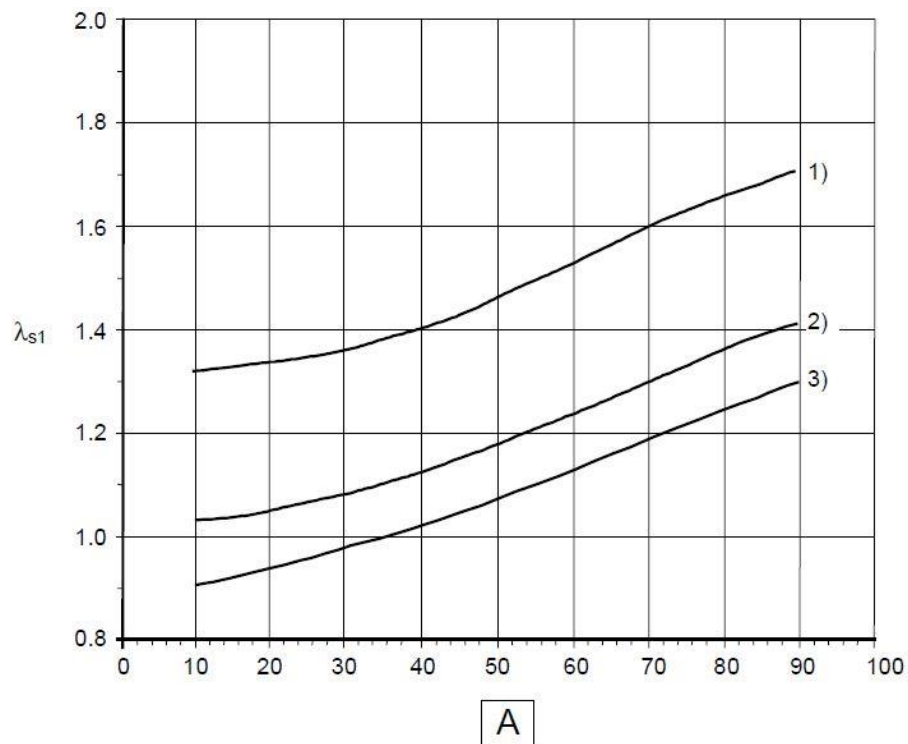
$\lambda_{s,2}$  is a factor that takes into account the traffic volume.

$\lambda_{s,3}$  is a factor that takes into account the design life of the bridge.

$\lambda_{s,4}$  is a factor to be applied when the structural element is loaded by more than one lane.

$\varphi_{fat}$  is the damage equivalent impact factor controlled by the surface roughness.

(104) The  $\lambda_{s,1}$  value given in Figures NN.1 and NN.2 takes account of the critical length of the influence line and the shape of S-N-curve



A - критична довжина лінії впливу, м  
A - Critical length of influence line [m]

**Перевірка зон над проміжними опорами**

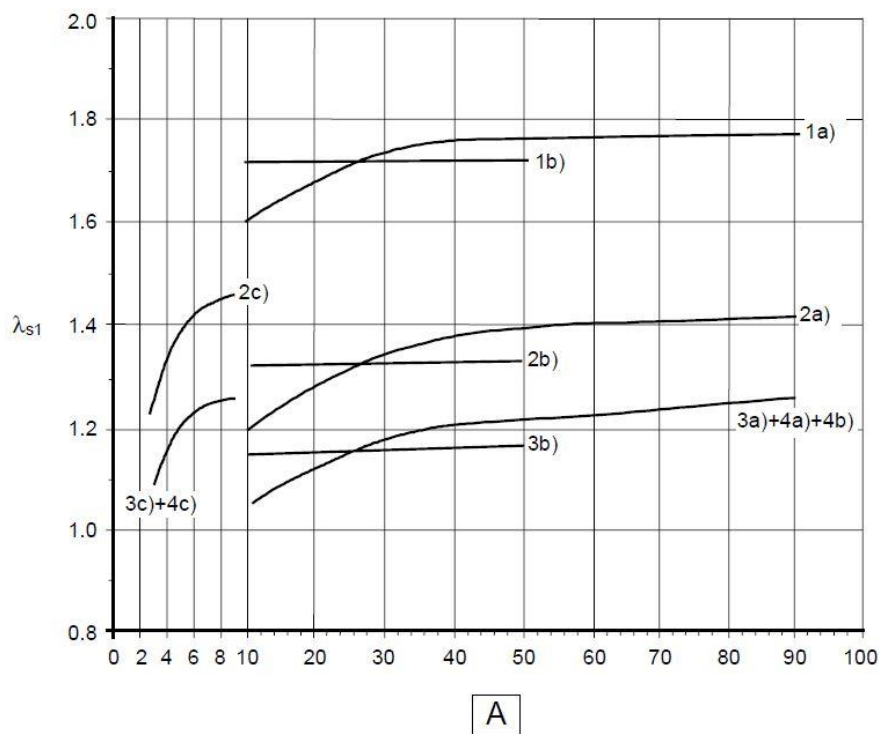
- 1) стикувальні пристрої;
- 2) полігональна попередньо напружена арматура в сталевих каналотворювачах;
- 3) попередньо напружена арматура з натягненням:
  - на упори (вся);
  - на бетон:
    - пучок в пластмасових каналотворювачах;
    - прямі пучки в сталевих каналотворювачах

**Verification in the intermediate support area**

- 1) splicing devices
- 2) curved tendons in steel ducts
- 3) reinforcing steel
  - pre-tensioning (all)
  - post-tensioning:
    - strand in plastic ducts
    - straight tendons in steel ducts

**Рисунок NN.1 - Величини  $\lambda_{s,1}$  для перевірки зон над проміжними опорами на втомну міцність**

**Figure NN.1 -  $\lambda_{s,1}$  value for fatigue verification in the intermediate support area**



A - критична довжина лінії впливу, м  
A - Critical length of influence line [m]

**Перевірка прогону і плит проїзної частини**

- 1) стикувальні пристрої;
- 2) полігональна попередньо напружена арматура в сталевих каналотворювачах;
- 3) попередньо напружена арматура з натягненням:

- на упори (вся);
- на бетон:
  - пучок в пластмасових каналоторювачах;
  - прямі пучки в сталевих каналоторювачах;
- 4) поперечна арматура:
  - a) багатопрогонова нерозрізна балка;
  - b) однопрогонова балка;
  - c) плити проїзної частини

### Verification span and for carriageway slab

- 1) splicing devices
- 2) curved tendons in steel ducts
- 3) reinforcing steel
  - pre-tensioning (all)
  - post-tensioning:
    - strand in plastic ducts
    - straight tendons in steel ducts
- 4) shear reinforcement
  - a) continuous beam
  - b) single span beam
  - c) carriageway slab

**Рисунок NN.2 - Величини  $\lambda_{s,1}$  для перевірки прогонів і локальних елементівна втомну міцність**

**Figure NN.2 -  $\lambda_{s,1}$  value for fatigue verification in span and for local elements**

(105) Коефіцієнт  $\lambda_{s,2}$  враховує вплив річного об'єму дорожнього руху і його типу. Цю величину можна обчислювати за формулою (NN.103)

(105) The  $\lambda_{s,2}$  value denotes the influence of the annual traffic volume and traffic type. It can be calculated by Equation (NN.103)

$$\lambda_{s,2} = \bar{Q}^{k_2} \sqrt[2,0]{\frac{N_{obs}}{2,0}} \quad (\text{NN.103})$$

де:

$N_{obs}$  кількість вантажних автомобілів на рік, визначувана за таблицею 4.5 EN 1991-2.

$k_2$  нахил відповідної кривої втомленості, визначуваний за таблицями 6.3N і 6.4N EN 1992-1-1.

$\bar{Q}$  коефіцієнт, залежний від типу руху і визначуваний за таблицею NN.1.

where:

$N_{obs}$  is the number of lorries per year according to EN 1991-2, Table 4.5.

$k_2$  is the slope of the appropriate S-N-Line to be taken from Tables 6.3N and 6.4N of EN 1992-1-1.

$\bar{Q}$  is a factor for traffic type according to Table NN.1



**Таблиця NN.1 - Коефіцієнти типу руху**

$\bar{Q}$	Тип руху (див. EN 1991-2, таблиця 4.7)		
	Дальні перевезення	Середні перевезення	Місцеві перевезення
$k_2 = 5$	1,0	0,90	0,73
$k_2 = 7$	1,0	0,92	0,78
$k_2 = 9$	1,0	0,94	0,82

**Table NN.1 - Factors for traffic type**

$\bar{Q}$	Traffic type (see EN 1991-2 Table 4.7)		
	Long distance	Medium distance	Local traffic
$k_2 = 5$	1,0	0,90	0,73
$k_2 = 7$	1,0	0,92	0,78
$k_2 = 9$	1,0	0,94	0,82

(106) Коефіцієнт  $\lambda_{s,3}$  враховує вплив терміну служби. Цю величину можна обчислювати за формулою (NN.104)

$$\lambda_{s,3} = k_2 \sqrt[3]{\frac{N_{Years}}{100}} \quad (NN.104)$$

де:  
 $N_{Years}$  розрахунковий термін служби моста, p.

(106) The  $\lambda_{s,3}$  value denotes the influence of the service life and can be calculated from Equation (NN.104)

where:  
 $N_{Years}$  is the design life of the bridge.

(107) Коефіцієнт  $\lambda_{s,4}$  враховує вплив декількох смуг руху. Цю величину можна обчислювати за формулою (NN.105)

$$\lambda_{s,4} = k_2 \sqrt[3]{\frac{\sum N_{obs,i}}{N_{obs,1}}} \quad (NN.105)$$

де:  
 $N_{obs,i}$  очікувана кількість вантажних автомобілів на  $i$ -й смузі в рік.  
 $N_{obs,1}$  очікувана кількість вантажних автомобілів в правому ряді в рік.

(107) The  $\lambda_{s,4}$  value denotes the influence for multiple lanes and can be calculated from Equation (NN.105)

where:  
 $N_{obs,i}$  is the number of lorries expected on lane  $i$  per year.  
 $N_{obs,1}$  is the number of lorries on the slow lane per year.

(108) Динамічний еквівалентний коефіцієнт пошкодження  $\varphi_{fat}$ , визначуваний згідно EN 1991-2 (додаток В).

(108) The  $\varphi_{fat}$  value is a damage equivalent impact factor according to EN 1991-2, Annex B.

**NN.3 Залізничні мости**

**NN.3 Railway bridges**

**NN.3.1 Ненапружена і попередньо напружена арматура**

**NN.3.1 Reinforcing and prestressing steel**

(101) Діапазон ушкоджувальних еквівалентних напружень для перевірки ненапруженої і попередньо напруженої

(101) The damage equivalent stress range for reinforcing and prestressing steel shall be calculated according to Equation (NN.106)

арматури обчислюється за формулою (NN.106)

$$\Delta\sigma_{s, equ} = \lambda_s \cdot \Phi \cdot \Delta\sigma_{s, 71} \quad (\text{NN.106})$$

де:

$\Delta\sigma_{s, 71}$  діапазон напружень в арматурі, пов'язаний з моделлю навантажень 71 (а також, за необхідності, SW/0), але виключаючи  $\alpha$ , згідно EN 1991-2, з розрахунку на найнесприятливіші умови для даного елемента. Для конструкцій з декількома рейковими коліями модель навантаження 71 слід застосовувати не більше ніж до двох рейкових колій.

$\lambda_s$  коригувальний коефіцієнт для обчислення діапазону ушкоджувальних еквівалентних напружень на основі діапазону напружень, пов'язаного зі складовою, що становить,  $\Phi \cdot \Delta\sigma_{s, 71}$ .

$\Phi$  динамічний коефіцієнт відповідно до EN 1991-2.

(102) Кориговальний коефіцієнт  $\lambda_s$  враховує вплив конструкції прогону, інтенсивність руху по мосту, розрахунковий термін служби, кількість рейкових колій. Цей коефіцієнт розраховується за формулою:

$$\lambda_s = \lambda_{s, 1} \cdot \lambda_{s, 2} \cdot \lambda_{s, 3} \lambda_{s, 4} \quad (\text{NN.107})$$

де:

$\lambda_{s, 1}$  коефіцієнт, що враховує тип елемента, (наприклад, нерозрізна багатопрогонува балка), а також ушкоджувальна дія руху по мосту, залежне від довжини лінії або області впливу.

$\lambda_{s, 2}$  коефіцієнт, що враховує інтенсивність руху по мосту.

$\lambda_{s, 3}$  коефіцієнт, що враховує розрахунковий термін служби моста.

$\lambda_{s, 4}$  коефіцієнт, уживаний у випадках, коли елемент конструкції навантажено декількома рейковими коліями.

(103) Коефіцієнт  $\lambda_{s, 1}$  враховує критичну довжину лінії впливу і характер руху. Значення  $\lambda_{s, 1}$  для стандартного і важкого складу руху можуть визначатися за таблицею NN.2. Значення розраховано для постійного

where:

$\Delta\sigma_{s, 71}$  is the steel stress range due to load model 71 (and where required SW/0), but excluding  $\alpha$ , according to EN 1991.2, being placed in the most unfavourable position for the element under consideration. For structures carrying multiple tracks, load model 71 shall be applied to a maximum of two tracks.

$\lambda_s$  is a correction factor to calculate the damage equivalent stress range from the stress range caused by  $\Phi \cdot \Delta\sigma_{s, 71}$ .

$\Phi$  is a dynamic factor according to EN 1991-2

(102) The correction factor  $\lambda_s$ , takes account of the span, annual traffic volume, design life and multiple tracks. It is calculated from the following formula:

where:

$\lambda_{s, 1}$  is a factor accounting for element type (eg. continuous beam) and takes into account the damaging effect of traffic depending on the length of the influence line or area.

$\lambda_{s, 2}$  is a factor that takes into account the traffic volume.

$\lambda_{s, 3}$  is a factor that takes into account the design life of the bridge.

$\lambda_{s, 4}$  is a factor to be applied when the structural element is loaded by more than one track.

(103) The factor  $\lambda_{s, 1}$  is a function of the critical length of the influence line and the traffic. The values of  $\lambda_{s, 1}$  for standard traffic mix and heavy traffic mix may be taken from Table NN.2 of this Annex. The values have been calculated on the

відношення згинальних моментів до діапазонів напружень. Значення, наведені для змішаного руху, відповідають комбінації типів потягів, вказаній в додатку F EN 1991-2.

Значення  $\lambda_{s,1}$  для випадку, коли критична довжина лінії впливу становить від 2 до 20 м, можуть визначатися за такою формулою:

$$\lambda_{s,1}(L) = \lambda_{s,1}(2m) + [\lambda_{s,1}(20m) - \lambda_{s,1}(2m)] \cdot (\log L - 0,3) \quad (\text{NN.108})$$

де:

$L$  критична довжина лінії впливу, м.

$\lambda_{s,1}(2\text{ м})$  значення  $\lambda_{s,1}$  для  $L = 2\text{ м}$ .

$\lambda_{s,1}(20\text{ м})$  значення  $\lambda_{s,1}$  для  $L = 20\text{ м}$ .

$\lambda_{s,1}(L)$  значення  $\lambda_{s,1}$  для  $2 < L < 20\text{ м}$ .

(104) Коефіцієнт  $\lambda_{s,2}$  враховує вплив річного об'єму дорожнього руху і його типу і обчислюється за формулою (NN.109)

$$\lambda_{s,2} = k_2 \sqrt{\frac{Vol}{25 \cdot 10^6}} \quad (\text{NN.109})$$

де:

$Vol$  об'єм перевезень, т/год на рейковий шлях.

$k_2$  нахил відповідної кривої втомленості, визначуваний по таблицях 6.3N і 6.4N EN 1992-1-1.

(105) Коефіцієнт  $\lambda_{s,3}$  враховує вплив терміну служби і обчислюється за формулою (NN.110)

$$\lambda_{s,3} = k_2 \sqrt{\frac{N_{Years}}{100}} \quad (\text{NN.110})$$

де:

$N_{Years}$  розрахунковий термін служби моста, р.

$k_2$  нахил відповідної кривої втомленості, визначуваний за таблицями 6.3N і 6.4N EN 1992-1-1.

(106) Коефіцієнт  $\lambda_{s,4}$  враховує вплив навантаження, створюваного декількома рейковими коліями. Для конструкцій, на яких розташовується декілька рейкових колій, втомне навантаження розглядається не більше ніж для двох колій, що знаходяться в

basis of a constant ratio of bending moments to stress ranges. The values given for mixed traffic correspond to the combination of train types given in Annex F of EN 1991-2.

Values of  $\lambda_{s,1}$  for a critical length of influence line between 2 m and 20 m may be obtained from the following equation:

where:

$L$  is the critical length of the influence line in m.

$\lambda_{s,1}(2\text{ m})$  is the  $\lambda_{s,1}$  value for  $L = 2\text{ m}$ .

$\lambda_{s,1}(20\text{ m})$  is the  $\lambda_{s,1}$  value for  $L = 20\text{ m}$ .

$\lambda_{s,1}(L)$  is the  $\lambda_{s,1}$  value for  $2\text{ m} < L < 20\text{ m}$ .

(104) The  $\lambda_{s,2}$  value denotes the influence of annual traffic volume and can be calculated from Equation (NN.109)

where:

$Vol$  is the volume of traffic (tonnes/year/track).

$k_2$  is the slope of the appropriate  $S-N$  line to be taken from Tables 6.3N and 6.4N of EN 1992-1-1

(105) The  $\lambda_{s,3}$  value denotes the influence of the service life and can be calculated from Equation (NN.110)

where:

$N_{Years}$  is the design life of the bridge.

$k_2$  is the slope of appropriate  $S-N$  line to be taken from Tables 6.3N and 6.4N of EN 1992-1-1

(106) The  $\lambda_{s,4}$  value denotes the effect of loading from more than one track. For structures carrying multiple tracks, the fatigue loading shall be applied to a maximum of two tracks in the most unfavourable positions (see EN 1991-2). The effect of loading from two tracks can be calculated from

найнесприятливіших положеннях (див. EN 1991-2). Коефіцієнт впливу навантаження, створеного двома рейковими коліями, обчислюється за формулою (NN.111)

$$\lambda_{s,4} = \sqrt[k_2]{n + (1-n) \cdot s_1^{k_2} + (1-n) \cdot s_2^{k_2}} \quad (\text{NN.111})$$

$$s_1 = \Delta\sigma_1 / \sigma_{1+2}, \quad s_2 = \Delta\sigma_2 / \sigma_{1+2}$$

де:

$n$  частка руху по мосту, що проходить по ньому одночасно. Рекомендуються значення  $n = 0,12$ .

$\Delta\sigma_1, \Delta\sigma_2$  діапазон напружень, викликаний моделлю навантаження 71, на одну рейкову колію на ділянці, що перевіряється;  $\Delta\sigma_{1+2}$  діапазон напружень на тій же ділянці, викликаних моделлю навантаження 71, на будь-які два рейкові шляхи, визначуваний згідно EN 1991-2.

$k_2$  нахил відповідної кривої втомленості, визначуваний за таблицями 6.3N і 6.4N EN 1992-1-1.

Якщо при навантаженнях, обумовлених рухом по рейковому шляху, виникають тільки напруження стиснення, то відповідне значення  $s_j$  приймається рівним 0.

Equation (NN.111).

where:

$n$  is the proportion of traffic that crosses the bridge simultaneously (the suggested value of  $n$  is 0,12).

$\Delta\sigma_1, \Delta\sigma_2$  is the stress range due to load model 71 on one track at the section to be checked.

$\Delta\sigma_{1+2}$  is the stress range at the same section due to the load model 71 on any two tracks, according to EN 1991-2.

$k_2$  is the slope of appropriate  $S-N$  line to be taken from Tables 6.3N and 6.4N of EN 1992-1-1.

If only compressive stresses occur under traffic loads on a track, set the corresponding value  $s_j = 0$ .

**Таблиця NN.2 - Значення  $\lambda_{s,1}$  для вільно обпертих і багатопрогонових нерозрізних балок**  
**Table NN.2 -  $\lambda_{s,1}$  values for simply supported and continuous beams**

	$L, \text{ м}$	$s^*$	$h^*$
[1]	$\leq 2$	0,90	0,95
	$\geq 20$	0,65	0,70
[2]	$\leq 2$	1,00	1,05
	$\geq 20$	0,70	0,70
[3]	$\leq 2$	125 ,	1,35
	$\geq 20$	0,75	0,75
[4]	$\leq 2$	0,80	0,85
	$\geq 20$	0,40	0,40

Вільно обперті балки  
Simply supported beams

	$L, \text{ м}$	$s^*$	$h^*$
[1]	$\leq 2$	0,95	1,05
	$\geq 20$	0,50	0,55
[2]	$\leq 2$	1,00	1,15
	$\geq 20$	0,55	0,55
[3]	$\leq 2$	1,25	1,40
	$\geq 20$	0,55	0,55
[4]	$\leq 2$	0,75	0,90
	$\geq 20$	0,35	0,30

Багатопрогонові нерозрізні балки (середній прогін)  
Continuous beams (mid span)

	$L, \text{ м}$	$s^*$	$h^*$
[1]	$\leq 2$	0,90	1,00
	$\geq 20$	0,65	0,65
[2]	$\leq 2$	1,00	1,15
	$\geq 20$	0,65	0,65
[3]	$\leq 2$	1,30	1,45
	$\geq 20$	0,65	0,70
[4]	$\leq 2$	0,80	0,90
	$\geq 20$	0,35	0,35

Багатопрогонові нерозрізні балки (крайній прогін)  
Continuous beams (end span)

	$L, \text{ м}$	$s^*$	$h^*$
[1]	$\leq 2$	0,85	0,85
	$\geq 20$	0,70	0,75
[2]	$\leq 2$	0,90	0,95
	$\geq 20$	0,70	0,75
[3]	$\leq 2$	1,10	1,10
	$\geq 20$	0,75	0,80
[4]	$\leq 2$	0,70	0,70
	$\geq 20$	0,35	0,40

Багатопрогонові нерозрізні балки (зони над проміжними опорами)  
Continuous beams (intermediate support area)

$s^*$  стандартний склад руху (тобто стандартний склад потягів, що проходять по мосту);

$h^*$  важкий склад руху;

[1] напружена арматура: з натягненням на упори (вся), з натягненням на бетон (арматурні пучки в пластмасових каналуотворювачах, прямі пучки в сталевих каналуотворювачах);

[2] напружена арматура з натягненням на бетон (полігональні пучки в сталевих каналуотворювачах); криві втомленості ( $S - N$ ) з  $k_1 = 3, k_2 = 7, N^* = 10^6$ ;

[3] стикові пристрої (попередньо напружена арматура); криві втомленості ( $S - N$ ) з  $k_1 = 3, k_2 = 5$  і  $N^* = 10^6$ ;

[4] стикові пристрої (ненапружена арматура); зварні стержні, включаючи зварку тимчасовими швами і встик; криві втомленості ( $S - N$ ) з  $k_1 = 3, k_2 = 5, N^* = 10^7$ .

Між вказаними значеннями  $L$  допускається інтерполяція за формулою (NN.108).

$s^*$  standard traffic mix;

$h^*$  heavy traffic mix

[1] reinforcing steel, pre-tensioning (all), post-tensioning (strands in plastic ducts and straight tendons in steel ducts);

[2] post-tensioning (curved tendons in steel ducts);  $S - N$  curve with  $k_1 = 3, k_2 = 7$  and  $N^* = 10^6$

[3] splice devices (prestressing steel);  $S - N$  curve with  $k_1 = 3, k_2 = 5$  and  $N^* = 10^6$ ;

[4] splice devices (reinforcing steel); welded bars including tack welding and butt joints;  $S - N$  curve with  $k_1 = 3, k_2 = 5$  and  $N^* = 10^7$ .

Interpolation between the given L-values according to Expression NN.108 is allowed

ПРИМІТКА В таблиці NN.2 не наводяться значення  $\lambda_{s,1}$  для легкого складу руху по мосту. Для мостів, проєктованих з розрахунку на легкий склад руху, значення  $\lambda_{s,1}$  можуть встановлюватися на підставі величин, наведених в таб. NN.2 для стандартного складу руху або визначатися докладним розрахунком.

### NN.3.2 Перевірка стиснутого бетону

(101) Для стиснутого бетону втомна міцність може вважатися достатньою при виконанні такої умови:

$$14 \cdot \frac{1 - E_{cd,max,equ}}{\sqrt{1 - R_{equ}}} \geq 6$$

де:

$$R_{equ} = \frac{E_{cd,min,equ}}{E_{cd,max,equ}}, \quad E_{cd,min,equ} = \gamma_{sd} \frac{\sigma_{cd,min,equ}}{f_{cd,fat}}$$

$$E_{cd,max,equ} = \gamma_{sd} \frac{\sigma_{cd,max,equ}}{f_{cd,fat}}$$

$\sigma_{cd,max,equ}$  і  $\sigma_{cd,min,equ}$  верхня і нижня границі спектру ушкоджувальних еквівалентних напружень для кількості циклів  $N = 10^6$ .

(102) Верхня і нижня границі спектру ушкоджувальних еквівалентних напружень обчислюються за такими формулами (NN.113):

$$\begin{aligned} \sigma_{cd,max,equ} &= \sigma_{c,perm} + \lambda_c (\sigma_{c,max,71} - \sigma_{c,perm}) \\ \sigma_{cd,min,equ} &= \sigma_{c,perm} - \lambda_c (\sigma_{c,perm} - \sigma_{c,min,71}) \end{aligned} \quad (NN.113)$$

де:

$\sigma_{c,perm}$  напруження стиснення бетону, викликане дією сполучення нормативних навантажень, без урахування моделі навантаження 71.

$\sigma_{c,max,71}$  максимальне напруження стиснення, викликане дією сполучення нормативних навантажень, включаючи модель навантаження 71 і динамічний коефіцієнт  $\Phi$  (EN 1991-2).

$\sigma_{c,min,71}$  мінімальне напруження стиснення, викликане дією сполучення нормативних навантажень, включаючи модель

NOTE No values of  $\lambda_{s,1}$  are given in Table NN.2 for a light traffic mix. For bridges designed to carry a light traffic mix the values for  $\lambda_{s,1}$  to be used may be based either on the values given in Table NN.2 for standard traffic mix or on values determined from detailed calculations.

### NN.3.2 Concrete subjected to compression

(101) For concrete subjected to compression adequate fatigue resistance may be assumed if the following expression is satisfied:

$$(NN.112)$$

where:

$$R_{equ} = \frac{E_{cd,min,equ}}{E_{cd,max,equ}} \quad E_{cd,min,equ} = \gamma_{sd} \frac{\sigma_{cd,min,equ}}{f_{cd,fat}}$$

$E_{cd,max,equ} = \gamma_{sd} \frac{\sigma_{cd,max,equ}}{f_{cd,fat}}$  are the upper and lower stresses of the damage equivalent stress spectrum with a number of cycles  $N = 10^6$

(102) The upper and lower stresses of the damage equivalent stress spectrum shall be calculated according to Equation (NN.113)

where:

$\sigma_{c,perm}$  is the compressive concrete stress caused by the characteristic combination of actions, without load model 71.

$\sigma_{c,max,71}$  is the maximum compressive stress caused by the characteristic combination including load model 71 and the dynamic factor  $\Phi$  according to EN 1991-2.

$\sigma_{c,min,71}$  is the minimum compressive stress under the characteristic combination including load model 71 and the dynamic factor  $\Phi$  according to EN 1991-

навантаження 71 і динамічний коефіцієнт  $\Phi$  (EN 1991-2).

$\lambda_c$  поправочний коефіцієнт для обчислення верхньої і нижньої границь спектру ушкоджувальних еквівалентних напружень, обумовлених моделлю навантаження 71.

ПРИМІТКА Напруження  $\sigma_{c,perm}$ ,  $\sigma_{c,max,71}$  і  $\sigma_{c,min,71}$  не розраховують на інші змінні впливи (вітрові, температурні навантаження і т. д.).

(103) Поправочний коефіцієнт  $\lambda_c$  враховує постійні навантаження, вплив конструкції прогону, інтенсивність руху по мосту, розрахунковий термін служби, кількість рейкових колій. Цей коефіцієнт розраховується за формулою:

$$\lambda_c = \lambda_{c,0} \cdot \lambda_{c,1} \cdot \lambda_{c,2,3} \cdot \lambda_{c,4}$$

де:

$\lambda_{c,0}$  коефіцієнт, що враховує постійне напруження.

$\lambda_{c,1}$  коефіцієнт що враховує тип елемента, (наприклад, нерозрізна багатопрогонова балка), а також ушкоджувальну дію руху по мосту, залежну від критичної довжини лінії або області впливу.

$\lambda_{c,2,3}$  коефіцієнт, що враховує інтенсивність руху по мосту і розрахунковий термін служби моста.

$\lambda_{c,4}$  коефіцієнт, вживаний у випадках, коли елемент конструкції навантажений декількома рейковими коліями.

(104) Коефіцієнт  $\lambda_{c,0}$  враховує вплив постійного напруження. Цей коефіцієнт розраховується за формулою (NN.115)

$$\lambda_{c,0} = 0,94 + 0,2 \frac{\sigma_{c,perm}}{f_{cd,fat}} \geq 1 \text{ для стиснутої зони;}$$

(NN.115)

$\lambda_{c,0} = 1$  для розтягнутої зони (включаючи ефект попереднього напруження).

(105) Коефіцієнт  $\lambda_{c,1}$  залежить від критичної довжини лінії впливу і характеру руху. Значення  $\lambda_{c,1}$  для стандартного і важкого

2.

$\lambda_c$  is a correction factor to calculate the upper and lower stresses of the damage equivalent stress spectrum from the stresses caused by load model 71.

NOTE  $\sigma_{c,perm}$ ,  $\sigma_{c,max,71}$  and  $\sigma_{c,min,71}$  do not include other variable actions (eg. wind, temperature etc.).

(103) The correction factor  $\lambda_c$  takes account of the permanent stress, the span, annual traffic volume, design life and multiple tracks. It is calculated from the following formula:

(NN.114)

where:

$\lambda_{c,0}$  is a factor to take account of the permanent stress.

$\lambda_{c,1}$  is a factor accounting for element type (eg. continuous beam) that takes into account the damaging effect of traffic depending on the critical length of the influence line or area.

$\lambda_{c,2,3}$  is a factor to take account of the traffic volume and the design life of the bridge.

$\lambda_{c,4}$  is a factor to be applied when the structural element is loaded by more than one track.

(104) The  $\lambda_{c,0}$  value denotes the influence of the permanent stress and can be calculated from Equation (NN.115)

$$\lambda_{c,0} = 0,94 + 0,2 \frac{\sigma_{c,perm}}{f_{cd,fat}} \geq 1 \text{ for the compression zone}$$

(NN.115)

$\lambda_{c,0} = 1$  for the precompressed tensile zone (including prestressing effect).

(105) The factor  $\lambda_{c,1}$  is a function of the critical length of the influence line and the traffic. The values of  $\lambda_{c,1}$  for standard traffic mix and heavy

складу руху можуть визначатися за таблицею NN.2.

Значення  $\lambda_{c,1}$  для випадку, коли критична довжина лінії впливу становить від 2 до 20 м, можуть визначатися за формулою (NN.108) із заміною  $\lambda_{s,1}$  на  $\lambda_{c,1}$ .

(106) Коефіцієнт  $\lambda_{c,2,3}$  має визначатися за формулою (NN.116)

$$\lambda_{c,2,3} = 1 + \frac{1}{8} \log \left[ \frac{Vol}{25 \cdot 10^6} \right] + \frac{1}{8} \log \left[ \frac{N_{Years}}{100} \right] \quad (NN.116)$$

де:

$Vol$  об'єм перевезень, т/год на рейковий шлях.

$N_{Years}$  розрахунковий термін служби моста, р.

(107) Коефіцієнт  $\lambda_{c,4}$  враховує вплив навантаження, створюваного декількома рейковими коліями. Для конструкцій, на яких розташовується декілька рейкових шляхів, втомне навантаження розглядається не більше ніж для двох колій, що знаходяться в найнесприятливіших положеннях (EN 1991-2). Коефіцієнт впливу навантаження, створюваного двома рейковими коліями, обчислюється за формулою (NN.117):

$$\lambda_{c,4} = 1 + \frac{1}{8} \log n \geq 0,54 \text{ для } a \leq 0,8$$

$$\lambda_{c,4} = 1 \text{ для } a > 0,8 \quad (NN.117)$$

$$a = \frac{\max(\sigma_{c1}, \sigma_{c2})}{\sigma_{c1+2}} \quad (NN.118)$$

де:

$n$  частка руху по мосту, що проходять по ньому одночасно. Рекомендується значення  $n = 0,12$ .

$\sigma_{c1}$ ,  $\sigma_{c2}$  напруження стиснення, обумовлене моделлю навантаження 71, на одну рейкову колію, включаючи динамічний коефіцієнт для моделі навантаження 71 згідно EN 1991-2  
 $\sigma_{c1+2}$  напруження стиснення, обумовлене моделлю навантаження 71, на дві колії, включаючи динамічний коефіцієнт для моделі навантаження 71 згідно EN 1991-2.

traffic mix may be taken from Table NN.2 of this Annex.

Values of  $\lambda_{c,1}$  for critical lengths of influence lines between 2 m and 20 m may be obtained by applying Expression (NN.108) with  $\lambda_{s,1}$  replaced by  $\lambda_{c,1}$ .

(106) The  $\lambda_{c,2,3}$  value denotes the influence of annual traffic volume and service life and can be calculated from Equation (NN.116)

where:

$Vol$  is the volume of traffic (tonnes/years/track).

$N_{Years}$  is the design life of the bridge.

(107) The  $\lambda_{c,4}$  value denotes the effect of loading from more than one track. For structures carrying multiple tracks, the fatigue loading shall be applied to a maximum of two tracks in the most unfavourable positions (see EN 1991-2). The effect of loading from two tracks may be calculated from Equation (NN.117):

$$\lambda_{c,4} = 1 + \frac{1}{8} \log n \geq 0,54 \text{ for } a \leq 0,8$$

$$\lambda_{c,4} = 1 \text{ } a > 0,8 \quad (NN.117)$$

where:

$n$  is the proportion of traffic crossing the bridge simultaneously (the recommended value of  $n$  is 0,12).

$\sigma_{c1}$ ,  $\sigma_{c2}$  is the compressive stress caused by load model 71 on one track, including the dynamic factor for load model 71 according to EN 1991-2.

$\sigma_{c1+2}$  is the compressive stress caused by load model 71 on two tracks, including the dynamic factor for load model 71 according to EN 1991-2.



Таблиця NN.3 - Значення  $\lambda_{c,1}$  для вільно опертих балок і багатопрогонових нерозрізних балок

	$L, \text{ м}$	$s^*$	$h^*$
[1]	$\leq 2$	0,70	0,70
	$\geq 20$	0,75	0,75
[2]	$\leq 2$	0,95	1,00
	$\geq 20$	0,90	0,90

Simply supported beams

Балки, що вільно опираються

	$L, \text{ м}$	$s^*$	$h^*$
[1]	$\leq 2$	0,75	0,90
	$\geq 20$	0,55	0,55
[2]	$\leq 2$	1,05	1,15
	$\geq 20$	0,65	0,70

Багатопрогонові нерозрізні балки (середній прогін)

Continuous beams (mid span)

	$L, \text{ м}$	$s^*$	$h^*$
[1]	$\leq 2$	0,75	0,80
	$\geq 20$	0,70	0,70
[2]	$\leq 2$	1,10	1,20
	$\geq 20$	0,70	0,70

Багатопрогонові нерозрізні балки (крайній прогін)

Continuous beams (end span)

	$L, \text{ м}$	$s^*$	$h^*$
[1]	$\leq 2$	0,70	0,75
	$\geq 20$	0,85	0,85
[2]	$\leq 2$	1,10	1,15
	$\geq 20$	0,80	0,85

Багатопрогонові нерозрізні балки (зона над проміжними опорами)

Continuous beams (intermediate support area)

$s^*$  - стандартний склад руху (тобто стандартний склад потягів, що проходять по мосту);

$h^*$  - важкий склад руху;

[1] - стиснута зона;

[2] - розтягнута зона (включаючи ефект попереднього напруження).

Між вказаними значеннями  $L$  допускається інтерполяція за формулою (NN.108) із заміною  $\lambda_{s,1}$  на  $\lambda_{c,1}$

ПРИМІТКА В таблиці NN.3 не наводяться значення  $\lambda_{c,1}$  для легкого складу руху по мосту. Для мостів, проєктованих з розрахунку на легкий склад руху, значення  $\lambda_{c,1}$  можуть встановлюватися на основі величин, наведених в таблиці NN.3 для стандартного складу руху, або визначатися шляхом детального розрахунку.

$s^*$  standard traffic mix

$h^*$  heavy traffic mix

[1] compression zone

[2] precompressed tensile zone

Interpolation between the given  $L$ -values according to Expression NN.108 is allowed, with  $\lambda_{s,1}$  replaced by  $\lambda_{c,1}$ .

NOTE No values of  $\lambda_{c,1}$  are given in Table NN.3 for a light traffic mix. For bridges designed to carry a light traffic mix the values for  $\lambda_{c,1}$  to be used may be based either on the values given in Table NN.3 for standard traffic mix or on values derived from detailed calculations.

**Додаток ОО**  
(довідковий)

**Характерні області складного напружено-деформованого стану мостів**

**ОО.1 Діафрагми в коробчастих прогонових будовах із стінками, що безпосередньо обпираються на опорні частини**

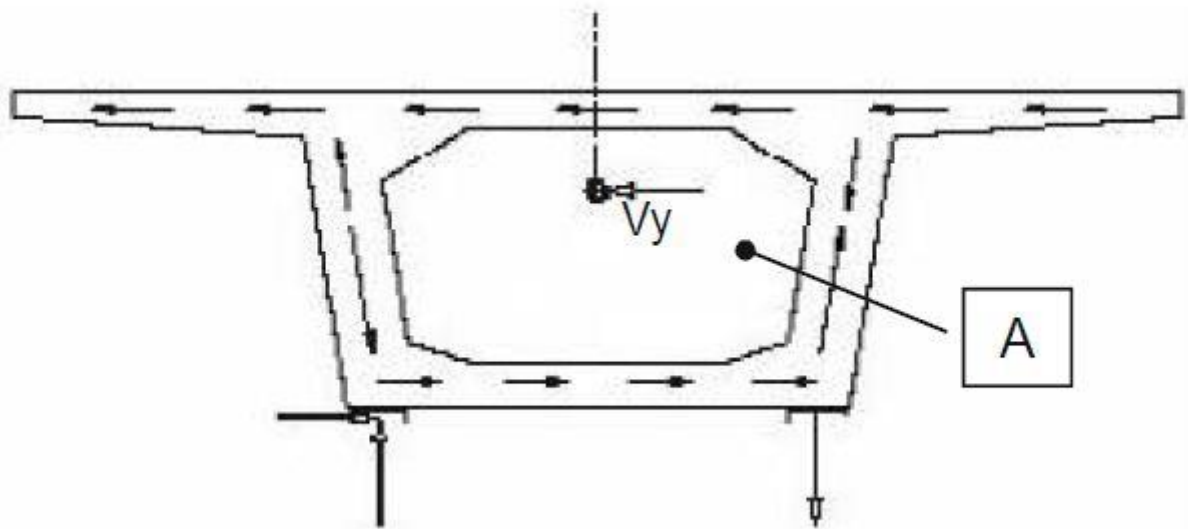
(101) Якщо опори розташовуються безпосередньо під стінками коробчастого перерізу, то діафрагми зазнають зусиль, створюваних передачею зсуву в горизонтальній площині (рис. ОО) або зусиллям, викликаним перетворенням крутного моменту в коробчастому перерізі в пару сил, якщо є дві опорні частини (рис. ОО.2).

**ANNEX OO**  
(informative)

**Typical bridge discontinuity regions**

**ОО.1 Diaphragms with direct support of box section deck webs on bearings**

(101) Diaphragms where the bearings are located directly below the webs of the box section will be subject to forces generated by the transmission of shear in the horizontal plane (Figure OO.1), or forces due to the transformation of the torsional moment in the deck into a pair of forces in cases where two bearings are present (Figure OO.2).

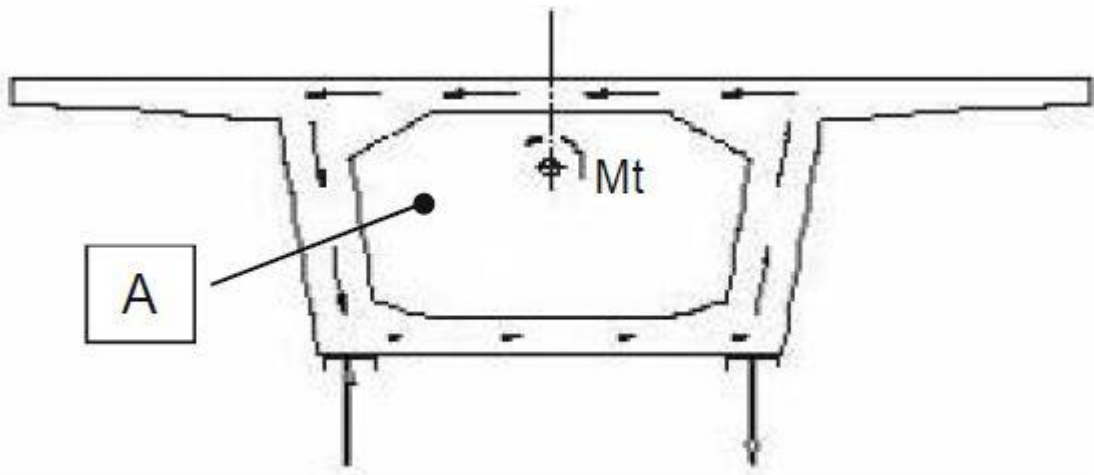


А - діафрагма

**Рисунок ОО.1 - Горизонтальний зсув і реакція в зонах обпирання**

A Diaphragm

**Figure OO.1 - Horizontal shear and reactions in bearings**



A - діафрагма

**Рисунок ОО.2 - Кручення в коробчастому перерізі і реакція в зонах обпирання**  
A Diaphragm

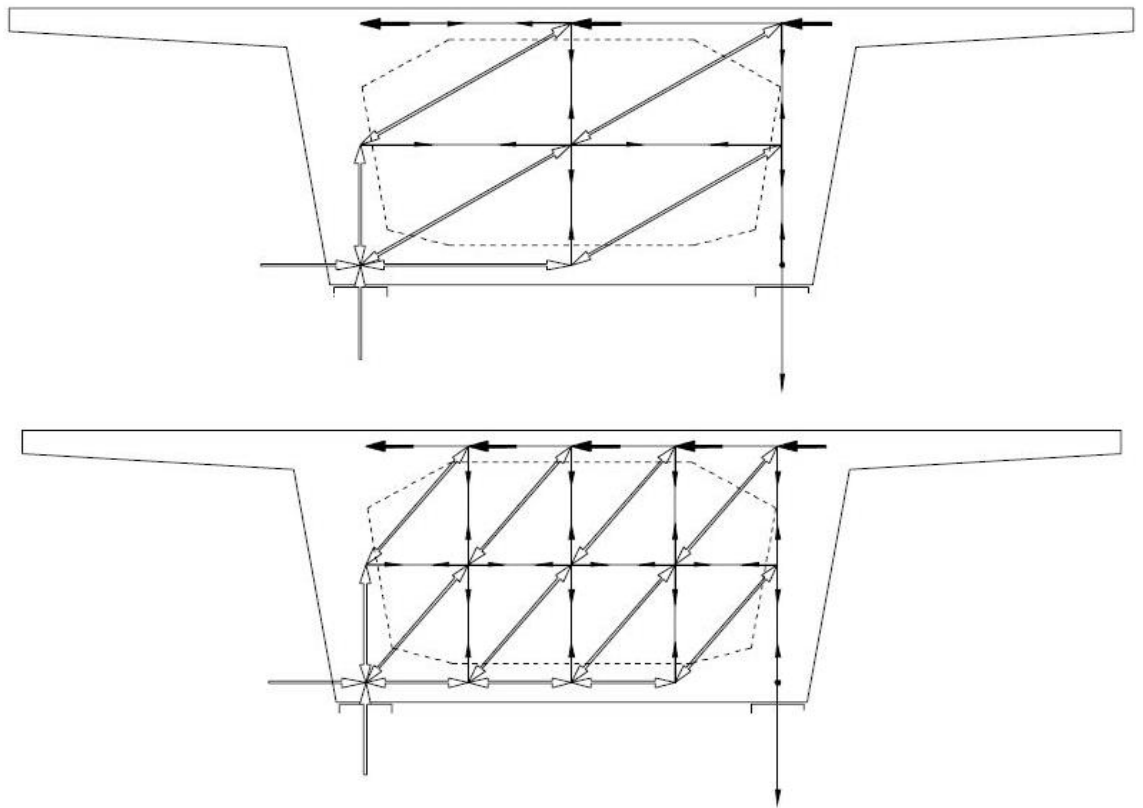
**Figure ОО.2 - Torsion in the deck and reactions in bearings**

(102) В цілому з рис. ОО.1 і ОО.2 видно, що передача сил від нижньої полиці і від стінок відбувається безпосередньо до опор без створення яких-небудь сил в центральній частині діафрагми. Сили від верхньої полиці призводять до утворення сил, прикладених до діафрагми, на які розраховується елемент. На рис. ОО.3 і ОО.4 показано можливі механізми опору, які можуть використовуватися для добору необхідної арматури для елементів даного типу.

(103) Як правило, не треба перевіряти вузли або стиснуті елементи, якщо товщина діафрагми не менше розміру опорної поверхні в поздовжньому напрямку моста. В цьому випадку необхідно перевірити тільки вузли обпирання.

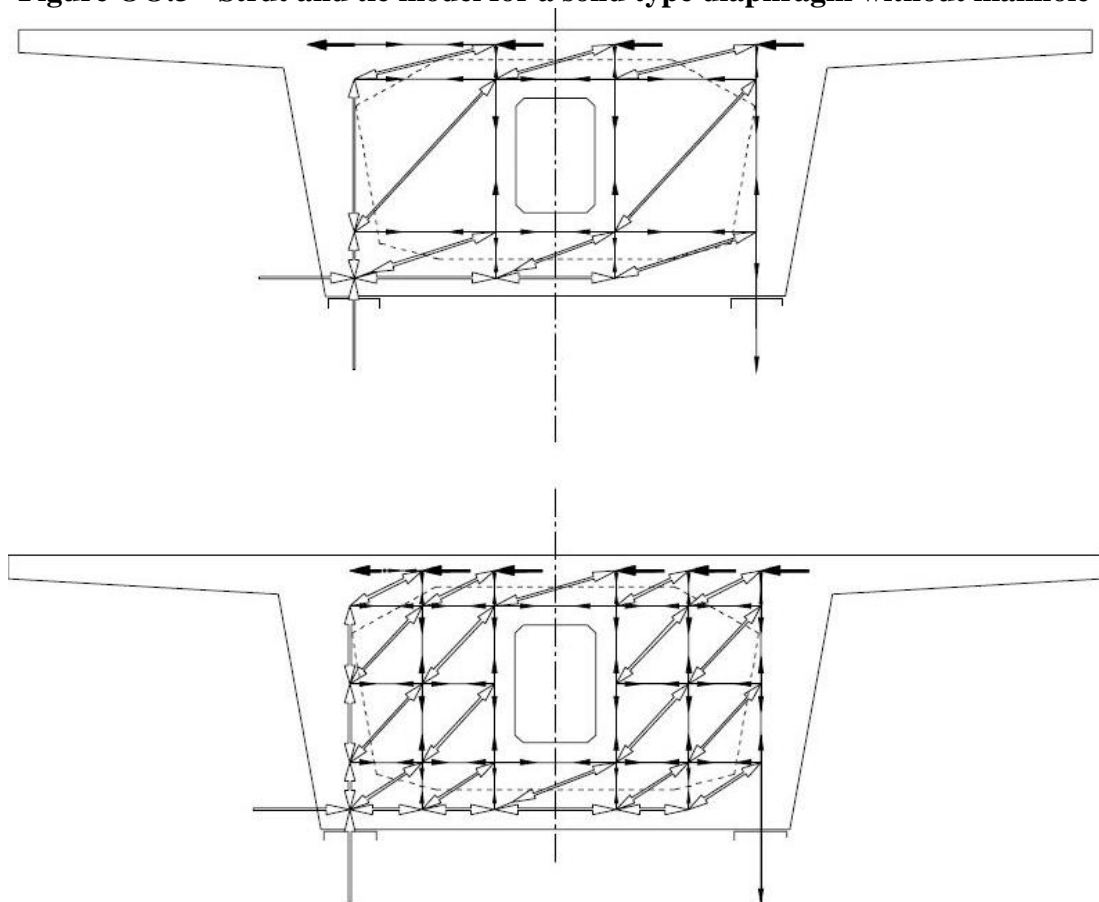
(102) In general, from Figures ОО.1 and ОО.2 it can be seen that the flow of the forces from the lower flange and from the webs is channelled directly to the supports without any forces being induced in the central part of the diaphragm. The forces from the upper flange result in forces being applied to the diaphragm and these determine the design of the element. Figures ОО.3 and ОО.4 identify possible resistance mechanisms that can be used to determine the necessary reinforcement for elements of this type.

(103) Generally, it is not necessary to check nodes or struts when the thickness of the diaphragm is equal to or greater than the dimension of the support area in the longitudinal direction of the bridge. In these circumstances, it is then only necessary to check the support nodes.



**Рисунок 00.3 - Модель стиснутих і розтягнутих елементів для суцільної діафрагми без люка**

**Figure 00.3 - Strut and tie model for a solid type diaphragm without manhole**



**Рисунок 00.4 - Модель стиснутих і розтягнутих елементів для суцільної діафрагми з люком**

**Figure 00.4 - Strut and tie model for a solid type diaphragm with manhole**

## ОО.2 Діафрагми в коробчастих прогонових будовах без безпосереднього обпирання стінок на опорні частини

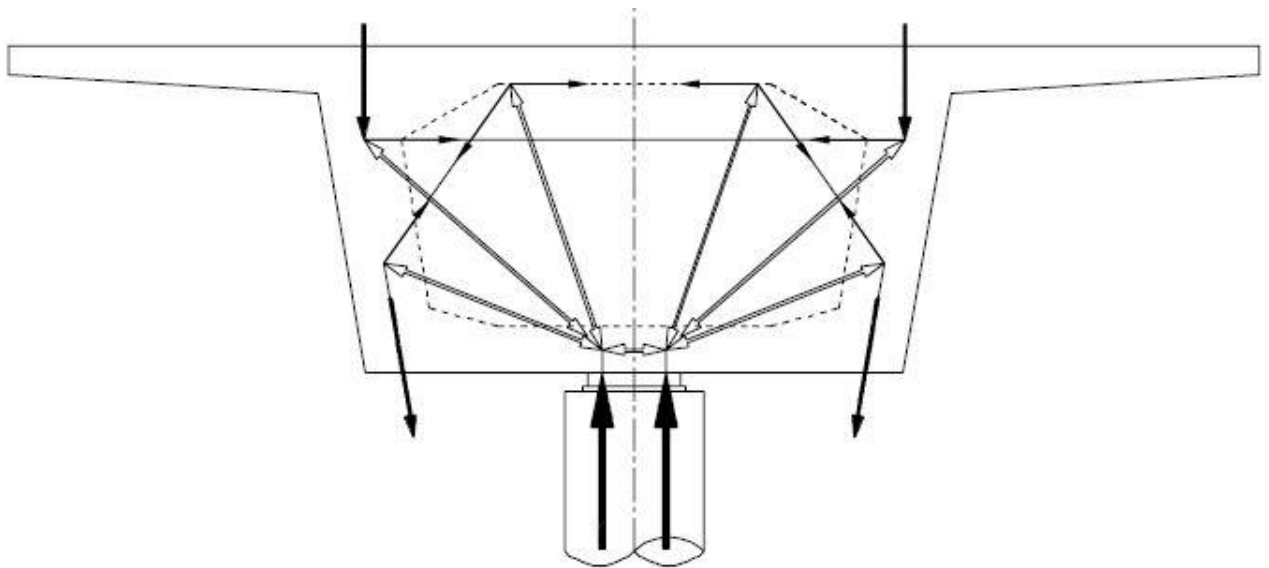
(101) В цьому випадку на додаток до зсуву вздовж горизонтальної осі, а також до ефекту кручення (за наявності більш ніж однієї опори), діафрагма повинна передавати сили вертикального зсуву від стінок до місця обпирання.

Опорні вузли перевіряються з використанням критеріїв, наведених в 6.5 і 6.7 EN 1992-1-1.

## ОО.2 Diaphragms for indirect support of deck webs on bearings

(101) In this case, in addition to the shear along the horizontal axis and, in the case of more than one support, the effect of the torsion, the diaphragm must transmit the vertical shear forces, transferred from the webs, to the bearing or bearings.

The nodes at the bearings must be checked using the criteria given in 6.5 and 6.7 of EN 1992-1-1.

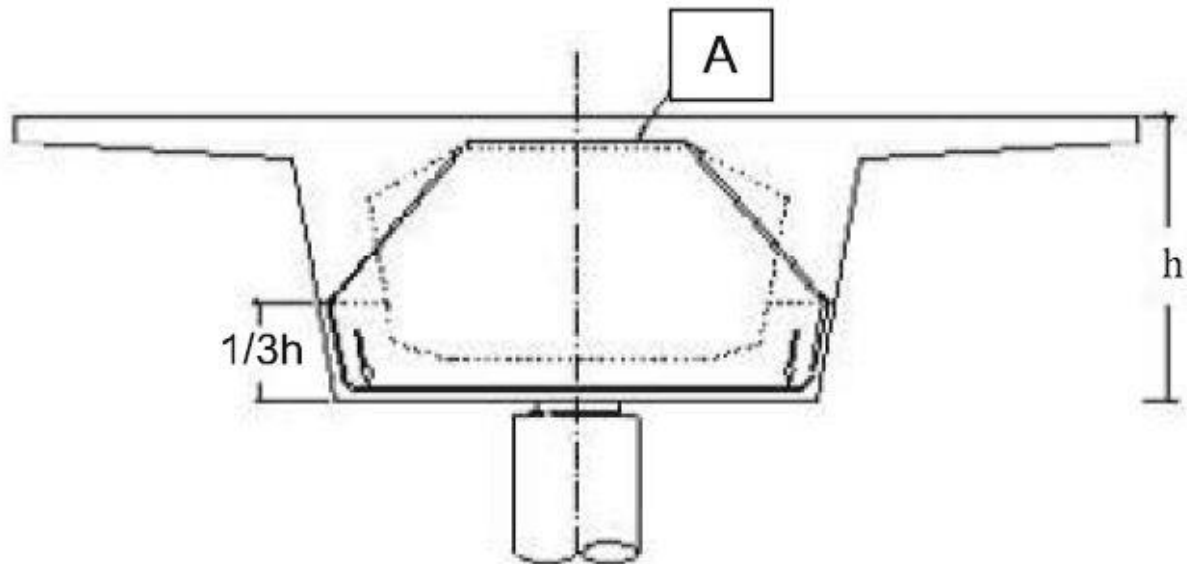


**Рисунок ОО.5 - Діафрагми поза зонами обпирання. Модель стиснутих і розтягнутих елементів**

### Figure ОО.5 - Diaphragms with indirect support. Strut and tie model

(102) Розрахунок арматури повинен виконуватися на зусилля розтягнутих елементів, які були отримані в результаті дії використовуваних механізмів опору з урахуванням обмежень натягнення в арматурі, вказаних в 6.5 EN 1992-1-1. В даному випадку - через спосіб передачі вертикального зсуву необхідно забезпечити арматурне посилення підвіски. Якщо для цієї мети застосовуються похилі стержні, то необхідно надати особливої уваги стану анкерування (рис. ОО.6).

(102) Reinforcement should be designed for the tie forces obtained from the resistance mechanisms adopted, taking account of limitations on tension in the reinforcement indicated in 6.5 of EN 1992-1-1. In general, due to the way in which vertical shear is transmitted, it will be necessary to provide suspension reinforcement. If inclined bars are used for this, special attention should be paid to the anchorage conditions (Figure ОО.6).



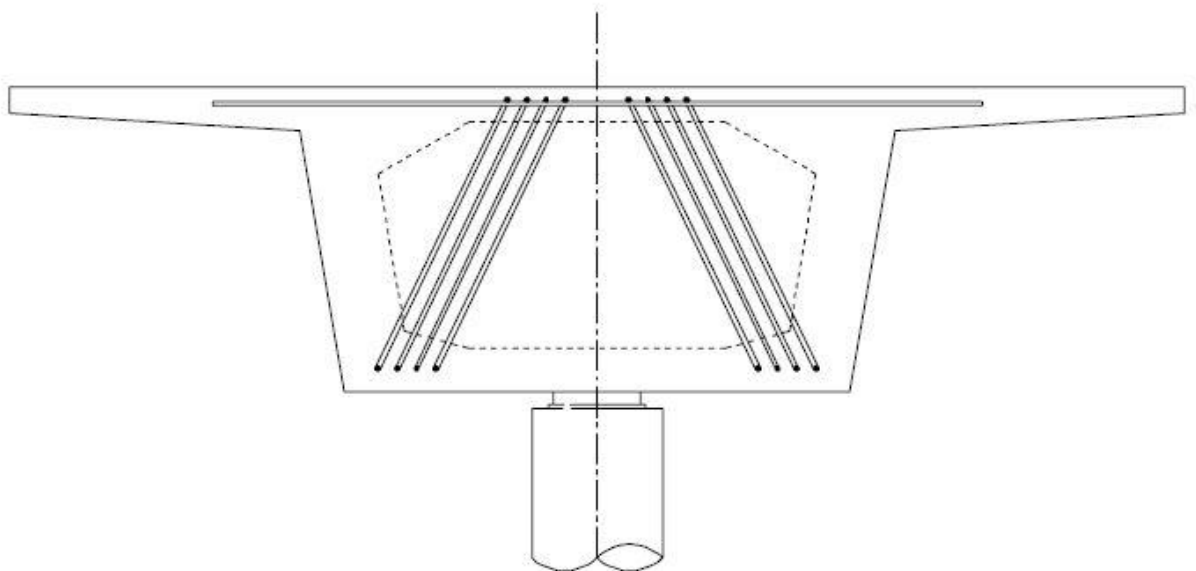
A - діафрагма

**Рисунок ОО.6 - Діафрагми поза зонами обпирання. Анкерування арматури підвіски**  
**A Reinforcement**

**Figure OO.6 - Diaphragms with indirect support. Anchorage of the suspension reinforcement**

(103) Якщо арматура підвіски має вид замкнутих арматурних хомутиків, то вони повинні охоплювати арматуру верхньої поверхні коробчастої балки (рис. ОО.7).

(103) If the suspension reinforcement is provided in the form of closed stirrups, these must enclose the reinforcement in the upper face of the box girder (Figure OO.7).



**Рисунок ОО.7 - Діафрагми поза зонами обпирання. З'єднання, що використовуються як арматура підвіски**

**Figure OO.7 - Diaphragms with indirect support. Links as suspension reinforcement**

(104) Якщо використовується попереднє напруження, наприклад, попередньо напружувана арматура з натягненням на бетон, то в проєкті повинен бути чітко вказаний порядок натягнення (попереднє напруження діафрагми звичайно виконується

(104) In cases where prestressing is used, such as post-tensioned tendons, the design will clearly define the order in which these have to be tensioned (diaphragm prestressing should generally be carried out before longitudinal prestressing). Special attention should be paid to the losses in the

раніше, ніж поздовжнє натягнення). Особливу увагу необхідно звертати на втрати при попередньому напруженні з урахуванням невеликої довжини попередньо напружених арматурних елементів.

(105) На додаток до арматури, проекрованої на основі вищезгаданих механізмів опору, необхідна також конструктивна арматура, сконцентрована в зонах, розташованих над опорами.

### **ОО.3 Діафрагми в монолітних з'єднаннях «настил - опора моста»**

(101) У випадках, коли прогонова будова і опора моста спільно замонолічені, в опорі виникає момент, рівний різниці моментів прогонової будови в сусідніх прогонах по обидві сторони опори. Передача моменту від прогону до опори і створює сили, додаткові до вказаних вище.

(102) Для трикутних діафрагм (рис. ОО.8) передача вертикального навантаження і зусилля, створеного різницею моментів, здійснюється безпосередньо до того часу, поки зберігається цілісність стиснутих елементів і перекриття (або анкерування) розтягнутої арматури.

(103) При використанні подвійної вертикальної діафрагми напрям передачі сил від прогонів до опор складніший. В цьому випадку необхідно ретельно перевірити безперервність стиснення.

prestressing, given the short length of the tendons.

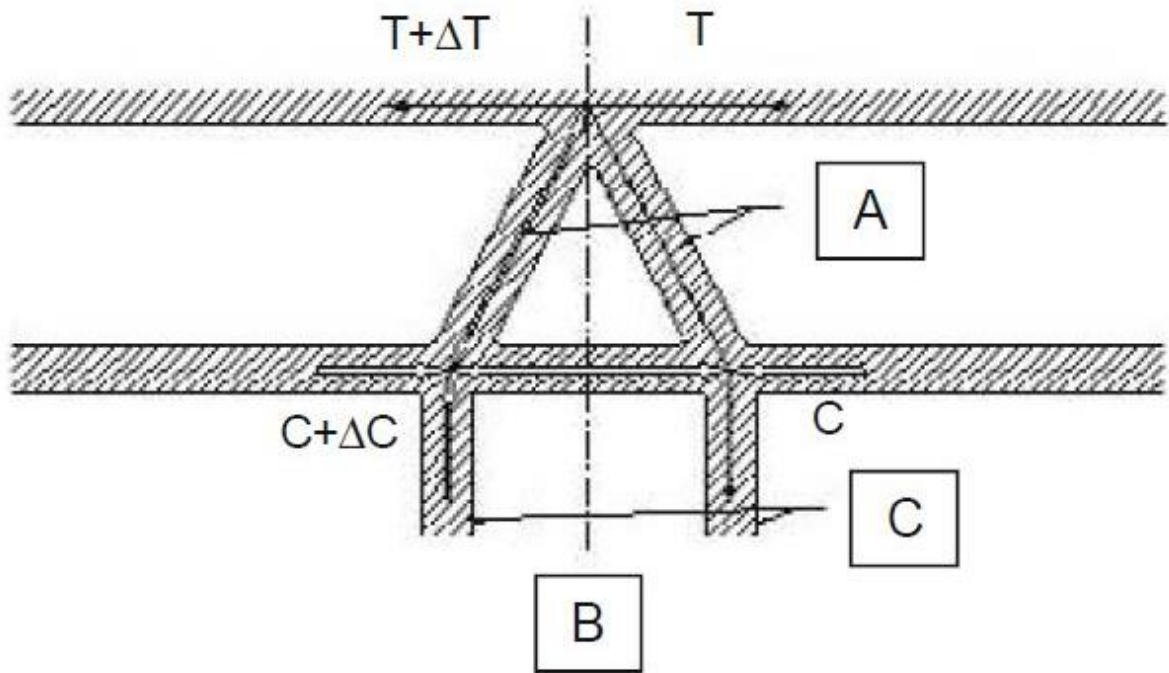
(105) In addition to the reinforcement obtained on the basis of the resistance mechanisms identified above, it will be necessary to have the load reinforcement concentrated on the area located on the supports.

### **ОО.3 Diaphragms in monolithic deck-pier joints**

(101) In cases where the deck and pier are monolithic, the difference in deck moments in adjacent spans on either side of the pier must be transmitted to the pier. This moment transmission will generate additional forces to those identified in the previous clauses.

(102) In the case of triangular diaphragms (Figure ОО.8), transmission of the vertical load and the force caused by the difference in moments is direct, as long as the continuity of the compression struts and overlapping (or anchorage) of the tension reinforcement is provided.

(103) In the case of a double vertical diaphragm, the flow of forces from the deck to the piers is more complex. In this case, it is necessary to carefully check the continuity of the compression flow.



А - діафрагма; В - поздовжній переріз; З - опора моста  
**Рисунок 00.8 - Діафрагма в монолітному з'єднанні з подвійною діафрагмою:  
 еквівалентна система стиснутих і розтягнутих елементів**

A Diaphragm

B Longitudinal section

C Pier

**Figure 00.8 - Diaphragm in monolith joint with double diaphragm:  
 Equivalent system of struts and ties.**

**00.4 Діафрагми в прогонових будовах двотаврового перерізу і стінками над опорами**

(101) В цьому випадку діафрагми зазнаватимуть зусиль, створюваних передачею зсуву по горизонтальній осі (рис. 00.9), або (у випадку, якщо є дві опори) зусиллям, створеним перетворенням крутного моменту прогонової будови в пару сил (рис. 00.10).

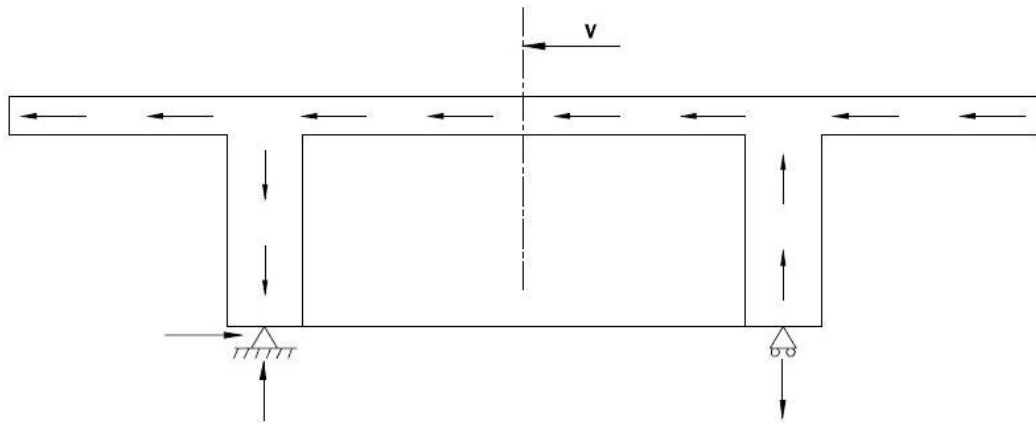
(102) З рис. 00.9 і 00.10 видно, що сили від стінок передаються безпосередньо на опори без створення проміжних сил в центральній частині діафрагми. Зусилля від полиці призводять до появи сил, що прикладаються до діафрагми, і це необхідно враховувати при проектуванні.

**00.4 Diaphragms in decks with double T sections and bearings under the webs**

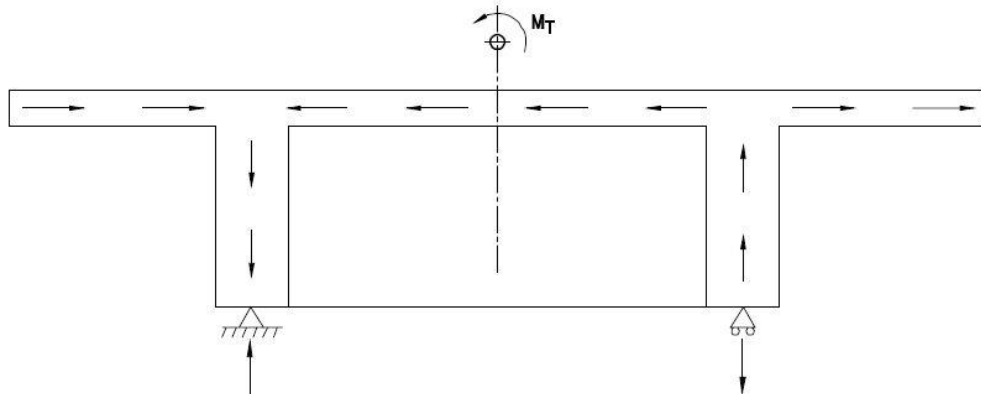
(101) In this case, the diaphragms will be subject to forces generated by the transmission of shear in the horizontal axis (Figure 00.9), or forces due to the transformation of the torsional moment in the deck into a pair of forces in the case where two supports are present (Figure 00.10).

(102) In general, from Figures 00.9 and 00.10, it can be seen that the flow of forces from the webs is channelled directly at the supports without any forces being induced in the central part of the diaphragm. The forces from the upper flange result in forces being applied to the diaphragm and these have to be considered in the design.





**Рисунок 00.9 - Горизонтальний зсув і реакції в опорах**  
**Figure 00.9 - Horizontal shear and reactions in supports**



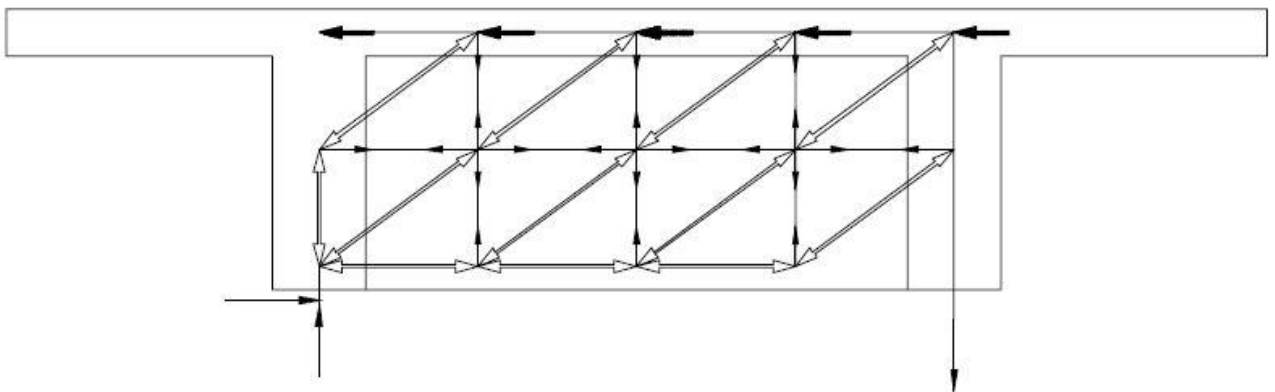
**Рисунок. 00.10 - Кручення в полиці прогонової будови і реакція в опорах**  
**Figure 00.10 - Torsion in the deck slab and reactions in the supports**

На рис. 00.11 показано можливий механізм опору, що дозволяє визначити характеристики необхідної арматури.

Якщо товщина діафрагми не менше розміру ділянки обпирання в поздовжньому напрямку моста, то необхідно перевірити тільки опорні вузли згідно 6.5 EN 1992-1-1.

Figure 00.11 shows a possible resistance mechanism that enables the required reinforcement to be determined.

In general, if the thickness of the diaphragm is equal to or greater than the dimension of the bearing area in the longitudinal direction of the bridge, it will only be necessary to check the support nodes in accordance with 6.5 of EN 1992-1-1.



**Рисунок 00.11 - Модель стиснутих і розтягнутих елементів в типовій діафрагмі**  
**Figure 00.11 - Model of struts and ties for a typical diaphragm of a slab**

**Додаток РР**  
(довідковий)

**Формат забезпечення надійності для  
нелінійного розрахунку**

**РР.1 Практичне застосування**

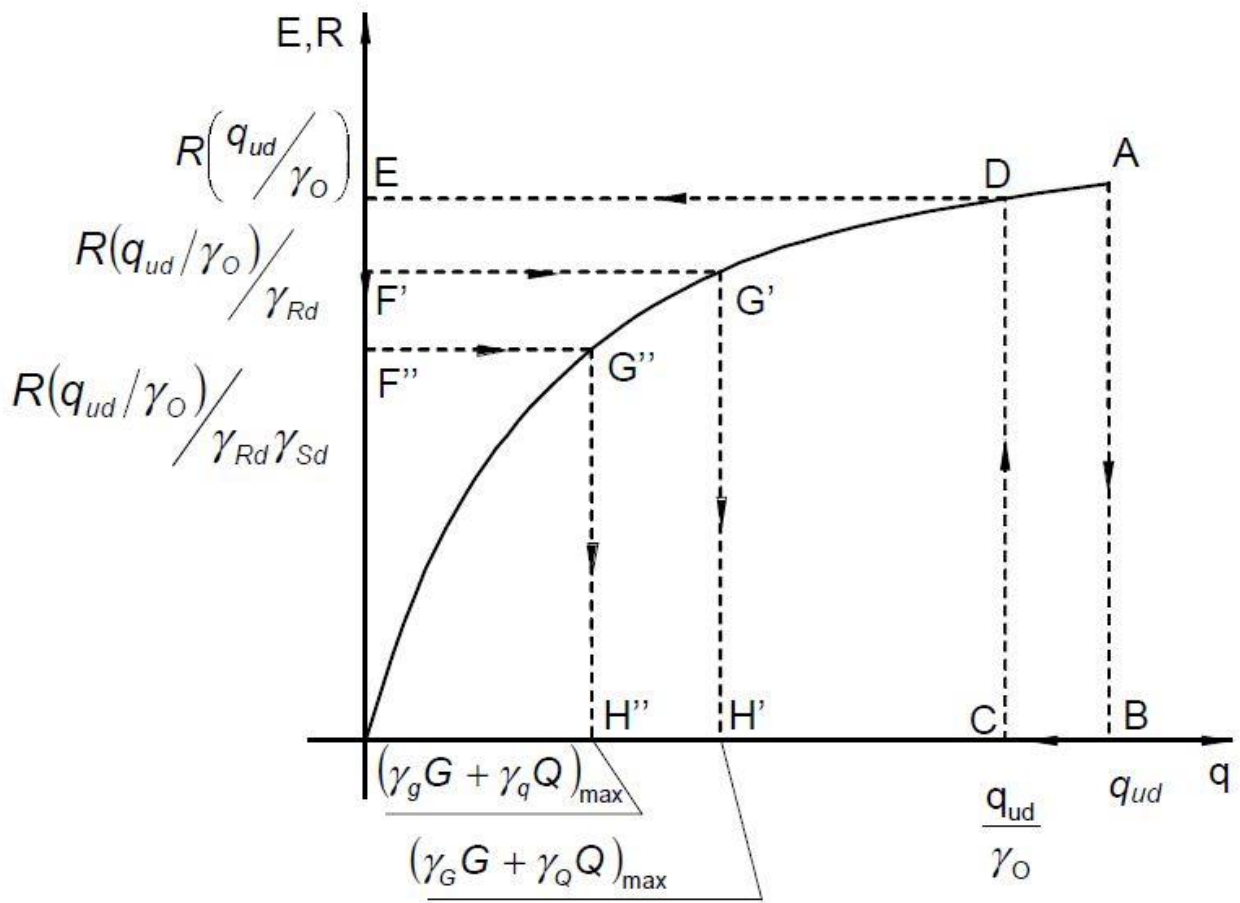
(101) Для скалярної комбінації внутрішніх дій на рис. РР.1 і РР.2 показано обернене застосування нерівностей (5.102a) і (5.102b) для характеристик конструкції, відмінних від пропорційних відповідно в меншу і більшу сторону.

**Annex РР**  
(informative)

**Safety format for non linear analysis**

**РР.1 Practical application**

(101) For the case of scalar combination of internal actions, reverse application of inequalities 5.102a and 5.102b is shown diagrammatically in Figures РР.1 and РР.2, for underproportional and overproportional structural behaviour respectively.

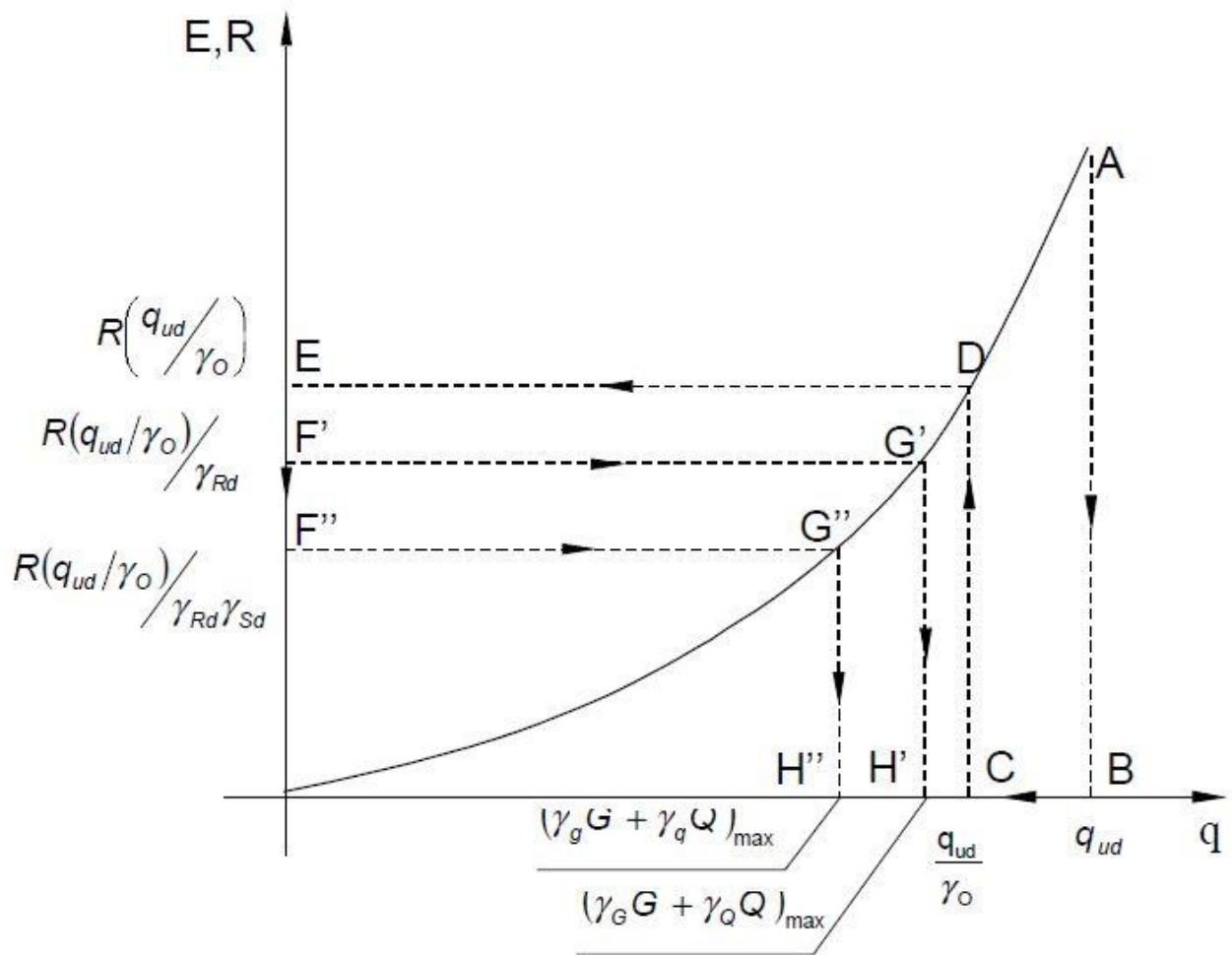


A - кінцева точка нелінійного аналізу

**Рисунок РР.1 - Застосування формату забезпечення надійності для скалярної характеристики, відмінної від пропорційної в меншу сторону**

A Final point of N.L. Analysis

**Figure РР.1 - Safety format application for scalar underproportional behaviour**



A - кінцева точка нелінійного аналізу

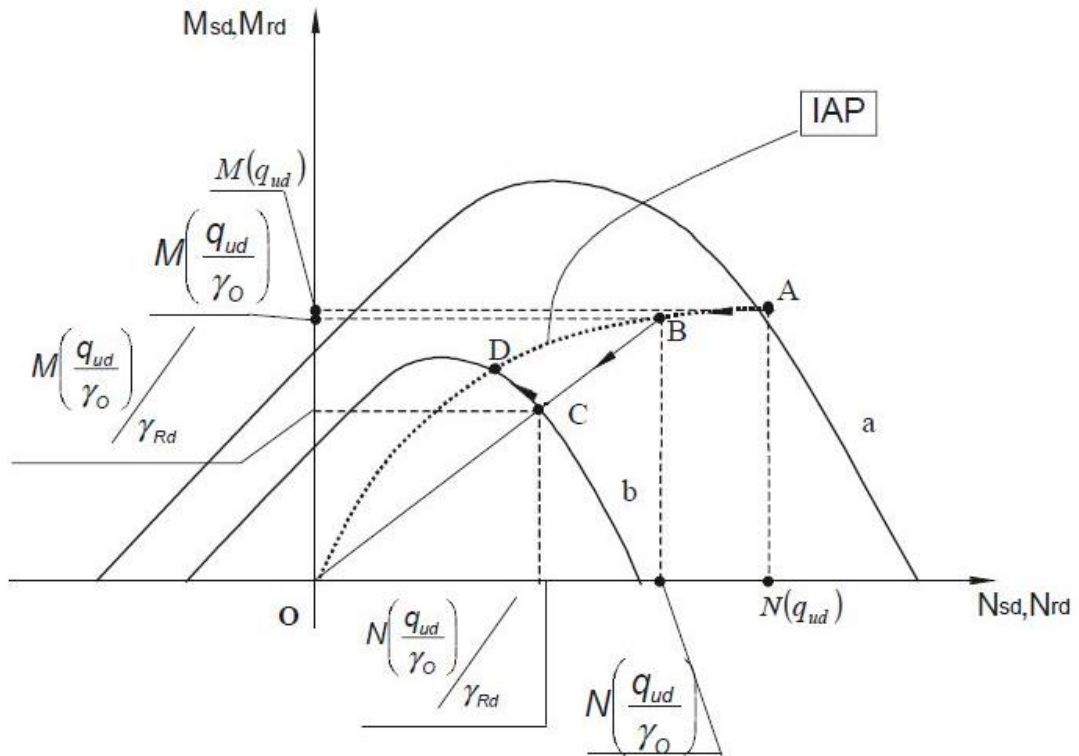
**Рисунок PP.2 - Застосування формату забезпечення надійності для скалярної характеристики, відмінної від пропорційної у більшу сторону**

A Final point of N.L. Analysis

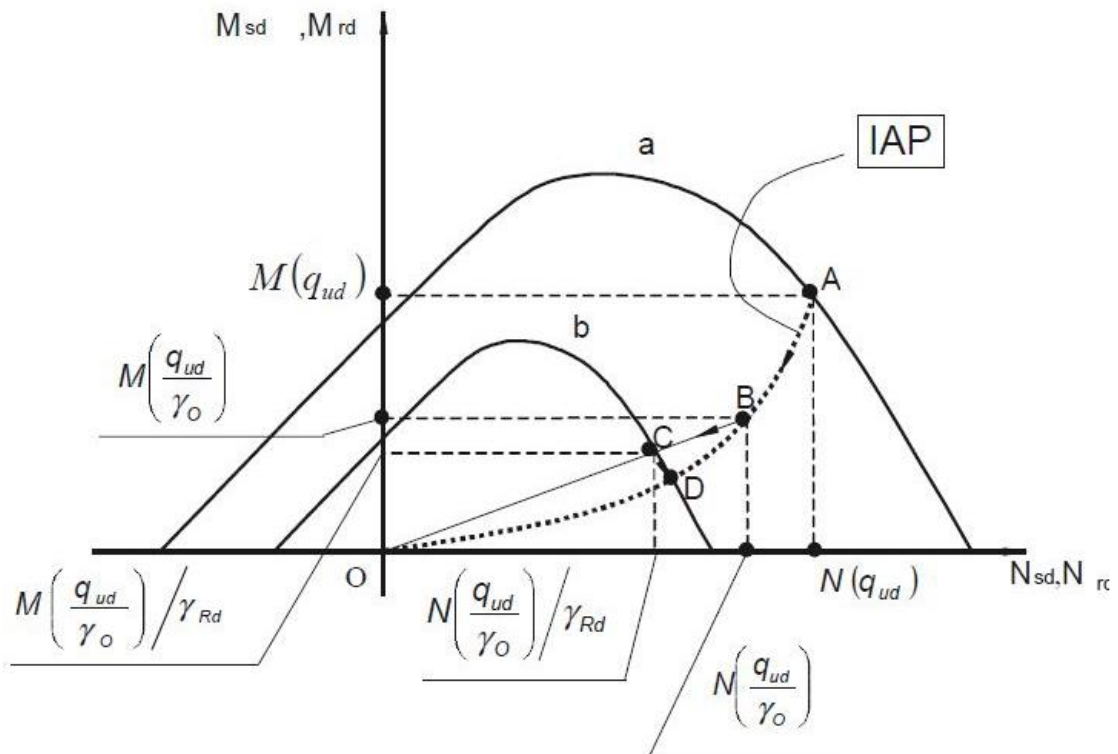
**Figure PP.2 - Safety format application for scalar over proportional behaviour**

(102) Для векторної комбінації внутрішніх дій на рис. PP.3 і PP.4 показано застосування нерівностей (5.102a) і (5.102b) для характеристик конструкції, відмінних від пропорційних відповідно в меншу і більшу сторону. Крива «а» - лінія руйнування; крива «b» отримана масштабуванням цієї лінії коефіцієнтами запасу  $\gamma_{Rd}$  і  $\gamma_o$ .

(102) For the case of vectorial combination of internal actions, the application of inequalities 5.102 a and b is illustrated in Figures PP.3 and PP.4, for underproportional and overproportional structural behaviour respectively. Curve a represents the failure line, while curve b is obtained by scaling this line by applying safety factors  $\gamma_{Rd}$  and  $\gamma_o$ .



A - кінцева точка нелінійного аналізу; IAP - траєкторія внутрішніх дій  
**Рисунок PP.3 - Застосування формату забезпечення надійності для векторної (M,N) характеристики, відмінної від пропорційної в меншу сторону**  
 A Final point of N.L. Analysis, IAP Internal actions path  
**Figure PP.3 - Safety format application for vectorial (M,N) underproportional behaviour**



A - кінцева точка нелінійного аналізу; IAP - траєкторія внутрішніх дій  
**Рисунок PP.4 - Застосування формату забезпечення надійності для векторної (M,N) характеристики, відмінної від пропорційної у більшу сторону**  
 A Final point of N.L. Analysis, IAP Internal actions path  
**Figure PP.4 - Safety format application for vectorial (M,N) overproportional behaviour**

На обох малюнках D - перетин траєкторії внутрішніх впливів і області забезпечення надійності «b».

Необхідно перевірити, чи точка з координатами  $M(\gamma_G G + \gamma_Q Q)$  і  $N(\gamma_G G + \gamma_Q Q)$ , тобто точка, відповідна внутрішнім діям (ефектам впливів, розкладених по чинниках), буде знаходитися в області забезпечення надійності «b».

Аналогічна процедура застосовується, якщо вводиться частковий коефіцієнт для модельної невизначеності  $\gamma_{sd}$ ; при цьому замість  $\gamma_{Rd}$  підставляється  $\gamma_{Rd}\gamma_{sd}$  і  $\gamma_G, \gamma_Q$  замість -  $\gamma_g$  і  $\gamma_q$ .

Аналогічні методи застосовуються для комбінацій  $N/M_x/M_y$  і  $n_x/n_y/n_{xy}$ .

**ПРИМІТКА** Якщо розглянуті методи застосовуються з  $\gamma_{Rd} = \gamma_{sd} = 1$  і  $\gamma_{O'} = 1,27$ , то умова надійності вважається виконаною, якщо  $M_{Ed} \leq M_{Rd}(q_{ud}/\gamma_{O'})$  і  $N_{Ed} \leq N_{Rd}(q_{ud}/\gamma_{O'})$ .

In both figures, D represents the intersection between the internal actions path and the safety domain “b”.

It should be verified that the point with coordinates  $M(\gamma_G G + \gamma_Q Q)$  and  $N(\gamma_G G + \gamma_Q Q)$

i.e. the point corresponding to the internal actions (the effects of factored actions), should remain within the safety domain “b”.

An equivalent procedure applies where the partial factor for model uncertainty  $\gamma_{sd}$  is introduced, but with  $\gamma_{Rd}$  substituted by  $\gamma_{Rd}\gamma_{sd}$  and  $\gamma_G, \gamma_Q$  substituted by  $\gamma_g, \gamma_q$ .

The same procedures applies for the combination of  $N/M_x/M_y$  or  $n_x/n_y/n_{xy}$ .

**NOTE** If the procedure with  $\gamma_{Rd} = \gamma_{sd} = 1$  and  $\gamma_{O'} = 1,27$  is applied, the safety check is satisfied if  $M_{Ed} \leq M_{Rd}(q_{ud}/\gamma_{O'})$  and  $N_{Ed} \leq N_{Rd}(q_{ud}/\gamma_{O'})$ .

## Додаток QQ (довідковий)

### Розрахунок за тріщиностійкістю стінок балок

В даний час прогнозування зсувних тріщин в стінках супроводжується значною модельною невизначеністю.

Якщо контроль зсувних тріщин визнається необхідним, особливо для попередньо напружених елементів, то характеристики армування, необхідного для контролю тріщиноутворення визначаються в такий спосіб:

1. Залежна від напрямку міцність бетону на розтягування  $f_{ctb}$  усередині стінок розраховується за формулою

$$f_{ctb} = \left(1 - 0,8 \frac{\sigma_3}{f_{ck}}\right) f_{ctk}; 0,05$$

де:

$f_{ctb}$  міцність бетону на розтягування до утворення тріщин в двовісному напруженому стані.

$\sigma_3$  максимальне головне стискальне напруження, узятє як додатна величина

$$\sigma_3 < 0,6 f_{ck}.$$

2. Максимальне головне розтягувальне напруження в стінці  $\sigma_1$  порівнюється з відповідною величиною міцності,  $f_{ctb}$  отриманою за формулою (QQ.101).

Якщо  $\sigma_1 < f_{ctb}$ , то в поздовжньому напрямку повинне бути передбачено мінімальне армування згідно 7.3.2.

Якщо  $\sigma_1 \geq f_{ctb}$ , то ширину тріщини необхідно контролювати відповідно до 7.3.3 або виконати розрахунок і перевірку згідно 7.3.4 і 7.3.1, враховуючи кут між напрямками головного напруження і арматури.

## Annex QQ (informative)

### Control of shear cracks within webs

At present, the prediction of shear cracking in webs is accompanied by large model uncertainty.

Where it is considered necessary to check shear cracking, particularly for prestressed members, the reinforcement required for crack control can be determined as follows:

1. The directionally dependent concrete tensile strength  $f_{ctb}$  within the webs should be calculated from:

$$(QQ.101)$$

where:

$f_{ctb}$  is the concrete tensile strength prior to cracking in a biaxial state of stress.

$\sigma_3$  is the larger compressive principal stress, taken as positive

$$\sigma_3 < 0,6 f_{ck}.$$

2. The larger tensile principal stress  $\sigma_1$  in the web is compared with the corresponding strength  $f_{ctb}$  obtained from expression (QQ 101).

If  $\sigma_1 < f_{ctb}$ , the minimum reinforcement in accordance with 7.3.2 should be provided in the longitudinal direction.

If  $\sigma_1 \geq f_{ctb}$ , the crack width should be controlled in accordance with 7.3.3 or alternatively calculated and verified in accordance with 7.3.4 and 7.3.1, taking into account the angle of deviation between the principal stress and reinforcement directions.

Код УКНД 91.080.01; 91.010.30; 91.080.40

**Ключові слова:** проектування, надійність, безпека, деформація, несуча здатність, єврокод,

Заст. директора з наукової  
роботи ДерждорНДІ,  
канд. техн. наук

А.Фаль

Науковий керівник,  
зав. відділу штучних споруд,  
канд. техн. наук

Р.Полюга

Провідний науковий співробітник,  
канд. техн. наук

П.Коваль