



НАЦІОНАЛЬНИЙ СТАНДАРТ УКРАЇНИ

ЄВРОКОД 4

**Проектування сталезалізобетонних конструкцій.
Частина 2. Загальні правила і правила для мостів
(EN 1994-2:2005, IDT)**

ДСТУ-Н Б EN 1994-2:201X

(Проект, перша редакція)

English Version

**Eurocode 4 - Design of composite steel and concrete structures
- Part 2: General rules and rules for bridges**

Eurocode 4 - Calcul des structures mixtes acier-béton
-
Partie 2: Règles générales et règles pour les ponts

Eurocode 4 - Bemessung und konstruktion von
Verbundtragwerken aus Stahl und Beton - Teil 2:
Allgemeine Bemessungsregeln und
Anwendungsregeln für Brücken

This European Standard was approved by CEN on 7 July 2005.

CEN members are bound to comply with the CEN/CENELEC Internal Regulations which stipulate the conditions for giving this European Standard the status of a national standard without any alteration. Up-to-date lists and bibliographical references concerning such national standards may be obtained on application to the Central Secretariat or to any CEN member.

This European Standard exists in three official versions (English, French, German). A version in any other language made by translation under the responsibility of a CEN member into its own language and notified to the Central Secretariat has the same status as the official versions.

CEN members are the national standards bodies of Austria, Belgium, Cyprus, Czech Republic, Denmark, Estonia, Finland, France, Germany, Greece, Hungary, Iceland, Ireland, Italy, Latvia, Lithuania, Luxembourg, Malta, Netherlands, Norway, Poland, Portugal, Slovakia, Slovenia, Spain, Sweden, Switzerland and United Kingdom.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION
COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION
EUROPÄISCHES KOMITEE FÜR NORMUNG

Management Centre: rue de Stassart, 36 B-1050 Brussels

EUROPEAN STANDARD
NORME EUROPÉENNE
EUROPÄISCHE NORM

EN 1994-2

October 2005

ICS 91.010.30; 91.080.10; 91.080.40; 93.040

На заміну ENV 1994-2:1997

Єврокод 4: Проектування сталезалізобетонних елементів Частина 2: Загальні правила і правила для мостів

Єврокод 4: Проектування сталезалізобетонних елементів

Частина 2: Загальні правила і правила для мостів

Цей європейський стандарт був затверджений ЄКН (Європейський комітет з нормалізації) 7 липня 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, Естонія, Фінляндія, Франція, Германія, Греція, Угорщина, Ісландія, Ірландія, Італія, Латвія, Литва, Люксембург, Мальта, Нідерланди, Норвегія, Польща, Португалія, Словачія, Словенія, Іспанія, Швеція, Швейцарія та Велика Британія.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION
COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION
EUROPÄISCHES KOMITEE FÜR NORMUNG

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

		C.
ЗМІСТ	CONTENTS	
ВСТУП	FOREWORD	
Розділ 1 Загальні відомості	Section 1 General	
1.1 Мета та сфера застосування	1.1 Scope	
НАЦІОНАЛЬНІ СТАНДАРТИ, ЩО ІМПЛЕМЕНТУЮТЬ ЄВРОКОДИ	NATIONAL STANDARDS IMPLEMENTING EUROCODES	
1.1.1 Сфера застосування Єврокода 4	1.1.1 Scope of Eurocode 4	
1.1.2 Сфера застосування частини 1-1 Єврокода 4	1.1.2 Scope of Part 1-1 of Eurocode 4	
1.1.3 Сфера застосування частини 2 Єврокода 4	1.1.3 Scope of Part 2 of Eurocode 4	
1.2 Нормативні посилання	1.2 Normative references	
1.2.1 Посилання на загальні стандарти	1.2.1 General reference standards	
1.2.2 Посилання на інші стандарти	1.2.2 Other reference standards	
1.2.3 Додаткові загальні та інші нормативні документи	1.2.3 Additional general and other reference standards for composite bridges	
1.3 Припущення	1.3 Assumptions	
1.4 Відмінності між принципами і правилами застосування	1.4 Distinction between principles and application rules	
1.5 Терміни і визначення	1.5 Definitions	
1.5.1 Загальні положення	1.5.1 General	
1.5.2 Додаткові терміни і визначення, які використано в цьому стандарті	1.5.2 Additional terms and definitions used in this Standard	
1.5.2.1 Сталезалізобетонний елемент	1.5.2.1 Composite member	
1.5.2.2 Зсувне з'єднання	1.5.2.2 Shear connection	
1.5.2.3 Сумісна робота конструкції	1.5.2.3 Composite behaviour	
1.5.2.4 Сталезалізобетонна балка	1.5.2.4 Composite beam	
1.5.2.5 Сталезалізобетонна стійка	1.5.2.5 Composite column	
1.5.2.6 Сталезалізобетонна плита	1.5.2.6 Composite slab	
1.5.2.7 Сталезалізобетонна рама	1.5.2.7 Composite frame	
1.5.2.8 Об'єднання елементів пакету	1.5.2.8 Composite joint	
1.5.2.9 Обперті конструкція або елемент	1.5.2.9 Propped structure or member	
1.5.2.10 Необперті конструкція або елемент	1.5.2.10 Un-propped structure or memb	
1.5.2.11 Жорсткість при згині без урахування виникнення тріщин в залізобетоні	1.5.2.11 Un-cracked flexural stiffness	
1.5.2.12 Жорсткість при згині з урахуванням виникнення тріщин в залізобетоні	1.5.2.12 Cracked flexural stiffness	
1.5.2.13 Попереднє напруження	1.5.2.13 Prestress	
1.5.2.14 Настил балковий	1.5.2.14 Filler beam deck	
1.5.2.15 Сталезалізобетонна пластина	1.5.2.15 Composite plate	
1.6 Символи	1.6 Symbols	

Розділ 2 Основи проектування	Section 2 Basis of design	
2.1 Вимоги	2.1 Requirements	
2.2 Принципи розрахунку за граничним станом	2.2 Principles of limit states design	
2.3 Базисні змінні	2.3 Basic variables	
2.3.1 Вплив довкілля	2.3.1 Actions and environmental influences	
2.3.2 Властивості матеріалів та виробів	2.3.2 Material and product properties	
2.3.3 Класифікація впливів	2.3.3 Classification of actions	
2.4 Перевірка за методом граничних станів	2.4 Verification by the partial factor method	
2.4.1 Розрахункові значення	2.4.1 Design values	
2.4.1.1 Розрахункові значення впливів	2.4.1.1 Design values of actions	
2.4.1.2 Розрахункові значення властивостей матеріалів та виробів	2.4.1.2 Design values of material or product properties	
2.4.1.3 Розрахункові значення геометричних даних	2.4.1.3 Design values of geometrical data	
2.4.1.4 Розрахункові опори	2.4.1.4 Design resistances	
2.4.2 Сполучення впливів	2.4.2 Combination of actions	
2.4.3 Перевірка статичної рівноваги (EQU)	2.4.3 Verification of static equilibrium (EQU)	
Розділ 3 Матеріали	Section 3 Materials	
3.1 Бетон	3.1 Concrete	
3.2 Арматурна сталь для мостів	3.2 Reinforcing steel for bridges	
3.3 Конструкційна сталь для мостів	3.3 Structural steel for bridges	
3.4 Анкерні пристрої	3.4 Connecting devices	
3.4.1 Загальні положення	3.4.1 General	
3.4.2 Елементи анкерних пристроїв у вигляді стержнів з голівками	3.4.2 Headed stud shear connectors	
3.5 Напружена арматура та анкери	3.5 Prestressing steel and devices	
3.6 Розтягнені сталеві компоненти	3.6 Tension components in steel	
Розділ 4. Довговічність	Section 4 Durability	
4.1 Загальні положення	4.1 General	
4.2 Антикорозійний захист на поверхні контакту сталі з бетоном в мостах	4.2 Corrosion protection at the steel-concrete interface in bridges	
Розділ 5. Розрахунок конструкцій	Section 5 Structural analysis	
5.1 Моделювання конструкцій для розрахунку	5.1 Structural modelling for analysis	
5.1.1 Моделювання конструкцій і загальні припущення	5.1.1 Structural modelling and basic assumptions	
5.1.2 Моделювання об'єднань елементів	5.1.2 Joint modelling	
5.1.3 Взаємодія «грунт-конструкція»	5.1.3 Ground-structure interaction	
5.2 Стійкість конструкції	5.2 Structural stability	
5.2.1 Ефекти викликані деформацією геометричної схеми конструкції	5.2.1 Effects of deformed geometry of the structure	
5.2.2 Методи розрахунку мостів	5.2.2 Methods of analysis for bridges	
5.3 Дефекти	5.3 Imperfections	
5.3.1 Основи	5.3.1 Basis	

5.3.2 Дефекти мостів	5.3.2 Imperfections for bridges	
5.4 Розрахунок на зовнішні впливи	5.4 Calculation of action effects	
5.4.1 Методи загального розрахунку	5.4.1 Methods of global analysis	
5.4.1.1 Загальні положення	5.4.1.1 General	
5.4.1.2 Ефективна ширина полиць при розрахунках на зсув елементів пакету	5.4.1.2 Effective width of flanges for shear lag	
5.4.2 Лінійний пружний розрахунок	5.4.2 Linear elastic analysis	
5.4.2.1 Загальні положення	5.4.2.1 General	
5.4.2.2 Повзучість та усадка	5.4.2.2 Creep and shrinkage	
5.4.2.3 Впливи тріщиноутворення в бетоні	5.4.2.3 Effects of cracking of concrete	
5.4.2.4 Етапи та послідовність будівництва	5.4.2.4 Stages and sequence of construction	
5.4.2.5 Температурні впливи	5.4.2.5 Temperature effects	
5.4.2.6 Попереднє напруження за допомогою контрольованих деформацій елементів	5.4.2.6 Pre-stressing by controlled imposed deformations	
5.4.2.7 Попереднє напруження за допомогою натягування арматури	5.4.2.7 Pre-stressing by tendons	
5.4.2.8 Розтягнені елементи у залізобетонних мостах	5.4.2.8 Tension members in composite bridges	
5.4.2.9 Балкові настили для мостів	5.4.2.9 Filler beam decks for bridges	
5.4.3 Нелінійний загальний розрахунок мостів	5.4.3 Non-linear global analysis for bridges	
5.4.4 Сполучення загальних і місцевих впливів	5.4.4 Combination of global and local action effects	
5.5 Класифікація поперечних перерізів	5.5 Classification of cross-sections	
5.5.1 Загальні положення	5.5.1 General	
5.5.2 Класифікація сталезалізобетонних перерізів без бетонної оболонки	5.5.2 Classification of composite sections without concrete encasement	
5.5.3 Класифікація перерізів балкових настилів для мостів	5.5.3 Classification of sections of filler beam decks for bridges	
Розділ 6. Граничні стани за несною здатністю	Section 6 Ultimate limit states	
6.1 Балки	6.1 Beams	
6.1.1 Балки мостів – загальні положення	6.1.1 Beams in bridges - General	
6.1.2 Ефективна ширина для перевірки поперечних перерізів	6.1.2 Effective width for verification of cross-sections	
6.2 Опір поперечних перерізів балок	6.2 Resistances of cross-sections of beams	
6.2.1 Опір згину	6.2.1 Bending resistance	
6.2.1.1 Загальні положення	6.2.1.1 General	
6.2.1.2 Пластичний граничний момент $M_{pl,Rd}$	6.2.1.2 Plastic resistance moment $M_{pl,Rd}$ of a composite cross-section	
6.2.1.3 Додаткові правила для балок мостів	6.2.1.3 Additional rules for beams in bridges	
6.2.1.4 Нелінійний опір згину	6.2.1.4 Non-linear resistance to bending	
6.2.1.5 Пружний опір згину	6.2.1.5 Elastic resistance to bending	

6.2.2 Опір	6.2.2 Resistance to vertical shear	
6.2.2.1 Сфера застосування	6.2.2.1 Scope	
6.2.2.2 Пластичний опір вертикальному зсуву	6.2.2.2 Plastic resistance to vertical shear	
6.2.2.3 Опір втраті стійкості при зсуві	6.2.2.3 Shear buckling resistance	
6.2.2.4 Згин і поперечна сила	6.2.2.4 Bending and vertical shear	
6.2.2.5 Додаткові правила для балок мостів	6.2.2.5 Additional rules for beams in bridges	
6.3 Балкові настили	6.3 Filler beam decks	
6.3.1 Сфера застосування	6.3.1 Scope	
6.3.2 Загальні положення	6.3.2 General	
6.3.3 Згинальні моменти	6.3.3 Bending moments	
6.3.4 Вертикальний зсув	6.3.4 Vertical shear	
6.3.5 Міцність та стійкість сталевих балок при виготовленні	6.3.5 Resistance and stability of steel beams during execution	
6.4 Поздовжній згин з крученням сталезалізобетонних балок	6.4 Lateral-torsional buckling of composite beams	
6.4.1 Загальні положення	6.4.1 General	
6.4.2 Балки мостів з постійними поперечними перерізами класів 1, 2 і 3	6.4.2 Beams in bridges with uniform cross-sections in Class 1, 2 and 3	
6.4.3 Загальні методи розрахунку стійкості елементів і конструкцій при поздовжньому згині	6.4.3 General methods for buckling of members and frames	
6.4.3.1 Загальний метод	6.4.3.1 General method	
6.4.3.2 Спрощений метод	6.4.3.2 Simplified method	
6.5 Поперечні сили в стінках балок	6.5 Transverse forces on webs	
6.5.1 Загальні положення	6.5.1 General	
6.5.2 Вигін стінок під впливом полиць	6.5.2 Flange-induced buckling of webs	
6.6 З'єднання зсувне	6.6 Shear connection	
6.6.1 Загальні положення	6.6.1 General	
6.6.1.1 Основи проектування	6.6.1.1 Basis of design	
6.6.1.2 Граничні стани за несною здатністю за виключенням втомних	6.6.1.2 Ultimate limit states other than fatigue	
6.6.2 Поздовжні зсувні сили в балках мостів	6.6.2 Longitudinal shear force in beams for bridges	
6.6.2.1 Балки, в яких теорія пружності або нелінійності використовується для розрахунку опорів поперечних перерізів	6.6.2.1 Beams in which elastic or non-linear theory is used for resistances of cross-sections	
6.6.2.2 Балки в мостах з поперечними перерізами класу 1 або 2	6.6.2.2 Beams in bridges with some cross-sections in Class 1 or 2 and inelastic behaviour	
6.6.2.3 Місцеві впливи концентрованої поздовжньої зсувної сили	6.6.2.3 Local effects of concentrated longitudinal shear force due to introduction of longitudinal forces	
6.6.2.4 Локальні впливи концентрованих поздовжніх сил при різкій зміні поперечного перерізу	6.6.2.4 Local effects of concentrated longitudinal shear force at sudden change of cross-section	

6.6.3 З'єднувальні стержні упорів з голівками в суцільних плитах і бетонній оболонці	6.6.3 Headed stud connectors in solid slabs and concrete encasement	
6.6.3.1 Розрахункові опори	6.6.3.1 Design resistance	
6.6.3.2 Вплив розтягу на опір зсуву	6.6.3.2 Influence of tension on shear resistance	
6.6.4 Стержні упорів з голівками, які викликають розколювання в напрямку товщини плити	6.6.4 Headed studs that cause splitting in the direction of the slab thickness	
6.6.5 Конструювання об'єднання елементів пакету і вплив способу спорудження	6.6.5 Detailing of the shear connection and influence of execution	
6.6.5.1 Опір роз'єднанню	6.6.5.1 Resistance to separation	
6.6.5.2 Захисний шар бетону та бетоні роботи на мостах	6.6.5.2 Cover and concreting	
6.6.5.3 Місцеве армування в плиті	6.6.5.3 Local reinforcement in the slab	
6.6.5.4 Виступи з плити за виключенням виступів, які, утворено з використанням профільованої сталевий опалубки про	6.6.5.4 Haunches other than formed by profiled steel sheeting	
6.6.5.5 Відстань між з'єднувальними пристроями	6.6.5.5 Spacing of connectors	
6.6.5.6 Розміри сталевий полиці	6.6.5.6 Dimensions of the steel flange	
6.6.5.7 З'єднувальні стержні упорів з голівками	6.6.5.7 Headed stud connectors	
6.6.6 Поздовжній зсув у бетонних плитах	6.6.6 Longitudinal shear in concrete slabs	
6.6.6.1 Загальні положення	6.6.6.1 General	
6.6.6.2 Розрахунковий опір поздовжньому зсуву	6.6.6.2 Design resistance to longitudinal shear	
6.6.6.3 Мінімальна поперечна арматура	6.6.6.3 Minimum transverse reinforcement	
6.7 Сталезалізобетонні стійки та сталі залізобетонні стиснені елементи	6.7 Composite columns and composite compression members	
6.7.1 Загальні положення	6.7.1 General	
6.7.2 Загальний метод проектування	6.7.2 General method of design	
6.7.3 Спрощений метод проектування	6.7.3 Simplified method of design	
6.7.3.1 Загальні положення та сфера застосування	6.7.3.1 General and scope	
6.7.3.2 Опір поперечних перерізів	6.7.3.2 Resistance of cross-sections	
6.7.3.3 Ефективна згинана жорсткість, коефіцієнт відносної кількості сталі та відносна гнучкість	6.7.3.3 Effective flexural stiffness, steel contribution ratio and relative slenderness	
6.7.3.4 Методи розрахунку та відхилення елементів	6.7.3.4 Methods of analysis and member imperfections	
6.7.3.5 Опір елементів при осьовому стисканні	6.7.3.5 Resistance of members in axial compression	
6.7.3.6 Опір елементів при сумісній дії стиску та згину в одній площині	6.7.3.6 Resistance of members in combined compression and uniaxial bending	
6.7.3.7 Сумісний вплив стиску та двоосьового згину	6.7.3.7 Combined compression and biaxial bending	
6.7.4 Зсувне з'єднання та прикладання навантаження	6.7.4 Shear connection and load introduction	
6.7.4.1 Загальні положення	6.7.4.1 General	

6.7.4.2 Прикладання навантаження	6.7.4.2 Load introduction	
6.7.4.3 Поздовжній зсув за межами області прикладення навантаження	6.7.4.3 Longitudinal shear outside the areas of load introduction	
6.7.5 Деталізація умов	6.7.5 Detailing Provisions	
6.7.5.1 Захисний шар бетону сталевих профілів та арматури	6.7.5.1 Concrete cover of steel profiles and reinforcement	
6.7.5.2 Поздовжня та поперечна арматура	6.7.5.2 Longitudinal and transverse reinforcement	
6.8 Витривалість	6.8 Fatigue	
6.8.1 Загальні положення	6.8.1 General	
6.8.2 Коефіцієнти для оцінки втоми елементів мостів	6.8.2 Partial factors for fatigue assessment of bridges	
6.8.3 Втомна міцність	6.8.3 Fatigue strength	
6.8.4 Внутрішні зусилля та втомні навантаження	6.8.4 Internal forces and fatigue loadings	
6.8.5 Напруження	6.8.5 Stresses	
6.8.5.1 Загальні положення	6.8.5.1 General	
6.8.5.2 Бетон	6.8.5.2 Concrete	
6.8.5.3 Конструкційна сталь	6.8.5.3 Structural steel	
6.8.5.4 Арматура	6.8.5.4 Reinforcement	
6.8.5.5 Зсувні з'єднання	6.8.5.5 Shear connection	
6.8.5.6 Напруження у ненапруженій та напруженій арматурі в конструкціях з попередньо напруженою арматурою, що має зчеплення з бетоном	6.8.5.6 Stresses in reinforcement and prestressing steel in members prestressed by bonded tendons	
6.8.6 Діапазони напружень	6.8.6 Stress ranges	
6.8.6.1 Конструкційна сталь і арматура	6.8.6.1 Structural steel and reinforcement	
6.8.6.2 Зсувне з'єднання	6.8.6.2 Shear connection	
6.8.7 Оцінка витривалості на основі номінальних діапазонів напружень	6.8.7 Fatigue assessment based on nominal stress ranges	
6.8.7.1 Конструкційна сталь, арматура і бетон	6.8.7.1 Structural steel, reinforcement and concrete	
6.8.7.2 Зсувне з'єднання	6.8.7.2 Shear connection	
6.9 Розтягнені елементи в сталі залізобетонних мостах	6.9 Tension members in composite bridges	
Розділ 7. Граничні стани за умовою експлуатаційної придатності	Section 7 Serviceability limit states	
7.1 Загальні положення	7.1 General	
7.2 Напруження	7.2 Stresses	
7.2.1 Загальні положення	7.2.1 General	
7.2.2 Обмеження напружень для мостів	7.2.2 Stress limitation for bridges	
7.2.3 Коливання стінки	7.2.3 Web breathing	
7.3 Деформації мостів	7.3 Deformations in bridges	
7.3.1 Прогини	7.3.1 Deflections	
7.3.2 Вібрації	7.3.2 Vibrations	
7.4 Тріщиноутворення в бетоні	7.4 Cracking of concrete	
7.4.1 Загальні положення	7.4.1 General	
7.4.2 Мінімальне армування	7.4.2 Minimum reinforcement	

7.4.3 Контроль за утворенням тріщин, викликаних навантаженнями прикладеними	7.4.3 Control of cracking due to direct loading	
7.5 Балкові настили	7.5 Filler beam decks	
7.5.1 Загальні положення	7.5.1 General	
7.5.2 Тріщиноутворення в бетоні	7.5.2 Cracking of concrete	
7.5.3 Мінімальне армування	7.5.3 Minimum reinforcement	
7.5.4 Контроль за утворенням тріщин, викликаних прикладеними навантаженнями	7.5.4 Control of cracking due to direct loading	
Розділ 8. Збірні залізобетонні плити в сталезалізобетонних мостах	Section 8 Precast concrete slabs in composite bridges	
8.1 Загальні положення	8.1 General	
8.2 Впливи	8.2 Actions	
8.3 Проектування, розрахунок і деталізація мостової плити	8.3 Design, analysis and detailing of the bridge slab	
8.4 Межа розподілу між сталеву балкою і бетонною плитою	8.4 Interface between steel beam and concrete slab	
8.4.1 Посадки та допуски	8.4.1 Bedding and tolerances	
8.4.2 Корозія	8.4.2 Corrosion	
8.4.3 Зсувне з'єднання і поперечна арматура	8.4.3 Shear connection and transverse reinforcement	
Розділ 9. Сталезалізобетонні плити для мостів	Section 9 Composite plates in bridges	
9.1 Загальні положення	9.1 General	
9.2 Розрахунок на місцеві навантаження	9.2 Design for local effects	
9.3 Розрахунок на загальні навантаження	9.3 Design for global effects	
9.4 Розрахунок зсувних з'єднувальних елементів	9.4 Design of shear connectors	
Додаток С (інформативний) Стержні упорів з голівками, що викликають появу розколювальних зусиль у напрямку товщини плити	Annex C (Informative) Headed studs that cause splitting forces in the direction of the slab thickness	
C.1 Розрахунок опору та конструювання	C.1 Design resistance and detailing	
C.2 Втомна міцність	C.2 Fatigue strength	

<p>1 Загальні положення</p> <p>1.1 Сфера застосування</p> <p>1.1.1 Сфера застосування Єврокода 4</p> <p>(1) Єврокод 4 застосовується до проектування сталевих залізобетонних конструкцій та елементів у галузі промислового та цивільного будівництва. Він відповідає принципам і вимогам безпеки та експлуатаційної надійності конструкцій, основам їх розрахунку та перевірки, що наведено в EN 1990:2002 Єврокод – Основи проектування несних конструкцій</p> <p>(2) Єврокод 4 визначає лише вимоги, що стосуються міцності, експлуатаційної надійності, довговічності та вогнестійкості сталевих залізобетонних конструкцій. Інші вимоги, такі як теплова або звукова ізоляція не розглядаються.</p> <p>(3) При роботі з Єврокодом 4 може бути використано такі стандарти: EN 1990 Єврокод. Основи проектування несних конструкцій EN 1991 Впливи на конструкції, ENs, hENs, ETAGs, ETAs європейські стандарти, гармонізовані європейські стандарти та технічні умови для будівельної продукції, стосовно сталевих залізобетонних конструкцій EN 1090 Виробництво сталевих і алюмінієвих конструкцій EN 13670 Виробництво залізобетонних конструкцій EN 1992 Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій EN 1993 Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій EN 1997 Єврокод 7. Геотехнічне проектування EN 1998 Єврокод 8. Проектування сейсмостійких конструкцій.</p> <p>(4) Єврокод 4 поділяється на декілька частин: частина 1-1. Загальні принципи і правила для будівель і споруд частина 1-2. Проектування пожежної безпеки конструкцій частина 2. Загальні принципи і правила для мостів.</p>	<p>Section 1 General</p> <p>1.1 Scope</p> <p>1.1.1 Scope of Eurocode 4</p> <p>(1) Eurocode 4 applies to the design of composite structures and members for buildings and civil engineering works. It complies with the principles and requirements for the safety and serviceability of structures, the basis of their design and verification that are given in EN 1990: 2002 – Basis of structural design.</p> <p>(2) Eurocode 4 is concerned only with requirements for resistance, serviceability, durability and fire resistance of composite structures. Other requirements, e.g. concerning thermal or sound insulation, are not considered.</p> <p>(3) Eurocode 4 is intended to be used in conjunction with: EN 1990 Basis of structural design EN 1991 Actions on structures ENs, hENs, ETAGs and ETAs for construction products relevant for composite structures EN 1090 Execution of steel structures and aluminium structures EN 13670 Execution of concrete structures EN 1992 Design of concrete structures EN 1993 Design of steel structures EN 1997 Geotechnical design EN 1998 Design of structures for earthquake resistance</p> <p>(4) Eurocode 4 is subdivided in various parts: Part 1-1: General rules and rules for buildings Part 1-2: Structural fire design Part 2: General rules and rules for bridges.</p>
---	--

<p>1.1.2 Сфера застосування частини 1-1 Єврокода 4</p> <p>(1) У частині 1-1 Єврокода 4 представлено загальну базу для проектування сталезалізобетонних конструкцій разом зі специфічними правилами, що застосовуються для будівель і споруд.</p> <p>(2) У частині 1-1 розглядаються такі питання:</p> <p>розділ 1. Загальні положення</p> <p>розділ 2. Основи проектування</p> <p>розділ 3. Матеріали</p> <p>розділ 4. Довговічність</p> <p>розділ 5. Розрахунок будівельних конструкцій</p> <p>розділ 6. Граничні стани за несною здатністю</p> <p>розділ 7. Граничні стани за експлуатаційною придатністю</p> <p>розділ 8. Об'єднання залізобетонної плити зі сталеву конструкцією в елементах будівель та споруд</p> <p>розділ 9. Сталезалізобетонні панелі зі сталевим профільованим листом для будівель.</p>	<p>1.1.2 Scope of Part 1-1 of Eurocode 4</p> <p>(1) Part 1-1 of Eurocode 4 gives a general basis for the design of composite structures together with specific rules for buildings.</p> <p>(2) The following subjects are dealt with in Part 1-1:</p> <p>Section 1: General</p> <p>Section 2: Basis of design</p> <p>Section 3: Materials</p> <p>Section 4: Durability</p> <p>Section 5: Structural analysis</p> <p>Section 6: Ultimate limit states</p> <p>Section 7: Serviceability limit states</p> <p>Section 8: Composite joints in frames for buildings</p> <p>Section 9: Composite slabs with profiled steel sheeting for buildings</p>
<p>1.1.3 Сфера застосування частини 2 Єврокода 4</p> <p>(1) Частина 2 Єврокода 4 містить правила проектування сталезалізобетонних мостів або їх елементів як доповнення до загальних принципів, що представлено в EN 1994-1-1. Ця частина не охоплює в повному обсязі вантові мости.</p> <p>(2) У частині 2 розглядаються такі питання:</p> <p>розділ 1. Загальні положення</p> <p>розділ 2. Основи проектування</p> <p>розділ 3. Матеріали</p> <p>розділ 4. Довговічність</p> <p>розділ 5. Розрахунок будівельних конструкцій</p> <p>розділ 6. Граничні стани за несною здатністю</p> <p>розділ 7. Граничні стани за експлуатаційною придатністю</p> <p>розділ 8. Пройзна частина зі збірних залізобетонних плит</p> <p>розділ 9. Сталезалізобетонні плити мостів</p>	<p>1.1.3 Scope of Part 2 of Eurocode 4</p> <p>(1) Part 2 of Eurocode 4 gives design rules for steel-concrete composite bridges or members of bridges, additional to the general rules in EN 1994-1-1. Cable stayed bridges are not fully covered by this part.</p> <p>(2) The following subjects are dealt with in Part 2:</p> <p>Section 1: General</p> <p>Section 2: Basis of design</p> <p>Section 3: Materials</p> <p>Section 4: Durability</p> <p>Section 5: Structural analysis</p> <p>Section 6: Ultimate limit states</p> <p>Section 7: Serviceability limit states</p> <p>Section 8: Decks with precast concrete slabs</p> <p>Section 9: Composite plates in bridges</p>

<p>(3) Умови для елементів зсувних з'єднань розповсюджуються лише на приварені стержні з голівками</p> <p>Примітка: — У додатку може бути наведено посилання на інші типи елементів зсувних з'єднань</p>	<p>(3) Provisions for shear connectors are given only for welded headed studs.</p> <p>NOTE: Reference to guidance for other types of shear connectors may be given in the National Annex.</p>
<p>1.2 Посилання на нормативні документи</p> <p>Наступні нормативні документи містять умови, що через посилання, наведені в цьому тексті, складають умови цього європейського стандарту. Наступні виправлення або переробка цих видань не застосовуються до наведених посилань. До того ж сторонам, що діють у рамках угоди по даному європейському стандарту, рекомендується вивчити можливість застосування останніх редакцій нормативних документів, що наведено нижче. Для недатованих посилань застосовується остання редакція відповідного нормативного документу.</p>	<p>1.2 Normative references</p> <p>The following normative documents contain provisions which, through references in this text, constitute provisions of this European standard. For dated references, subsequent amendments to or revisions of any of these publications do not apply. However, parties to agreements based on this European standard are encouraged to investigate the possibility of applying the most recent editions of the normative documents indicated below. For undated references the latest edition of the normative document referred to applies.</p>
<p>1.2.1 Посилання на загальні стандарти</p> <p>EN 1090-2 Виготовлення сталевих і алюмінієвих конструкцій. Частина 2. Технічні вимоги до сталевих конструкцій.</p> <p>EN 1990:2002 Основи проектування несних конструкцій.</p>	<p>1.2.1 General reference standards</p> <p>EN 1090-2¹⁾ Execution of steel structures and aluminium Structures-Part 2: Technical requirements for the execution of steel structures</p> <p>EN 1990: 2002 Basis of structural design.</p>
<p>1.2.2 Посилання на інші стандарти</p> <p>EN 1992-1-1:2004 Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила та правила для будівель</p> <p>EN 1993-1-1:2005 Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила та правила для будівель</p> <p>EN 1993-1-3 Єврокод 3: Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-3: Додаткові правила для холодно формованих елементів і профільованих листів.</p> <p>EN 1993-1-5:2006 Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-5. Пластинчаті елементи конструкцій</p>	<p>1.2.2 Other reference standards</p> <p>EN 1992-1-1: 2004 Eurocode 2: Design of concrete structures- Part 1-1: General rules and rules for buildings</p> <p>EN 1993-1-1: 2005 Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings</p> <p>EN 1993-1-3 Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-3: Cold-formed thin gauge members and sheeting</p> <p>EN 1993-1-5 1 Eurocode 3: Design of steel structures- Part 1-5: Plated structural elements</p>

<p>EN 1993-1-8:2005 Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій Частина 1-8. Розрахунок з'єднань EN 1993-1-9:2005 Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-9. Втомна міцність.</p> <p>EN 1993-1-11:2006 Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-11. Проектування конструкцій зі сталевими елементами, що працюють на розтяг.</p> <p>EN 10025-1:2004 Вироби гарячекатані з конструкційної сталі. Частина 1. Загальні технічні умови поставки</p> <p>EN 10025-2:2004 Вироби гарячекатані з конструкційної сталі. Частина 2. Технічні умови поставки нелегованої конструкційної сталі</p> <p>EN 10025-3:2004 Вироби гарячекатані з конструкційної сталі. Частина 3. Технічні умови поставки зварюваних дрібнозернистих конструкційних сталей, які було піддіно нормалізації та прокатці, що нормалізує</p> <p>EN 10025-4:2004 Вироби гарячекатані з конструкційної сталі. Частина 4. Технічні умови поставки зварюваної дрібнозернистої конструкційної сталі прокатою термомеханічним шляхом</p> <p>EN 10025-5:2004 Вироби гарячекатані з конструкційної сталі. Частина 5. Технічні умови поставки конструкційної сталі з підвищеною стійкістю до атмосферної корозії .</p> <p>EN 10025-6:2004 Вироби гарячекатані з конструкційної сталі. Частина 6. Технічні умови поставки плоских виробів із конструкційної сталі з високою границею текучості у загартованому та відпущеному стані</p> <p>EN 10326: 2004 Полосова та листова конструкційна сталь с безперервним гарячим покриттям. Технічні умови поставки</p> <p>EN 10149-2:1995 Прокат плоский гарячекатаний із сталі с високою границею текучості для зміни форми у холодному стані. Частина 2. Умови поставки катаної сталі, яку було піддано механічній обробці</p>	<p>EN 1993-1-8: 2005 Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-8: Design of joints EN 1993-1-9: 2005 Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-9: Fatigue strength of steel structures</p> <p>EN 1993-1-11 1 Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-11: Design of structures with tension components</p> <p>EN 10025-1: 2004 Hot-rolled products of structural steels - Part 1: General delivery conditions</p> <p>EN 10025-2: 2004 Hot-rolled products of structural steels - Part 2: Technical delivery conditions for non-alloy structural steels</p> <p>EN 10025-3: 2004 Hot-rolled products of structural steels - Part 3: Technical delivery conditions for normalized/normalized rolled weldable fine grain structural steels</p> <p>EN 10025-4: 2004 Hot-rolled products of structural steels - Part 4: Technical delivery conditions for thermomechanical rolled weldable fine grain structural steels</p> <p>EN 10025-5: 2004 Hot-rolled products of structural steels – Part 5: Technical delivery conditions for structural steels with improved atmospheric corrosion resistance</p> <p>EN 10025-6: 2004 Hot-rolled products of structural steels – Part 6: Technical delivery conditions for flat products of high yield strength structural steels in the quenched and tempered condition</p> <p>EN 10326: 2004 Continuously hot-dip coated strip and sheet of structural steel - Technical delivery conditions</p> <p>EN 10149-2: 1995 Hot-rolled flat products made of high yield strength steels for cold-forming - Part 2: Delivery conditions for thermomechanically rolled steels</p>
--	---

<p>EN 10149-3:1995 Прокат плаский гарячекатаний зі сталі с високою границею текучості для зміни форми у холодному стані. Частина 3: Умови поставки нормалізованої нормалізованої катаної сталі</p> <p>EN ISO 13918:1998 Зварювання. Шпильки та керамічні втулки для приварювання шпильок електрозваркою</p> <p>EN ISO 14555:1998 Зварювання . Приварювання шпильок із металевих матеріалів електрозваркою.</p>	<p>EN 10149-3: 1995 Hot-rolled flat products made of high yield strength steels for cold-forming – Part 3: Delivery conditions for normalised or normalised rolled steels</p> <p>EN ISO 13918: 1998 Studs and ceramic ferrules for arc stud welding</p> <p>EN ISO 14555: 1998 Arc stud welding of metallic materials</p>
<p>1.2.3 Довдаткові загальні та інші нормативні документи для сталі залізобетонних мостів</p> <p>EN 1990:2002 Основи проектування несних конструкцій (стосовно мостів), додаток A2</p> <p>EN 1991-1-5:2003 Впливи на конструкції. Частина 1-5. Загальні впливи. Температурні впливи.</p> <p>EN 1991-1-6:2005 Впливи на конструкції. Частина 1-6. Загальні впливи. Впливи при виконанні будівельних робіт.</p> <p>EN 1991-2:2003 Впливи на конструкції. Частина 2. Транспортні навантаження на мости</p> <p>EN 1992-2:2005 Проектування залізобетонні конструкцій. Частина 2. Залізобетонні мости</p> <p>EN 1993-2:2006 Проектування сталевих конструкцій. Частина 2. Сталеві мости.</p>	<p>1.2.3 Additional general and other reference standards for composite bridges</p> <p>EN 1990: Annex 2 і Basis of structural design: Application for bridges</p> <p>EN 1991-1-5: 2003 Actions on structures. Part 1-5: General actions – Thermal actions</p> <p>EN 1991-1-6: 2005 Actions on structures. Part 1-6: General actions – Actions during execution</p> <p>EN 1991-2: 2003 Actions on structures: Part 2: Traffic loads on bridges</p> <p>EN 1992-2 і Design of concrete structures. Part 2 – Bridges</p> <p>EN 1993-2 і Design of steel structures. Part 2 – Bridges</p>
<p>1.3 Припущення</p> <p>(1) На додаток до загальних припущень EN 1990:2002 застосовуються наступні:</p> <p>- припущення, що наведено в 1.3 EN 1992-1-1:2004 і EN 1993-1-1:2005.</p>	<p>1.3 Assumptions</p> <p>(1) In addition to the general assumptions of EN 1990: 2002 the following assumptions apply:</p> <p>– those given in clauses 1.3 of EN1992-1-1: 2004 and EN1993-1-1: 2005.</p>
<p>1.4 Різниця між принципами та правилами застосування</p> <p>(1) Застосовуються правила, які наведено в EN 1990:2002, 1.4.</p>	<p>1.4 Distinction between principles and application rules</p> <p>(1) The rules in EN 1990: 2002, 1.4 apply.</p>

1.5 Терміни та визначення	1.5 Definitions
1.5.1 Загальні (1) Застосовуються терміни з відповідними визначеннями, які наведено в EN 990:2002, 1.5; EN 1992-1-1:2004, 1.5, і EN 1993-1-1:2005, 1.5.	1.5.1 General (1) The terms and definitions given in EN 1990: 2002, 1.5, EN 1992-1-1: 2004, 1.5 and EN 1993-1-1: 2005, 1.5 apply.
1.5.2 Додаткові термини і визначення, що використовуються в цьому стандарті	1.5.2 Additional terms and definitions used in this Standard
1.5.2.1 Сталезалізобетонний елемент: конструктивний елемент з компонентами із залізобетону та конструкційної або холодноштампованої сталі, які об'єднані зсувними з'єднаннями для обмеження поздовжнього зсуву між бетоном і сталлю та відокремлення одного компонента від іншого.	1.5.2.1 Composite member A structural member with components of concrete and of structural or cold-formed steel, interconnected by shear connection so as to limit the longitudinal slip between concrete and steel and the separation of one component from the other.
1.5.2.2 Зсувне з'єднання: Анкерні пристрої з'єднання між залізобетонними та сталевими компонентами перерізу, які мають достатню міцності та жорсткості щоби переріз з двох компонентів розглядався як переріз одного конструктивно суцільного елемента.	1.5.2.2 Shear connection An interconnection between the concrete and steel components of a composite member that has sufficient strength and stiffness to enable the two components to be designed as parts of a single structural member.
1.5.2.3 Сумісна робота конструкції: Робота конструкції, яка має місце після включення в роботу зсувного з'єднання в результаті твердіння бетону	1.5.2.3 Composite behaviour Behaviour which occurs after the shear connection has become effective due to hardening of concrete.
1.5.2.4 Сталезалізобетона балка: Складовий елемент, який піддається впливу згину.	1.5.2.4 Composite beam A composite member subjected mainly to bending.
1.5.2.5 Сталезалізобетона стійка: Складовий елемент, який піддається впливу стиску або стиску зі згином.	1.5.2.5 Composite column A composite member subjected mainly to compression or to compression and bending.
1.5.2.6 Сталезалізобетона плита: Плита, в якій сталеві профільовані листи спочатку використовуються в якості незнімної опалубки, а потім конструктивно з'єднуються з бетоном, що затвердів, і функціонують як арматура, що працює на розтягування в готовій плиті	1.5.2.6 Composite slab A slab in which profiled steel sheets are used initially as permanent shuttering and subsequently combine structurally with the hardened concrete and act as tensile reinforcement in the finished floor.

<p>1.5.2.7 Сталезалізобетона рама: Рамна конструкція, в якій кілька або всі елементи є складовими сталезалізобетонними, а більшість з тих, що залишились— конструктивними сталевими елементами.</p>	<p>1.5.2.7 Composite frame A framed structure in which some or all of the elements are composite members and most of the remainder are structural steel members.</p>
<p>1.5.2.8 Композитний стик: Стик між композитними елементами, де один з них є залізобетонним, іншим - сталевим або залізобетонним попередньо напруженим, в якому армування враховується в розрахунках стику на міцність та жорсткість.</p>	<p>1.5.2.8 Composite joint A joint between a composite member and another composite, steel or reinforced concrete member, in which reinforcement is taken into account in design for the resistance and the stiffness of the joint.</p>
<p>1.5.2.9 Обперта конструкція або елемент: Конструкція або елемент, в яких вага бетонної плити безпосередньо прикладається на сталеві елементи, або плита обперта незалежно до того часу поки вона може протистояти внутрішнім напругам.</p>	<p>1.5.2.9 Propped structure or member A structure or member where the weight of concrete elements is applied to the steel elements which are supported in the span, or is carried independently until the concrete elements are able to resist stresses.</p>
<p>1.5.2.10 Необперта конструкція або елемент: конструкція або елемент, в яких вага бетонної плити прикладається на сталеві елементи, які не мають опор в прольоті.</p>	<p>1.5.2.10 Un-propped structure or member A structure or member in which the weight of concrete elements is applied to steel elements which are unsupported in the span.</p>
<p>1.5.2.11 Жорсткість при згині без урахування появи тріщин у залізобетоні: Жорсткість $E_a I_1$ поперечного перерізу сталезалізобетонного елемента, де I_1 - момент інерції нетто площі корисного еквівалентного перерізу сталі, який розраховується, виходячи з того, що розтягнутий бетон знаходиться в стані відсутності тріщин.</p>	<p>1.5.2.11 Un-cracked flexural stiffness The stiffness $E_a I_1$ of a cross-section of a composite member where I_1 is the second moment of area of the effective equivalent steel section calculated assuming that concrete in tension is un-cracked.</p>
<p>1.5.2.12 Жорсткість при згині з урахуванням появи тріщин у залізобетоні: Жорсткість $E_a I_2$ поперечного перерізу комбінованого елемента, де I_2 –момент інерції площі сталезалізобетонного перерізу, приведенного до сталі, що обчислюється без урахування розтягнутого бетону, але з урахуванням армування.</p>	<p>1.5.2.12 Cracked flexural stiffness The stiffness $E_a I_2$ of a cross-section of a composite member where I_2 is the second moment of area of the effective equivalent steel section calculated neglecting concrete in tension but including reinforcement.</p>

<p>1.5.2. Попереднє напруження: Процес прикладення стискальних напружень до бетонної частини сталезалізобетонного елемента з використанням напруженої арматури або х деформацій, що регулюються.</p>	<p>1.5.2.13 Prestress The process of applying compressive stresses to the concrete part of a composite member, achieved by tendons or by controlled imposed deformations.</p>
<p>1.5.2.14 Настил балковий: Настил, що складається із залізобетонної плити та прокатних зварних сталевих балок, частково закладених у бетон, нижня полиця яких знаходиться на рівні нижньої частини плити.</p>	<p>1.5.2.14 Filler beam deck A deck consisting of a reinforced concrete slab and partially concrete-encased rolled or welded steel beams, having their bottom flange on the level of the slab bottom.</p>
<p>1.5.2.15 Плоська сталезалізобетонна : Елемент, що складається з плоскої нижньої сталеві пластини, яка об'єднана з бетонною плитою, довжина та ширина якої значно перевищують товщину сталобетонної пластини.</p>	<p>1.5.2.15 Composite plate Composite member consisting of a flat bottom steel plate connected to a concrete slab, in which both the length and width are much larger than the thickness of the composite plate.</p>
<p>1.6 Символи У цьому стандарті використано такі символи</p>	<p>1.6 Symbols For the purpose of this Standard the following symbols apply.</p>
<p><i>Прописні літери латинського алфавіту</i> A — площа нетто поперечного сталезалізобетонного перерізу без урахування розтягнутого бетону; A_a — площа поперечного перерізу сталеві частини конструкції; A_b — площа поперечного перерізу нижньої поперечної арматури; A_{bh} — площа поперечного перерізу нижньої поперечної арматури виступу (вута); A_c — площа поперечного перерізу бетону; A_{ct} — площа поперечного перерізу розтягнутої зони бетону; A_{fc} — площа поперечного перерізу стисненої полиці (поясу); A_p — площа напруженої арматури; A_s — площа поперечного перерізу арматури; A_{sf} — площа поперечного перерізу поперечної арматури; A_t — площа поперечного перерізу верхньої поперечної арматури; A_v — площа зсуву конструкції сталеві профілю; A_1 — площа завантаження під косинкою (фасонкою);</p>	<p><i>Latin upper case letters</i> A - Cross-sectional area of the effective composite section neglecting concrete in tension A_a - Cross-sectional area of the structural steel section A_b - Cross-sectional area of bottom transverse reinforcement A_{bh} - Cross-sectional area of bottom transverse reinforcement in a haunch A_c - Cross-sectional area of concrete A_{ct} - Cross-sectional area of the tensile zone of the concrete A_{fc} - Cross-sectional area of the compression flange A_p - Area of prestressing steel A_s - Cross-sectional area of reinforcement A_{sf} - Cross-sectional area of transverse reinforcement A_t - Cross-sectional area of top transverse reinforcement A_v - Shear area of a structural steel section A_1 - Loaded area under the gusset plate</p>

<p>E_a - модуль пружності конструкційної сталі;</p> <p>$E_{c,eff}$ - розрахунковий модуль пружності для бетону;</p> <p>E_{cm} - секущий модуль пружності бетону;</p> <p>E_s - розрахункове значення модуля пружності арматурної сталі;</p> <p>$(EA)_{eff}$ - ефективна поздовжня жорсткість бетону з урахуванням тріщин;</p> <p>$(EI)_{eff}$ - ефективна жорсткість на згин для розрахунку відносної гнучкості;</p> <p>$(EI)_{eff,II}$ - ефективна жорсткість на згин для розрахунку другого порядку;</p> <p>$(EI)_2$ - жорсткість на згин з урахуванням тріщин на одиницю ширини бетонної або сталезалізобетонної плити;</p> <p>F_d - складова розрахункового зусилля напруженого арматурного елемента, що має або немає зчеплення з бетоном, прикладеним у напрямку сталеві частини конструкції після включення в роботу зсувного з'єднання ;</p> <p>F_1 - розрахункове поздовжнє зусилля на стержень упора;</p> <p>F_t - розрахункове поперечне зусилля на стержень упора;</p> <p>F_{ten} - розрахункове розтягувальне зусилля на стержень упора;</p> <p>G_a - модуль зсуву конструкційної сталі;</p> <p>G_c - модуль зсуву бетону;</p> <p>I - момент інерції площі нетто сталезалізобетонного перерізу без урахування розтягнутого бетону;</p> <p>I_a - момент інерції площі сталеві частини конструкції;</p> <p>I_{at} - постійна кручення Сен Венана сталеві частини конструкції;</p> <p>I_c - момент інерції площі перерізу бетону без урахування тріщин;</p> <p>I_{eff} - розрахунковий момент інерції площі балок заповнення;</p> <p>I_s — момент інерції площі сталеві арматури;</p> <p>I_1 — момент інерції площі нетто сталезалізобетонного перерізу, приведенного до сталі, з урахуванням відсутності тріщин у розтягнутому бетоні;</p>	<p>E_a - Modulus of elasticity of structural steel</p> <p>$E_{c,eff}$ - Effective modulus of elasticity for concrete</p> <p>E_{cm} - Secant modulus of elasticity of concrete</p> <p>E_s - Design value of modulus of elasticity of reinforcing steel</p> <p>$(EA)_{eff}$ - Effective longitudinal stiffness of cracked concrete</p> <p>$(EI)_{eff}$ - Effective flexural stiffness for calculation of relative slenderness</p> <p>$(EI)_{eff,II}$ - Effective flexural stiffness for use in second</p> <p>$(EI)_2$ - Cracked flexural stiffness per unit width of the concrete or composite slab</p> <p>F_d - Component in the direction of the steel beam of the design force of a bonded or unbonded tendon applied after the shear connection has become effective</p> <p>F_1 - Design longitudinal force per stud</p> <p>F_t - Design transverse force per stud</p> <p>F_{ten} - Design tensile force per stud</p> <p>G_a - Shear modulus of structural steel</p> <p>G_c - Shear modulus of concrete</p> <p>I - Second moment of area of the effective composite section neglecting concrete in tension</p> <p>I_a - Second moment of area of the structural steel section</p> <p>I_{at} - St. Venant torsion constant of the structural steel section</p> <p>I_c - Second moment of area of the un-cracked concrete section</p> <p>I_{eff} - Effective second moment of area of filler beams</p> <p>I_s - Second moment of area of the steel reinforcement</p> <p>I_1 - Second moment of area of the effective equivalent steel section assuming that the concrete in tension is un-cracked</p>
---	--

<p>I_2 - момент інерції площі нетто сталезалізобетонного перерізу, приведеного до сталі, обчисленого без урахування розтягнутого бетону, але з включенням арматури;</p>	<p>I_2 - Second moment of area of the effective equivalent steel section neglecting concrete in tension but including reinforcement</p>
<p>$K_e, K_{e,II}$ - поправочні коефіцієнти, які слід використовувати при розрахунку сталезалізобетонних стійок; K_0 - калібрувальний коефіцієнт, використовується при розрахунку сталезалізобетонних стійок; L - довжина; прольот; розрахункова довжина прольота; L_e - еквівалентний прольот; L_i - прольот; L_{A-B} - довжина непружної зони між точками А і В, відповідна до M_{el}, R_d і $M_{Ed,max}$; L_v - довжина зсувного з'єднання; M - згинаний момент; M_a - вклад сталеві частини перерізу конструкції до розрахункового пластичного граничного моменту сталезалізобетонного перерізу; M_a, E_d - розрахунковий згинаний момент, що впливає на сталеву частину перерізу конструкції; M_b, R_d - розрахункове значення граничного моменту сталезалізобетонної балки при поздовжньому згині; M_c, E_d - частина розрахункового згинаного моменту, яка впливає на сталезалізобетонний переріз; M_{cr} - пружний критичний момент для поздовжнього згину з крученням сталезалізобетонної балки; $M E_d$ - розрахунковий згинаний момент; $M E_{d,max}$ - загальний розрахунковий згинаний момент, що впливає на сталевий і сталезалізобетонний елементи; $M E_{d,max,f}$ - максимальний згинаний момент або внутрішня сила, викликані втомним навантаженням; $M E_{d,min,f}$ - мінімальний згинаний момент, який викликано втомним навантаженням; M_{el}, R_d – розрахункове значення пружного граничного моменту сталезалізобетонного перерізу; M_f, R_d – розрахунковий граничний момент відповідно до 5.2.6.1 EN 1993-1-5;</p>	<p>$K_e, K_{e,II}$ - Correction factors to be used in the design of composite columns K_0 - Calibration factor to be used in the design of composite columns L -Length; span; effective span L_e - Equivalent span L_i - Span L_{A-B} - Length of inelastic region, between points A and B, corresponding to M_{el}, R_d and $M_{Ed,max}$, respectively L_v - Length of shear connection M - Bending moment M_a - Contribution of the structural steel section to the design plastic resistance moment of the composite section M_a, E_d - Design bending moment applied to the structural steel section M_b, R_d - Design value of the buckling resistance moment of a composite beam M_c, E_d - The part of the design bending moment acting on the composite section M_{cr} - Elastic critical moment for lateral-torsional buckling of a composite beam $M E_d$ - Design bending moment $M E_{d,max}$ - Total design bending moment applied to the steel and composite member $M E_{d,max,f}$ - Maximum bending moment or internal force due to fatigue loading $M E_{d,min,f}$ - Minimum bending moment due to fatigue loading M_{el}, R_d - Design value of the elastic resistance moment of the composite section M_f, R_d - Design resistance moment to 5.2.6.1 of EN 1993-1-5</p>

<p>M_{\max}, R_d - максимальне розрахункове значення граничного моменту з урахуванням нормального стискального зусилля;</p> <p>M_{perm} — найбільш несприятливий згинаний момент для характерного сполучення;</p> <p>$M_{\text{pl},a}, R_d$ - розрахункове значення пластичного граничного моменту перерізу сталеві частини конструкції;</p> <p>$M_{\text{pl},N}, R_d$ - розрахункове значення пластичного граничного моменту сталеві залізобетонного перерізу з урахуванням нормального стискального зусилля;</p> <p>M_{pl}, R_d - розрахункове значення пластичного граничного моменту сталеві залізобетонного перерізу з повним зсувним з'єднанням;</p> <p>$M_{\text{pl},y}, R_d$ - розрахункове значення пластичного граничного моменту відносно осі y-y сталеві залізобетонного перерізу з повним зсувним з'єднанням;</p> <p>$M_{\text{pl},z}, R_d$ - розрахункове значення пластичного граничного моменту відносно осі z-z сталеві залізобетонного перерізу з повним зсувним з'єднанням;</p> <p>MR_d - розрахункове значення граничного моменту сталеві залізобетонного перерізу;</p> <p>MR_k - характеристичне значення граничного моменту сталеві залізобетонного перерізу або з'єднання;</p> <p>M_y, E_d - розрахунковий згинаний момент, що впливає на сталеві залізобетонний переріз відносно осі y-y;</p> <p>M_z, E_d - розрахунковий згинаний момент, що впливає на сталеві залізобетонний переріз відносно осі z-z;</p> <p>N - нормальна стискальна сила; кількість циклів навантаження; кількість з'єднувальних елементів, які працюють на зріз;</p> <p>N_a - розрахункове значення нормального зусилля в перерізі сталеві частини конструкції сталеві залізобетонної балки;</p> <p>N_c - розрахункове значення нормального стискального зусилля в бетонній полиці;</p> <p>N_{cd} - розрахункове стискальне значення у бетонній плиті, відповідно до $ME_{\text{d,max}}$;</p> <p>$N_{\text{c},f}$ - розрахункове значення нормального стискального зусилля в бетонній полиці з повним зсувним з'єднанням;</p>	<p>M_{\max}, R_d - Maximum design value of the resistance moment in the presence of a compressive normal force</p> <p>M_{perm} - Most adverse bending moment for the characteristic combination</p> <p>$M_{\text{pl},a}, R_d$ - Design value of the plastic resistance moment of the structural steel section</p> <p>$M_{\text{pl},N}, R_d$ - Design value of the plastic resistance moment of the composite section taking into account the compressive normal force</p> <p>M_{pl}, R_d - Design value of the plastic resistance moment of the composite section with full shear connection</p> <p>$M_{\text{pl},y}, R_d$ - Design value of the plastic resistance moment about the y-y axis of the composite section with full shear connection</p> <p>$M_{\text{pl},z}, R_d$ - Design value of the plastic resistance moment about the z-z axis of the composite section with full shear connection</p> <p>MR_d - Design value of the resistance moment of a composite section</p> <p>MR_k - Characteristic value of the resistance moment of a composite section or joint</p> <p>M_y, E_d - Design bending moment applied to the composite section about the y-y axis</p> <p>M_z, E_d - Design bending moment applied to the composite section about the z-z axis</p> <p>N - Compressive normal force; number of stress range cycles; number of shear connectors</p> <p>N_a - Design value of the normal force in the structural steel section of a composite beam</p> <p>N_c - Design value of the compressive normal force in the concrete flange</p> <p>N_{cd} - Design compressive force in concrete slab corresponding to $ME_{\text{d,max}}$</p> <p>$N_{\text{c},f}$ - Design value of the compressive normal force in the concrete flange with full shear connection</p>
--	---

<p>$N_{c,el}$ - нормальне стискальне зусилля в бетонній полиці, у відповідності до M_{el}, R_d;</p> <p>$N_{cr,eff}$ - пружна критична сила сталезалізобетонної стійки, у відповідності до розрахункової згинаної жорсткості;</p> <p>N_{cr} - нормальна пружна критична сила;</p> <p>N_{cl} - розрахункове значення нормальної сили, що розраховується для ведення навантаження;</p> <p>NE_d - розрахункове значення нормальної стискальної сили;</p> <p>$NE_{d,serv}$ - нормальне зусилля бетонного розтягнутого елемента для SLS;</p> <p>$NE_{d,ult}$ - нормальне зусилля бетонного розтягнутого елемента для ULS;</p> <p>NG, E_d - розрахункове значення постійної частини нормальної стискальної сили;</p> <p>$N_{pl,a}$ - розрахункове значення пластичного опору (міцності) перерізу сталеві частини конструкції впливу нормальної сили;</p> <p>N_{pl}, R_d - розрахункове значення пластичного опору (міцності) сталезалізобетонного перерізу впливу нормальної стискальної сили;</p> <p>N_{pl}, R_k - характеристичне значення пружного пластичного опору (міцності) сталезалізобетонного перерізу впливу нормальної стискальної сили;</p> <p>N_{pm}, R_d - розрахункове значення опору (міцності) бетону впливу нормальної стискальної сили;</p> <p>NR - кількість циклів навантаження;</p> <p>N_s - розрахункове значення пластичного опору (міцності) сталеві арматури впливу нормальної сили;</p> <p>N_{sd} - розрахункове значення пластичного опору (міцності) сталеві арматури впливу нормального растягувального зусилля;</p> <p>$N_{s,el}$ - растягувальне зусилля з урахуванням тріщин у бетонній плиті у відповідності до M_{el}, R_d з урахуванням жорсткості при розтягуванні;</p> <p>PE_d - поздовжня сила, що впливає на з'єднувальний елемент на відстані x від найближчої стінки;</p> <p>P_l, R_d - розрахункове значення опору зсуву поодинокого з'єднувального стержня упора, у відповідності до F_l;</p> <p>PR_d - розрахункове значення опору зсуву поодинокого з'єднувального елемента;</p>	<p>$N_{c,el}$ - Compressive normal force in the concrete flange corresponding to M_{el}, R_d;</p> <p>$N_{cr,eff}$ - Elastic critical load of a composite column corresponding to an effective flexural stiffness</p> <p>N_{cr} - Elastic critical normal force</p> <p>N_{cl} - Design value of normal force calculated for load introduction</p> <p>NE_d - Design value of the compressive normal force</p> <p>$NE_{d,serv}$ - Normal force of concrete tension member for SLS</p> <p>$NE_{d,ult}$ - Normal force of concrete tension member for ULS</p> <p>NG, E_d - Design value of the part of the compressive normal force that is permanent</p> <p>$N_{pl,a}$ - Design value of the plastic resistance of the structural steel section to normal force</p> <p>N_{pl}, R_d - Design value of the plastic resistance of the composite section to compressive normal force</p> <p>N_{pl}, R_k - Characteristic value of the plastic resistance of the composite section to compressive normal force</p> <p>N_{pm}, R_d - Design value of the resistance of the concrete to compressive normal force</p> <p>NR - Number of stress-range cycles</p> <p>N_s - Design value of the plastic resistance of the steel reinforcement to normal force</p> <p>N_{sd} - Design value of the plastic resistance of the reinforcing steel to tensile normal force</p> <p>$N_{s,el}$ - Tensile force in cracked concrete slab corresponding to M_{el}, R_d taking into account the effects of tension stiffening</p> <p>PE_d - Longitudinal force on a connector at distance x from the nearest web</p> <p>P_l, R_d - Design value of the shear resistance of a single stud connector corresponding to F_l</p> <p>PR_d - Design value of the shear resistance of a single connector</p>
---	--

<p>P_{Rk} - характеристичне значення опору зсуву поодинокого з'єднувального елемента;</p> <p>$P_{t,Rd}$ – розрахункове значення опору зсуву поодинокого з'єднувального стержня упора, що відповідає F_t;</p> <p>$V_{a,Ed}$ - розрахункове значення поперечної сили, яка впливає на переріз сталеві частини конструкції;</p> <p>$V_{b,Rd}$ - розрахункове значення опору (міцності) сталевих ребра втраті стійкості при зсуві;</p> <p>$V_{c,Ed}$ - розрахункове значення поперечної сили, яка впливає на залізобетонний переріз балки заповнення;</p> <p>V_{Ed} - розрахункове значення поперечної сили, яка впливає на залізобетонний переріз;</p> <p>V_L – поздовжнє зсувне зусилля, яке діє дійствующее вздовж межі розподілу «сталь-бетон»;</p> <p>$V_{L,Ed}$ - поздовжнє зсувне зусилля, яке впливає на ділянку L_{A-B} непружної області;</p> <p>$V_{pl,Rd}$ - розрахункове значення опору сталезалізобетонного перерізу впливу вертикального зсуву;</p> <p>$V_{pl,a,Rd}$ - розрахункове значення пластичного опору сталеві частини перерізу конструкції впливу вертикального зсуву;</p> <p>V_p,Rd - розрахункове значення опору (міцності) сталезалізобетонної плити на продавлювання;</p> <p>V_{Rd} - розрахункове значення опору (міцності) сталезалізобетонної плити впливу вертикального зсуву;</p> <p><i>Малі букви латинського алфавіту</i></p> <p>a - крок балок; діаметр або ширина; відстань;</p> <p>a_w - консоль полки сталеві балки;</p> <p>b - ширина полки сталеві профілю; ширина плити, половина відстані між суміжними стінками або відстань між стінкою і вільною кромкою полки;</p> <p>b_{eff} - загальна ефективна ширина;</p> <p>$b_{eff,1}$ - ефективна ширина в середині прогону, який спирається на обидва кінці;</p> <p>$b_{eff,2}$ - ефективна ширина на проміжній опорі;</p>	<p>P_{Rk} - Characteristic value of the shear resistance of a single connector</p> <p>$P_{t,Rd}$ - Design value of the shear resistance of a single stud connector corresponding to F_t</p> <p>$V_{a,Ed}$ - Design value of the shear force acting on the structural steel section</p> <p>$V_{b,Rd}$ - Design value of the shear buckling resistance of a steel web</p> <p>$V_{c,Ed}$ - Design value of the shear force acting on the reinforced concrete cross-section of a filler beam</p> <p>V_{Ed} - Design value of the shear force acting on the composite section</p> <p>V_L - Longitudinal shear force, acting along the steel-concrete flange interface</p> <p>$V_{L,Ed}$ - Longitudinal shear force acting on length L_{A-B} of the inelastic region</p> <p>$V_{pl,Rd}$ - Design value of the plastic resistance of the composite section to vertical shear</p> <p>$V_{pl,a,Rd}$ - Design value of the plastic resistance of the structural steel section to vertical shear</p> <p>V_p,Rd - Design value of the resistance of a composite slab to punching shear</p> <p>V_{Rd} - Design value of the resistance of the composite section to vertical shear</p> <p><i>Latin lower case letters</i></p> <p>a - Spacing between parallel beams; diameter or width; distance</p> <p>a_w - Steel flange projection outside the web of the beam</p> <p>b - Width of the flange of a steel section; width of slab, half the distance between adjacent webs, or the distance between the web and the free edge of the flange</p> <p>b_{eff} - Total effective width</p> <p>$b_{eff,1}$ - Effective width at mid-span for a span supported at both ends</p> <p>$b_{eff,2}$ - Effective width at an internal support</p>
---	--

<p>b_{ei} - ефективна ширина бетонної полки з кожного боку відносно стінки; ефективна ширина сталезалізобетонної нижньої полки коробчастого перерізу;</p> <p>b_f - ширина полки сталевго профілю;</p> <p>b_i - геометрична ширина бетонної полки з кожного боку відносно стінки;</p> <p>b_0 - відстань між центрами елементів зсувних з'єднань (упорів); середня товщина бетонного ребра (мінімальна товщина для листового профілю); ширина вуга;</p> <p>c - ширина виступу сталевго полки; ефективний периметр арматурного стержня;</p> <p>c_{st} - захисний шар бетона над сталевими балками балкового настилу;</p> <p>c_y, c_z - товщина захисного шару бетона;</p> <p>d - висота стінки профілю сталевго конструкції; діаметр з'єднувального стержня; загальний діаметр круглого полого сталевго профілю; мінімальний поперечний розмір стійки;</p> <p>d_{do} - діаметр приварюваної манжети з'єднувального стержня;</p> <p>d_s - відстань між розтягнутою сталевгою арматурою и крайньою стисненою фіброю сталезалізобетонної плити; відстань між розтягнутою позовдвжньою арматурою і центром ваги сталевго перерізу балки;</p> <p>e_D - відстань до краю;</p> <p>e_d - $2e_h$ або $2e_v$;</p> <p>e_g - проміжок між арматурою і торцевою плитою у сталезалізобетонній стійке;</p> <p>e_h - поперечна відстань від точки прикладення сили F_d до відповідної, якщо F_d сталевий стін впливає на бетонну плиту;</p> <p>e_v - вертикальна відстань від точки прикладення сили F_d до площини відповідного зсувного з'єднання, якщо F_d прикладено до сталевго елемента;</p> <p>f_{cd} - розрахункове значення циліндричної міцності бетона на стиск у відповідності до 2.4.1.2;</p> <p>f_{ck} - характеристичне значення циліндричної міцності бетона у віці 28 діб на стиснення;</p> <p>f_{cm} - середнє значення виміряної циліндричної міцності бетона на стиск;</p>	<p>b_{ei} -Effective width of the concrete flange on each side of the web, effective width of composite bottom flange of a box section</p> <p>b_f -Width of the flange of a steel section</p> <p>b_i - Geometric width of the concrete flange on each side of the web</p> <p>b_0 - Distance between the centres of the outstand shear connectors; mean width of a concrete rib (minimum width for re-entrant sheeting profiles); width of haunch</p> <p>c -Width of the outstand of a steel flange; effective perimeter of reinforcing bar</p> <p>c_{st} - Concrete cover above the steel beams of filler beam decks</p> <p>c_y, c_z - Thickness of concrete cover</p> <p>d - Clear depth of the web of the structural steel section; diameter of the shank of a stud connector; overall diameter of circular hollow steel section; minimum transverse dimension of a column</p> <p>d_{do} - Diameter of the weld collar to a stud connector</p> <p>d_s -Distance between the steel reinforcement in tension to the extreme fibre of the composite slab in compression; distance between the longitudinal reinforcement in tension and the centroid of the beam's steel section</p> <p>e_D -Edge distance</p> <p>e_d -Either of $2e_h$ or $2e_v$;</p> <p>e_g - Gap between the reinforcement and the end plate in a composite column</p> <p>e_h -Lateral distance from the point of application of force F_d to the relevant steel web, if F_d is applied to the concrete slab</p> <p>e_v - Vertical distance from the point of application of force F_d to the plane of shear connection concerned, if F_d is applied to the steel element</p> <p>f_{cd} - Design value of the cylinder compressive strength of concrete according to 2.4.1.2</p> <p>f_{ck} - Characteristic value of the cylinder compressive strength of concrete at 28 days</p> <p>f_{cm} - Mean value of the measured cylinder compressive strength of concrete</p>
---	--

<p>$f_{ct,eff}$ - середнє значення розрахункової міцності бетону на розтяг;</p> <p>f_{ctm} - середнє значення міцності бетону на осьовий розтяг;</p> <p>$f_{ct,0}$ - початкова міцність бетону на розтяг;</p> <p>f_{lctm} - середнє значення міцності легкого бетону на осьовий розтяг;</p> <p>f_{pd} - граничне напруження напружених арматурних елементів відповідно до 3.3.3 стандарту EN 1992-1-1;</p> <p>F_{pk} - характеристичне значення умовної межі текучості напружених арматурних елементів;</p> <p>f_{sd} - розрахункове значення умовної межі текучості арматурної сталі;</p> <p>f_{sk} - характеристичне значення умовної межі текучості сталеві арматури;</p> <p>f_u - номінальна межа міцності на розтяг;</p> <p>f_y - номінальне значення умовної межі текучості конструкційної сталі;</p> <p>f_{yd} - розрахункове значення умовної межі текучості конструкційної сталі;</p> <p>h - повна висота; товщина;</p> <p>h_a - висота профілю сталеві конструкції;</p> <p>h_c - товщина бетонної полки;</p> <p>h_n - положення нейтральної осі;</p> <p>h_s - відстань між центрами ваги полк профілю сталеві конструкції;</p> <p>h_{sc} - загальна номінальна висота з'єднувального стержня;</p> <p>k - коефіцієнт підсилення динамічності для впливу другого порядку; коефіцієнт; емпіричний коефіцієнт для розрахунку опору зсуву;</p> <p>k_c - коефіцієнт;</p> <p>k_s - коефіцієнт послаблення для опору зсуву з'єднувального стержня упора;</p> <p>k_θ - параметр;</p> <p>k_1 - згинана жорсткість бетонної плити з урахуванням тріщин;</p> <p>k_2 - згинана жорсткість стінки;</p> <p>l_0 - довжина завантаження;</p> <p>m - нахил кривої втомної міцності; емпіричний коефіцієнт для розрахунку опору зсуву;</p> <p>n - модульний коефіцієнт; кількість з'єднувальних елементів зсувного з'єднання;</p> <p>n_L - модульний коефіцієнт, який залежить від типу навантаження;</p>	<p>$f_{ct,eff}$ - Mean value of the effective tensile strength of the concrete</p> <p>f_{ctm} - Mean value of the axial tensile strength of concrete</p> <p>$f_{ct,0}$ - Reference strength for concrete in tension</p> <p>f_{lctm} - Mean value of the axial tensile strength of lightweight concrete</p> <p>f_{pd} - Limiting stress of prestressing tendons according to 3.3.3 of EN1992-1-1</p> <p>F_{pk} - characteristic value of yield strength of prestressing tendons</p> <p>f_{sd} - Design value of the yield strength of reinforcing steel</p> <p>f_{sk} - Characteristic value of the yield strength of reinforcing steel</p> <p>f_u - Specified ultimate tensile strength</p> <p>f_y - Nominal value of the yield strength of structural steel</p> <p>f_{yd} - Design value of the yield strength of structural steel</p> <p>h - Overall depth; thickness</p> <p>h_a - Depth of the structural steel section</p> <p>h_c - thickness of the concrete flange;</p> <p>h_n - Position of neutral axis</p> <p>h_s - Depth between the centroids of the flanges of the structural steel section</p> <p>h_{sc} - Overall nominal height of a stud connector</p> <p>k - Amplification factor for second-order effects; coefficient; empirical factor for design shear resistance</p> <p>k_c - Coefficient</p> <p>k_s - reduction factor for shear resistance of stud connector</p> <p>k_θ - Parameter</p> <p>k_1 - Flexural stiffness of the cracked concrete slab</p> <p>k_2 - Flexural stiffness of the web</p> <p>l_0 - Load introduction length</p> <p>m - Slope of fatigue strength curve; empirical factor for design shear resistance</p> <p>n - Modular ratio; number of shear connectors</p> <p>n_L - Modular ratio depending on the type of loading</p>
--	---

<p>n_0 - модульний коефіцієнт для короткочасного навантаження;</p> <p>n_{0G} - модульний коефіцієнт для короткочасного навантаження (модуль зсуву);</p> <p>n_{tot} - див. 9.4;</p> <p>n_{LG} - модульний коефіцієнт (модуль зсуву) для тривалого навантаження;</p> <p>n_w - див. 9.4;</p> <p>r - відношення кінцевих моментів;</p> <p>s - поздовжня міжцентрова відстань між стержнями зсувного з'єднання;</p> <p>s_f - відстань у просвіті між верхніми полицями сталевих балок балкових настилів;</p> <p>s_t - поперечна міжцентрова відстань між стержнями зсувного з'єднання;</p> <p>s_w - відстань між стінками сталевих балок балкових настилів;</p> <p>t - термін служби; товщина;</p> <p>t_w - товщина стінки профілю сталеві конструкції;</p> <p>t_f - товщина сталеві полки сталевих балок балкового настила;</p> <p>t_0 - вікт при навантаженні;</p> <p>v_{Ed} - розрахункове напруження поздовжнього зсуву;</p> <p>$v_{L,Ed}$ - розрахункове зусилля поздовжнього зсуву на одиницю довжини на межі розподілу між сталлю і бетоном;</p> <p>$v_{L,Ed,max}$ - максимальне розрахункове зусилля поздовжнього зсуву на одиницю довжини на межі розподілу між сталлю і бетоном;</p> <p>w_k - розрахункове зусилля ширини тріщини;</p> <p>x - відстань від елемента зсувного з'єднання до найближчої стінки;</p> <p>x_{pl} - відстань між пластичною нейтральною віссю та крайньою фиброю стисненої бетонної плити;</p> <p>y - вісь поперечного перерізу, що паралельна полкам;</p> <p>z - вісь поперечного перерізу, що перпендикулярна полкам; плече важеля;</p> <p>z_0 - вертикальна відстань.</p> <p><i>Малі літери грецького алфавіту</i></p> <p>$\Delta\zeta$ - діапазон напружень;</p> <p>$\Delta\zeta_c$ - вихідне значення втомної міцності для 2 млн. циклів;</p>	<p>n_0 - Modular ratio for short-term loading</p> <p>n_{0G} - Modular ratio (shear moduli) for short term loading</p> <p>n_{tot} - See 9.4</p> <p>n_{LG} - Modular ratio (shear moduli) for long term loading</p> <p>n_w - See 9.4</p> <p>r - Ratio of end moments</p> <p>s - Longitudinal spacing centre-to-centre of the stud shear connectors</p> <p>s_f - Clear distance between the upper flanges of the steel beams of filler beam decks</p> <p>s_t - Transverse spacing centre-to-centre of the stud shear connectors</p> <p>s_w - Spacing of webs of steel beams of filler beam decks</p> <p>t - Age; thickness</p> <p>t_w - Thickness of the web of the structural steel section</p> <p>t_f - Thickness of the steel flange of the steel beams of filler beam decks</p> <p>t_0 - Age at loading</p> <p>v_{Ed} - Design longitudinal shear stress</p> <p>$v_{L,Ed}$ - Design longitudinal shear force per unit length at the interface between steel and concrete</p> <p>$v_{L,Ed,max}$ - Maximum design longitudinal shear force per unit length at the interface between steel and concrete</p> <p>w_k - Design value of crack width</p> <p>x - Distance of a shear connector from the nearest web</p> <p>x_{pl} - Distance between the plastic neutral axis and the extreme fibre of the concrete slab in compression</p> <p>y - Cross-section axis parallel to the flanges</p> <p>z - Cross-section axis perpendicular to the flanges; lever arm</p> <p>z_0 - Vertical distance</p> <p><i>Greek upper case letters</i></p> <p>$\Delta\zeta$ - Stress range</p> <p>$\Delta\zeta_c$ - Reference value of the fatigue strength at 2 million cycles</p>
---	--

<p>$\Delta\zeta_E$ - діапазон еквівалентних напружень постійної амплітуди;</p> <p>$\Delta\zeta_{E, glob}$ - діапазон еквівалентних напружень постійної амплітуди, що викликані глобальними впливами;</p> <p>$\Delta\zeta_{E, loc}$ - діапазон еквівалентних напружень постійної амплітуди, що викликані місцевими впливами;</p> <p>$\Delta\zeta_{E, 2}$ - діапазон еквівалентних напружень постійної амплітуди для 2 млн. циклів;</p> <p>$\Delta\zeta_s$ - збільшення напруження у сталевій арматурі, яке викликано жорсткістю бетону при розтягу;</p> <p>$\Delta\zeta_{s, equ}$ - діапазон еквівалентних напружень пошкоджень;</p> <p>$\Delta\tau$ - діапазон дотичних напружень для втомного навантаження;</p> <p>$\Delta\tau_c$ - вихідне значення втомної міцності для 2 млн. циклів;</p> <p>$\Delta\tau_E$ - діапазон еквівалентних напружень постійної амплітуди;</p> <p>$\Delta\tau_{E, 2}$ - діапазон дотичних напружень постійної амплітуди для 2 млн. циклів;</p> <p>$\Delta\tau_R$ - втомна міцність на зсув;</p> <p>Ψ - коефіцієнт.</p> <p><i>Строчные літери алфавиту</i></p> <p>α - коефіцієнт; параметр, див. 6.4.2 (6);</p> <p>α_{cr} - коефіцієнт, на який підвищення розрахункових навантажень призведе до втрати стійкості при пружних деформаціях;</p> <p>α_M - коефіцієнт, відносно згину сталезалізобетонної стійки;</p> <p>$\alpha_{M, y}, \alpha_{M, z}$ - коефіцієнт, відносно згину сталезалізобетонної стійки навколо осі у-у та осі z-z відповідно;</p> <p>α_{st} - коефіцієнт (відношення);</p> <p>β - коефіцієнт; перетворюючий параметр, половина кута розподілу поздовжнього зсувного зусилля V_l на бетонну плиту;</p> <p>γ_C - частний коефіцієнт для бетону;</p> <p>γ_F - частний коефіцієнт для впливів, який враховує також похибки моделей і розмірні варіації;</p> <p>γ_{Ff} - частний коефіцієнт для області еквівалентних напружень постійної амплітуди;</p> <p>γ_M - частний коефіцієнт для властивостей матеріалу, який враховує також похибки моделей і розмірні варіації;</p>	<p>$\Delta\zeta_E$ - Equivalent constant amplitude stress range</p> <p>$\Delta\zeta_{E, glob}$ - Equivalent constant amplitude stress range due to global effects</p> <p>$\Delta\zeta_{E, loc}$ - Equivalent constant amplitude stress range due to local effects</p> <p>$\Delta\zeta_{E, 2}$ - Equivalent constant amplitude stress range related to 2 million cycles</p> <p>$\Delta\zeta_s$ - Increase of stress in steel reinforcement due to tension stiffening of concrete</p> <p>$\Delta\zeta_{s, equ}$ - Damage equivalent stress range</p> <p>$\Delta\tau$ - Range of shear stress for fatigue loading</p> <p>$\Delta\tau_c$ - Reference value of the fatigue strength at 2 million cycles</p> <p>$\Delta\tau_E$ - Equivalent constant amplitude stress range</p> <p>$\Delta\tau_{E, 2}$ - Equivalent constant amplitude range of shear stress related to 2 million cycles</p> <p>$\Delta\tau_R$ - Fatigue shear strength</p> <p>Ψ - Coefficient</p> <p><i>Greek lower case letters</i></p> <p>α - Factor; parameter, see 6.4.2 (6)</p> <p>α_{cr} - Factor by which the design loads would have to be increased to cause elastic instability</p> <p>α_M - Coefficient related to bending of a composite column</p> <p>$\alpha_{M, y}, \alpha_{M, z}$ - Coefficient related to bending of a composite column about the y-y axis and the z-z axis respectively</p> <p>α_{st} - Ratio</p> <p>β - Factor; transformation parameter, Half of the angle of spread of longitudinal shear force V_l into the concrete slab</p> <p>γ_C - Partial factor for concrete</p> <p>γ_F - Partial factor for actions, also accounting for model uncertainties and dimensional variations</p> <p>γ_{Ff} - Partial factor for equivalent constant amplitude stress range</p> <p>γ_M - Partial factor for a material property, also accounting for model uncertainties and dimensional variations</p>
--	---

<p>γ_{M0} - частный коэффициент для конструкционной стали, що застосовується до опору поперечних перерізів, див. EN 1993-1-1:2005, 6.1 (1);</p> <p>γ_{M1} - частный коэффициент для конструкционной стали, що застосовується до опору елементів втрати стійкості, оцінка якого виконується за допомогою контролю елементів, див. EN 1993-1-1:2005, 6.1 (1);</p> <p>γ_{Mf} - частный коэффициент для втомної міцності ;</p> <p>$\gamma_{Mf,s}$ - частный коэффициент для втомної міцності зсувних стержнів упорів;</p> <p>γ_p - частный коэффициент для впливів попереднього навантаження;</p> <p>γ_s - частный коэффициент для арматурної сталі;</p> <p>γ_v - частный коэффициент для розрахункового опору зсуву стержня з голівкою;</p> <p>δ - коэффициент; коэффициент вклада сталі; прогин у центральній частини;</p> <p>δ_{uk} - характеристичне значення величини проскальзвання;</p> <p>$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$, де f_y у N/mm^2;</p> <p>η_a, η_{ao} - коэффициенти, що стосуються обмежень для бетона;</p> <p>$\eta_c, \eta_{co}, \eta_{cL}$ - коэффициенти, що стосуються обмежень для бетона;</p> <p>θ - кут;</p> <p>λ, λ_v - эквивалентні коэффициенти пошкоджень;</p> <p>$\lambda_{v,1}$ - коэффициент, для визначення еквівалентного коэффициента пошкоджень λ_v для зсувних стержнів упорів з голівками;</p> <p>$\lambda_{glob}, \lambda_{loc}$ - эквивалентні коэффициенти пошкоджень для глобальних і місцевих впливів відповідно;</p> <p>λ – відносна гнучкість;</p> <p>λ_{LT} - відносна гнучкість для поздовжнього згину з крученням;</p> <p>μ - коэффициент тертя; номінальний коэффициент;</p> <p>μ_d - коэффициент для розрахунку на стиск і відносний згин;</p> <p>μ_{dy}, μ_{dz} – коэффициент μ_d, що відноситься до площини згину;</p> <p>ν_a - коэффициент Пуассона для конструкційної сталі;</p>	<p>γ_{M0} - Partial factor for structural steel applied to resistance of cross-sections, see EN 1993-1-1: 2005, 6.1(1)</p> <p>γ_{M1} - Partial factor for structural steel applied to resistance of members to instability assessed by member checks, see EN 1993-1-1: 2005, 6.1(1)</p> <p>γ_{Mf} - Partial factor for fatigue strength</p> <p>$\gamma_{Mf,s}$ - Partial factor for fatigue strength of studs in shear</p> <p>γ_p - Partial factor for pre-stressing action</p> <p>γ_s - Partial factor for reinforcing steel</p> <p>γ_v - Partial factor for design shear resistance of a headed stud</p> <p>δ - Factor; steel contribution ratio; central deflection</p> <p>δ_{uk} Characteristic value of slip capacity</p> <p>δ_{uk} - Characteristic value of slip capacity</p> <p>$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$, where f_y is in N/mm^2</p> <p>η_a, η_{ao} - Factors related to the confinement of concrete</p> <p>$\eta_c, \eta_{co}, \eta_{cL}$ - Factors related to the confinement of concrete</p> <p>θ - Angle</p> <p>λ, λ_v - Damage equivalent factors</p> <p>$\lambda_{v,1}$ - Factor to be used for the determination of the damage equivalent factor λ_v for headed studs in shear</p> <p>$\lambda_{glob}, \lambda_{loc}$ - Damage equivalent factors for global effects and local effects, respectively</p> <p>λ - Relative slenderness</p> <p>λ_{LT} - Relative slenderness for lateral-torsional buckling</p> <p>μ - Coefficient of friction; nominal factor</p> <p>μ_d - Factor related to design for compression and uniaxial bending</p> <p>μ_{dy}, μ_{dz} - Factor μ_d related to plane of bending</p> <p>ν_a - Poisson's ratio for structural steel</p>
<p>ρ - параметр для зменшення</p>	<p>ρ - Parameter related to reduced design bending</p>

<p>розрахункового опору згину з урахуванням вертикального зсуву; P_s - параметр; коефіцієнт армування; σ_c, R_d - локальна розрахункова міцність бетону; σ_{ct} - растягувальне напруження крайнього волокна бетону; $\sigma_{max,f}$ - максимальне напруження, яке викликане втомним навантаженням; $\sigma_{min,f}$ - мінімальне напруження, яке викликане втомним навантаженням; $\sigma_{s,max,f}$ - напруження в арматурі, яке викликане згинаним моментом $M_{Ed,max,f}$; $\sigma_{s,min,f}$ - напруження в арматурі, яке викликане згинаним моментом $M_{Ed,min,f}$; σ_s - напруження в розтягнутій арматурі; $\sigma_{s,max}$ - напруження в арматурі, яке викликане згинаним моментом M_{max}; $\sigma_{s,max,0}$ - напруження в арматурі, яке викликане згинаним моментом M_{max}, без урахування розтягнутого бетону; $\sigma_{s,0}$ - напруження в розтягнутій арматурі без урахування жорсткості при розтягуванні бетону; τ_{Rd} - розрахунковий опір зсуву; \emptyset - діаметр (розмір) сталевих арматурних стержнів; еквівалентний динамічний коефіцієнт пошкодження;</p>	<p>resistance accounting for vertical shear P_s - Parameter; reinforcement ratio σ_c, R_d - Local design strength of concrete σ_{ct} - Extreme fibre tensile stress in the concrete $\sigma_{max,f}$ - Maximum stress due to fatigue loading $\sigma_{min,f}$ - Minimum stress due to fatigue loading $\sigma_{s,max,f}$ - Stress in the reinforcement due to the bending moment $M_{Ed,max,f}$ $\sigma_{s,min,f}$ - Stress in the reinforcement due to the bending moment $M_{Ed,min,f}$ σ_s - Stress in the tension reinforcement $\sigma_{s,max}$ - Stress in the reinforcement due to the bending moment M_{max}; $\sigma_{s,max,0}$ - Stress in the reinforcement due to the bending moment M_{max}, neglecting concrete in tension $\sigma_{s,0}$ - Stress in the tension reinforcement neglecting tension stiffening of concrete τ_{Rd} - Design shear strength \emptyset - Diameter (size) of a steel reinforcing bar; damage equivalent impact factor</p>
<p>\emptyset^* - діаметр (розмір) сталевих арматурних стержнів; v_t - коефіцієнт повзучості; $v(t, t_0)$ - коефіцієнт повзучості, що характеризує повзучість між значеннями часу t і t_0, для пружної деформації у віці 28 днів; χ - коефіцієнт послаблення для втрати стійкості при згині; χ_{LT} - коефіцієнт послаблення для поздовжнього згину з крученням; ψ_L - коефіцієнт повзучості.</p>	<p>\emptyset^* - Diameter (size) of a steel reinforcing bar v_t - Creep coefficient $v(t, t_0)$ - Creep coefficient, defining creep between times t and t_0, related to elastic deformation at 28 days χ - Reduction factor for flexural buckling χ_{LT} - Reduction factor for lateral-torsional buckling ψ_L - Creep multiplier</p>
<p>2 Основи проектування 2.1 Вимоги (1)P Проектування сталезалізобетонних конструкцій необхідно виконувати відповідно до загальних правил, які наведено у EN 1990:2002. (2)P До сталезалізобетонних конструкцій слід застосовувати також додаткові умови,</p>	<p>Section 2 Basis of design 2.1 Requirements (1)P The design of composite structures shall be in accordance with the general rules given in EN 1990: 2002. (2)P The supplementary provisions for composite structures given in this Section shall also be applied.</p>

<p>які наводяться у цьому.</p> <p>(3) Загальні вимоги EN 1990:2002, розділ 2, вважаються виконаними для сталезалізобетонних конструкцій, за умови використання таких умов:</p> <ul style="list-style-type: none"> - розрахунок граничного стану у поєднанні з с методом частних коефіцієнтів згідно з EN 1990:2002; - впливи згідно з EN 1991; - сполучення впливів відповідно до EN 1990:2002; - міцність, довговічність та експлуатаційна надійність відповідно до цього стандарту. <p>2.2 Принципи розрахунку за граничним станом</p> <p>(1) Сталезалізобетонні конструкції слід проектувати з урахуванням відповідних етапів.</p> <p>2.3 Базисні змінні</p> <p>2.3.1 Воздействия та впливи довкілля</p> <p>(1) Впливи, які має бути враховано при проектуванні, наведено у відповідних частинах EN 1991.</p> <p>(2)P Для підтвердження використання сталевих шпунтових рядів в якості опалубки, слід враховувати ефект затоплення водою (збільшена глибина бетону, що викликає відхилення опалубки).</p> <p>2.3.2 Властивості матеріалів та виробів</p> <p>(1) За умови якщо інше не визначено Єврокодом 4, впливи, що викликані властивостями бетону, які змінюються в часі, слід визначати згідно з EN 1992-1-1:2004.</p> <p>2.3.3 Класифікація впливів</p> <p>(1)P Впливи усадки та повзучості бетону, а також нерівномірних температурних змін, призводять до виникнення внутрішніх зусиль у поперечних перерізах, згинаних і поздовжніх деформацій у конструктивних елементах; впливи, що мають місце у статично визначених конструкціях і в статично невизначених конструкціях без урахування сумісності деформацій, має бути класифіковано як повинні первинні впливи.</p> <p>(2)P У статично невизначених конструкціях первинні впливи усадки, повзучості та температури об'єднуються з</p>	<p>(3) The basic requirements of EN 1990: 2002, Section 2 are deemed to be satisfied for composite structures when the following are applied together:</p> <ul style="list-style-type: none"> – limit state design in conjunction with the partial factor method in accordance with EN 1990: 2002, – actions in accordance with EN 1991, – combination of actions in accordance with EN 1990: 2002 and – resistances, durability and serviceability in accordance with this Standard. <p>2.2 Principles of limit states design</p> <p>(1)P For composite structures, relevant stages in the sequence of construction shall be considered.</p> <p>2.3 Basic variables</p> <p>2.3.1 Actions and environmental influences</p> <p>(1) Actions to be used in design may be obtained from the relevant parts of EN 1991.</p> <p>(2)P In verification for steel sheeting as shuttering, account shall be taken of the ponding effect (increased depth of concrete due to the deflection of the sheeting).</p> <p>2.3.2 Material and product properties</p> <p>(1) Unless otherwise given by Eurocode 4, actions caused by time-dependent behaviour of concrete should be obtained from EN 1992-1-1: 2004.</p> <p>2.3.3 Classification of actions</p> <p>(1)P The effects of shrinkage and creep of concrete and non-uniform changes of temperature result in internal forces in cross sections, and curvatures and longitudinal strains in members; the effects that occur in statically determinate structures, and in statically indeterminate structures when compatibility of the deformations is not considered, shall be classified as primary effects.</p> <p>(2)P In statically indeterminate structures the primary effects of shrinkage, creep and temperature are associated with additional action effects, such that</p>
---	--

додатковими впливами таким чином, що сумарні впливи стають сумісними; ці впливи має бути класифіковано як вторинні і розглядати їх слід як непрямі впливи

2.4 Перевірка за допомогою методу частного коефіцієнта

2.4.1 Розрахункові значення

2.4.1.1 Розрахункові значення впливів

(1) Для попереднього напруження, що викликано прикладуваними контрольованими деформаціями, наприклад натягом арматури або піддомкращуванням на опорах, слід визначити частний коефіцієнт безпеки γ_P для гарничних станів з урахуванням сприятливих і несприятливих впливів.

Примітка. Значення для γ_P наведено у національному додатку. Рекомендоване значення для сприятливих і несприятливих впливів становить 1,0.

2.4.1.2 Розрахункові значення властивостей матеріалів і виробів

(1)P Якщо верхня оцінка міцності не враховується, частні коефіцієнти слід застосовувати до нижньої характеристики або до номінальних значень міцності.

(2)P Для бетону застосовується частний коефіцієнт γ_C . Розрахункова міцність на стиск визначається за допомогою рівняння

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

де характеристичне значення f_{ck} приймається за EN 1992-1-1:2004, 3.1 - для нормального бетону та за EN 1992-1-1:2004, 11.3 - для легкого бетону.

Примітка. Значення для γ_C наведено в EN 1992-1-1:2004.

(3)P Для сталеві арматури слід використовувати коефіцієнт γ_S .

Примітка. Значення для γ_S наведено в EN 1992-1-1:2004.

(4)P Для конструкційної сталі, сталеві опалубки та сталевих з'єднувальних пристроїв слід використовувати частні коефіцієнти γ_M . Якщо не вказано інше, в якості частного коефіцієнта для сталеві конструкції можна використовувати γ_{M0} .

Примітка. Значення для γ_M наведено в EN 1993-2.

the total effects are compatible; these shall be classified as secondary effects and shall be considered as indirect actions.

2.4 Verification by the partial factor method

2.4.1 Design values

2.4.1.1 Design values of actions

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

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

2.4.1.2 Design values of material or product properties

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

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

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

where the characteristic value f_{ck} shall be obtained by reference to EN 1992-1-1: 2004, 3.1 for normal concrete and to EN 1992-1-1: 2004, 11.3 for lightweight concrete.

NOTE: The value for γ_C is that used in EN 1992-1-1: 2004.

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

NOTE: The value for γ_S is that used in EN 1992-1-1: 2004.

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

NOTE: Values for γ_M are those given in EN 1993-2.

(5)P Для зсувного з'єднання слід використовувати частний коефіцієнт γ_v .

Примітка. Значення для γ_v наводиться у національному додатку. Рекомендоване значення для γ_v становить 1,25.

(6)P Для перевірки витривалості стержней з голівками гнучких упорів для мостов, слід використовувати частні коефіцієнти γ_{Mf} і $\gamma_{Mf,s}$.

Примітка. Значення для γ_{Mf} наведено в EN 1993-2. Значення для $\gamma_{Mf,s}$ може бути наведено у національному додатку.

Рекомендоване значення $\gamma_{Mf,s}$ становить 1,0.

2.4.1.3 Розрахункові значення геометричних даних

(1) Геометричні дані для поперечних перерізів і систем приймаються за гармонізованими стандартами або кресленнями для використання в якості номінальних значень.

2.4.1.4 Розрахунков опори

(1)P Для сталезалізобетонних конструкцій, розрахункові опори слід визначати відповідно до EN 1990:2002, вираз (6.6a) або (6.6c).

2.4.2 Сполучення (комбінація) впливів

(1) Загальні параметри сполучення впливів наведено в EN 1990:2002, розділ 6.

(2) Для мостів сполучення впливів наведено у додатку А.2 EN 1990:2002.

2.4.3 Перевірка статичної рівноваги (EQU)

(1) Параметри надійності для перевірки статичної рівноваги мостів (див. EN 1990:2002, таблиця А.2.4(А)) також застосовуються для прогнозування ситуацій, еквівалентних (EQU), наприклад для проектування анкерів, що фіксують, або контролю підйому опор для нерозрізних балок.

3 Матеріали

3.1 Бетон

(1) Якщо інше не вказано в Єврокоді 4, опис властивостей приймається за EN 1992-1-1:2004, 3.1 - для нормального бетону або за EN 1992-1-1:2004, 11.3 - для легкого бетону.

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

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

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

NOTE: The value for γ_{Mf} is that used in EN 1993-2. The value for $\gamma_{Mf,s}$ may be given in the National Annex. The recommended value for $\gamma_{Mf,s}$ is 1,0.

2.4.1.3 Design values of geometrical data

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

2.4.1.4 Design resistances

(1)P For composite structures, design resistances shall be determined in accordance with EN 1990:2002, expression (6.6a) or expression (6.6c). EN 1994-2: 2005 (E)

2.4.2 Combination of actions

(1) The general formats for combinations of actions are given in EN 1990: 2002, Section 6.

(2) For bridges the combinations of actions are given in Annex A2 of EN 1990: 2002.

2.4.3 Verification of static equilibrium (EQU)

(1) The reliability format for the verification of static equilibrium for bridges, as described in EN 1990: 2002, Table A2.4(A), also applies to design situations equivalent to (EQU), e.g. for the design of holding down anchors or the verification of uplift of bearings of continuous beams.

Section 3 Materials

3.1 Concrete

(1) Unless otherwise given by Eurocode 4, properties should be obtained by reference to EN 1992-1-1: 2004, 3.1 for normal concrete and to EN 1992-1-1: 2004, 11.3 for lightweight concrete.

<p>(2) Ця частина стандарту EN 1994 не розповсюджується на проектування сталезалізобетонних конструкцій з класами бетону за міцністю нижче ніж C20/25 і LC20/22 та вище ніж C60/75 і LC60/66.</p> <p>(3) Усадка бетону має визначатись з рахуванням вологості доквілля, розмірів елементу і складу бетону</p> <p>3.2 Арматурна сталь для мостів</p> <p>(1) Опис властивостей наведено в EN 1992-1-1:2004, 3.2, за виключенням 3.2.4, де застосовано EN 1992-2.</p> <p>(2) Для сталезалізобетонних конструкцій розрахункове значення модуля пружності E_s прирівнюється до значень для конструкційної сталі, наведених у EN 1993-1-1:2005, 3.2.6.</p> <p>(3) Характеристики пластичності мають бути відповідними до EN 1992-2, 3.2.4.</p> <p>3.3 Конструкційна сталь для мостів</p> <p>(1) Опис необхідних властивостей наведено в EN 1993-2.</p> <p>(2) Правила цієї частини EN 1994 стосуються конструкційної сталі, номінальне значення границі текучості якої не перевищує 460 Н/мм².</p> <p>3.4 З'єднувальні пристрої</p> <p>3.4.1 Загальні положення</p> <p>(1) Опис вимог, до кріпильних елементів и зварних матеріалів наводиться в EN 1993-1-8:2005</p> <p>3.4.2 Елементи зсувних з'єднань у вигляді стержнів з голівками</p> <p>(1) Данні наведено в EN 13918.</p> <p>3.5 Напружена арматура та пристрої</p> <p>(1) Данні наведено в 3.3 и 3.4 EN 1992-1-1:2004.</p> <p>3.6 Растягнуті сталеві компоненти</p> <p>(1) Данні наведено в EN 1993-1-11.</p> <p>4 Долговечность</p> <p>4.1 Общие положения</p> <p>(1) Необходимо соблюдать условия, представленные в EN 1990, EN 1992 и EN 1993.</p> <p>(2) Детализация сдвигового соединения должна производиться в соответствии с 6.6.5.</p>	<p>(2) This Part of EN 1994 does not cover the design of composite structures with concrete strength classes lower than C20/25 and LC20/22 and higher than C60/75 and LC60/66.</p> <p>(3) Shrinkage of concrete should be determined taking account of the ambient humidity, the dimensions of the element and the composition of the concrete.</p> <p>3.2 Reinforcing steel for bridges</p> <p>(1) Properties should be obtained by reference to EN 1992-1-1: 2004, 3.2, except 3.2.4 where EN 1992-2 applies.</p> <p>(2) For composite structures, the design value of the modulus of elasticity E_s may be taken as equal to the value for structural steel given in EN 1993-1-1: 2005, 3.2.6.</p> <p>(3) Ductility characteristics should comply with EN 1992-2, 3.2.4.</p> <p>3.3 Structural steel for bridges</p> <p>(1) Properties should be obtained by reference to EN 1993-2.</p> <p>(2) The rules in this Part of EN 1994 apply to structural steel of nominal yield strength not more than 460 N/mm².</p> <p>3.4 Connecting devices</p> <p>3.4.1 General</p> <p>(1) Reference should be made to EN 1993-1-8: 2005 for requirements for fasteners and welding consumables.</p> <p>3.4.2 Headed stud shear connectors</p> <p>(1) Reference should be made to EN 13918.</p> <p>3.5 Prestressing steel and devices</p> <p>(1) Reference should be made to clauses 3.3 and 3.4 of EN1992-1-1: 2004.</p> <p>3.6 Tension components in steel</p> <p>(1) Reference should be made to EN 1993-1-11.</p> <p>Section 4 Durability</p> <p>4.1 General</p> <p>(1) The relevant provisions given in EN 1990, EN 1992 and EN 1993 should be followed.</p> <p>(2) Detailing of the shear connection should be in accordance with 6.6.5.</p>
---	--

4.2 Антикорозійний захист на межі розподілу сталь-бетон у мостах

(1) Антикорозійний захист сталевої полки має розповсюджуватись на глибину межі розподілу сталь-бетон не менше ніж на 50 мм. Опис додаткових правил для мостів з використанням збірних плит проїзної частини наведено в розділі 8.

5 Розрахунок конструкцій

5.1 Моделювання конструкції для розрахунку

5.1.1 Моделювання конструкції та основні припущення

(1)P Модель конструкції та основні припущення слід обирати у відповідності до EN 1990:2002, 5.1.1, і відображати очікувану роботу поперечних перерізів, елементів, з'єднань і опор.

(2) Цей розділ може бути застосовано до сталезалізобетонних мостів, де більшість конструктивних елементів і з'єднань сталезалізобетонні або виготовлені з конструкційної сталі. Там, де робота конструкції являє собою роботу залізобетонних або попередньо напружених залізобетонних конструкцій з незначною кількістю сталезалізобетонних елементів, загальний розрахунок, в цілому, має бути відповідним до EN 1992-2.

(3) Розрахунок сталезалізобетонних плит слід виконувати відповідно до розділу 9.

5.1.2 Моделювання з'єднань

(1) Вплив роботи з'єднань на розподіл внутрішніх зусиль у межах конструкції, а також на загальну деформацію конструкції, у більшості випадків, не враховується, але якщо вплив має значимий характер (наприклад, при використанні температурно-нерозрізних з'єднань), його слід враховувати, див. розділ 8 і EN 1993-1-8:2005.

(2) Для визначення необхідності врахування впливу роботи з'єднання на розрахунок, слід з'ясувати різницю між трьома моделями з'єднань, див. 8.2 і EN 1993-1-8:2005, 5.1.1:

- проста модель, в якій можна уявити, що з'єднання не передає згинані моменти;

4.2 Corrosion protection at the steel-concrete interface in bridges

(1) The corrosion protection of the steel flange should extend into the steel-concrete interface at least 50 mm. For additional rules for bridges with pre-cast deck

Section 5 Structural analysis

5.1 Structural modelling for analysis

5.1.1 Structural modelling and basic assumptions

(1)P The structural model and basic assumptions shall be chosen in accordance with EN 1990:2002, 5.1.1 and shall reflect the anticipated behaviour of the cross-sections, members, joints and bearings. slabs, see Section 8.

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

(3) Analysis of composite plates should be in accordance with Section 9.

5.1.2 Joint modelling

(1) The effects of the behaviour of the joints on the distribution of internal forces and moments within a structure, and on the overall deformations of the structure, may generally be neglected, but where such effects are significant (such as in the case of semi-continuous joints) they should be taken into account, see Section 8 and EN 1993-1-8: 2005.

(2) To identify whether the effects of joint behaviour on the analysis need be taken into account, a distinction may be made between three joint models as follows, see 8.2 and EN 1993-1-8: 2005, 5.1.1:

– simple, in which the joint may be assumed not to transmit bending moments;

- нерозрізна модель, в якій жорсткість і/або міцність з'єднання забезпечує нерозрізність елементів, що приймаються у розрахунку;

- напівнеперервна модель, роботу з'єднань в які має бути враховано при розрахунку.

(3) Напівнеперервні комбіновані стики не використовуються у мостових конструкціях.

5.1.3 Взаємодія «грунт-конструкція»

(1)P За необхідності слід враховувати деформаційні характеристики опор.

Примітка. У EN 1997-1:2004 неведено рекомендації для розрахунку взаємодія «грунт-конструкція».

(2)При відсутності проектних даних і необхідності урахування осідання слід використовувати розрахункові значення відповідно до прогнозованого осідання.

(3) Впливи, що викликані осіданням, як правило, не враховуються для граничних станів за умовою втрати несної здатності, крім втомних для сталезалізобетонних елементів, в яких всі поперечні перерізи відносяться до класу 1 або 2, а опір згину не зменшується під впливом поздовжнього згину з крученням.

5.2 Стійкість конструкції

5.2.1 Впливи деформованої геометрії конструкції

(1) Результати такого впливу можна визначити за допомогою:

- розрахунку першого порядку, використовуючи вихідну геометрію конструкції;

- розрахунок другого порядку, з урахуванням впливу деформації конструкції.

(2)P Вплив деформованої геометрії (ефекти другого порядку) слід враховувати в тому випадку, якщо він значно підвищує ступінь впливу або призводить до істотних змін роботи конструкції.

(3) Розрахунок першого порядку слід використовувати у випадку, якщо підвищення відповідних внутрішніх зусиль в наслідок деформацій, яке було визначено в ході розрахунку першого порядку, становить менше, ніж 10 %.

– continuous, in which the stiffness and/or resistance of the joint allow full continuity of the members to be assumed in the analysis;

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

(3) In bridge structures semi-continuous composite joints should not be used.

5.1.3 Ground-structure interaction

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

NOTE: EN 1997-1: 2004 gives guidance for calculation of soil-structure interaction.

(2) Where settlements have to be taken into account and where no design values have been specified, appropriate estimated values of predicted settlement should be used.

(3) Effects due to settlements may normally be neglected in ultimate limit states other than fatigue for composite members where all cross sections are in class 1 or 2 and bending resistance is not reduced by lateral torsional buckling.

5.2 Structural stability

5.2.1 Effects of deformed geometry of the structure

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

- first-order analysis, using the initial geometry of the structure;

- second-order analysis, taking into account the influence of the deformation of the structure.

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

(3) First-order analysis may be used if the increase of the relevant internal forces or moments caused by the deformations given by first-order analysis is less than 10%.

Данна умова вважається виконаною, якщо задовольняється такий критерій:

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

де α_{cr} - коефіцієнт, збільшення розрахункового навантаження, яке призводить до втрати стійкості при пружних деформаціях.

(4) При визначення жорсткості конструкції слід передбачити відповідні допуски на тріщиноутворення і повзучість бетону, а також на роботу з'єднань.

5.2.2 Методи розрахунку для мостів

(1) Для мостових конструкцій застосовується стандарт EN 1993-2, 5.2.2.

5.3 Дефекти

5.3.1 Загальні положення

(1)P У розрахунку конструкції має бути передбачено відповідні допуски на можливі дефекти, з залишковими напруженнями і геометричними відхиленнями включно, такими як відсутність вертикальності, прямолінійності, площинної та розмірності, а також неминучі незначні ексцентриситети, що характерні для стиків ненавантаженої конструкції.

(2)P Уявна конфігурація дефектів має враховувати також характер пружного прогину конструкції або елемента в площині розглядуваного згину у найбільш несприятливому напрямку і формі.

5.3.2 Дефекти мостів

(1) Еквівалентні геометричні відхилення слід приймати зі значеннями, які відображають можливі впливи дефектів системи, а також дефектів елементів, якщо ці впливи не враховано в формулах опору.

(2) Відхилення і розрахункові поперечні сили для стабілізації поперечних рам слід розраховувати відповідно до EN 1993-2, 5.3 і 6.3.4.2.

(3) Для сталезалізобетонних колон і сталезалізобетонних стисканих елементів дефекти завжди має бути враховано при перевірці стійкості у межах довжини елемента відповідно до 6.7.3.6 або 6.7.3.7. Розрахункові значення еквівалентного вихідного відхилення арки наведено в таблиці 6.5.

This condition may be assumed to be fulfilled if the following criterion is satisfied:

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

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

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

5.2.2 Methods of analysis for bridges

(1) For bridge structures EN 1993-2, 5.2.2 applies.

5.3 Imperfections

5.3.1 Basis

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

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

5.3.2 Imperfections for bridges

(1) Equivalent geometric imperfections should be used with values that reflect the possible effects of system imperfections and also member imperfections unless these effects are included in the resistance formulae.

(2) The imperfections and design transverse forces for stabilising transverse frames should be calculated in accordance with EN 1993-2, 5.3 and 6.3.4.2, respectively.

(3) For composite columns and composite compression members, member imperfections should always be considered when verifying stability within a member's length in accordance with 6.7.3.6 or 6.7.3.7. Design values of equivalent initial bow imperfection should be taken from Table 6.5.

(4) Дефекти в сталевих стиснених елементах слід враховувати відповідно до EN 1993-2, 5.3.

5.4 Розрахунок результатів впливів

5.4.1 Методи загального розрахунку

5.4.1.1 Загальні положення

- (1) Результати впливів обчислюються за допомогою загального пружного розрахунку навіть у випадку, коли опір поперечного перерізу базується на пластичному або нелінійному опорі.
- (2) Загальний пружний розрахунок слід застосовувати для граничних станів за умовою втрати експлуатаційної надійності з відповідними поправками на такі нелінійні впливи, як тріщиноутворення в бетоні.
- (3) Загальний пружний розрахунок використовується для контролю втомного граничного стану.
- (4)P Впливи запізнення зсуву і місцевого випинання враховуються у випадку, коли вони значно впливають на загальний розрахунок.
- (5) Впливи місцевого згину сталевих елементів при виборі методу розрахунку враховуються через класифікацію поперечних перерізів, див. 5.5.
- (6) Впливи місцевого згину сталевих елементів на жорсткість не враховуються для нормальних сталезалізобетонних перерізів. Опис поперечних перерізів класу 4 наведено в EN 1993-1-5, 2.2.
- (7) При загальному розрахунку слід враховувати впливи прослизання в болтових отворах і аналогічних деформацій з'єднувальних пристроїв.
- (8) Якщо нелінійний розрахунок не використовується, впливи прослизання і розподілу при розрахунку внутрішніх зусиль можуть ігноруватись на межі розподілу між сталлю і бетоном, де існує зсувне з'єднання, згідно з 6.6.
- (9) Для короткострокових розрахункових ситуацій під час проведення монтажу слід використовувати загальний розрахунок без урахування тріщиноутворення та розподілу ефективної ширини відповідно до 5.4.1.2 (4).

(4) Imperfections within steel compression members should be considered in accordance with EN 1993-2, 5.3.

5.4 Calculation of action effects

5.4.1 Methods of global analysis

5.4.1.1 General

- (1) Action effects may be calculated by elastic global analysis, even where the resistance of a crosssection is based on its plastic or non-linear resistance.
- (2) Elastic global analysis should be used for serviceability limit states, with appropriate corrections for non-linear effects such as cracking of concrete.
- (3) Elastic global analysis should be used for verifications of the limit state of fatigue.
- (4)P The effects of shear lag and of local buckling shall be taken into account if these significantly influence the global analysis.
- (5) The effects of local buckling of steel elements on the choice of method of analysis may be taken into account by classifying cross-sections, see 5.5.
- (6) The effects of local buckling of steel elements on stiffness may be ignored in normal composite sections. For cross-sections of Class 4, see EN 1993-1-5, 2.2.
- (7) The effects on the global analysis of slip in bolt holes and similar deformations of connecting devices should be considered.
- (8) Unless non-linear analysis is used, the effects of slip and separation on calculation of internal forces and moments may be neglected at interfaces between steel and concrete where shear connection is provided in accordance with 6.6.
- (9) For transient design situations during erection stages uncracked global analysis and the distribution of effective width according to 5.4.1.2(4) may be used.

5.4.1.2 Ефективна ширина полиць для запізнення зсуву

(1) Р слід передбачити допуск на гнучкість сталевих або бетонних полиць, які піддаються впливу зсуву у своїх площинах (запізнення зсуву) через точний розрахунок або за допомогою ефективної ширини полки.

(2) Впливи запізнення зсуву в сталевих пластинчастих елементах має бути враховано відповідно до стандарту EN 1993-1-1:2005, 5.2.1 (5).

(3) Ефективну ширину бетонних полиць слід визначати відповідно до таких умов.

(4) Якщо застосовується загальний пружний розрахунок, постійна ефективна ширина допускається по всій довжині кожного прольота. Це значення може прийматись як величина $b_{eff,1}$ посередині прольота, який обпирається з обох кінців, або як величину $b_{eff,2}$ у корені консолі.

(5) Посередині прольоту або на проміжній опорі загальна ефективна ширина b_{eff} (див. рисунок 5.1) може бути визначена як

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

де b_0 - відстань між центрами елементів зсувних з'єднань (упорів), що виступають; b_{ei} - значення ефективної ширини бетонної полиці з кожного боку стенки, прийняте як $L_e/8$ (але не більше ніж геометрична ширина b_i). Значення b_i має розглядатись як відстань від елемента зсувного з'єднання (упора), що виступає до точки, яка розташована посередині відстані між суміжними стінками, вимірної посередині товщини бетонної полиці, за виключенням того, що на консольній ділянці полки значення b_i це відстань до вільної кромки полки.

Довжину L_e слід розглядати як приблизну відстань між точками нульового згинаного моменту. Для типових нерозрізних сталезалізобетонних балок, коли огинана епюра моменту, залежно від різних положень навантаження визначає конструкцію, і для консолей величина L_e може бути принята такою, як показано на рисунку 5.1.

5.4.1.2 Effective width of flanges for shear lag

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

(2) The effects of shear lag in steel plate elements should be considered in accordance with EN 1993-1-1: 2005, 5.2.1(5).

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

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

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

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei} \quad (5.3) \text{ here:}$$

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

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

The length L_e should be taken as the approximate distance between points of zero bending moment.

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

(6) У ефективна ширина на крайній опорі визначається як

$$b_{\text{eff}} = b_0 + \sum \beta_i b_{ei} \quad (5.4)$$

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

де b_{ei} - значення ефективної ширини, див.

(5), посередині крайнього прольоту;

L_e – еквівалентна довжина крайнього прогону відповідно до рисунку 5.1.

(7) Розподіл ефективної ширини між опорними та центральними зонами прольоту може бути таким, як показано на рисунку 5.1.

(8) Поперечний розподіл напружень, які викликані запізненням зсуву, може прийматись відповідно до EN 1993-1-5, 3.2.2, для бетонних і сталевих полок.

(9) Для поперечних перерізів зі згинаними моментами, які отримано з основної балкової системи та місцевої системи (наприклад, у сталезалізобетонних фермах з прямим впливом на пояс між вузлами), відповідні значення ефективної ширини для основної балкової системи та місцевої системи слід використовувати для відповідних згинаних моментів.

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

$$b_{\text{eff}} = b_0 + \sum \beta_i b_{ei} \quad (5.4)$$

with:

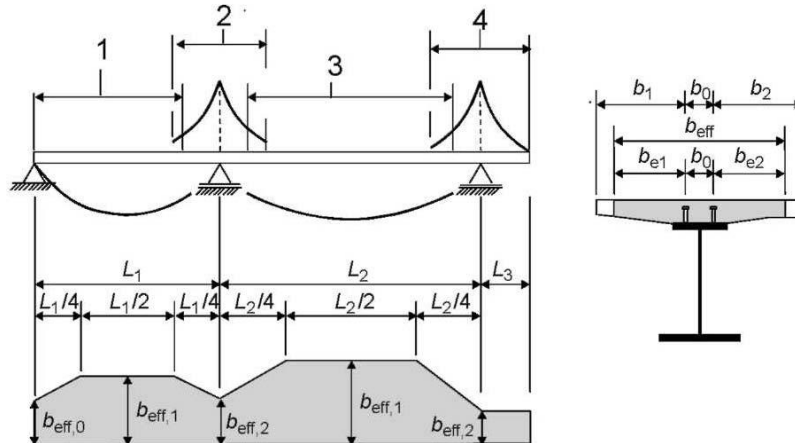
$$\beta_i = (0,55 + 0,025 L_e / b_{ei}) \leq 1,0 \quad (5.5)$$

where: b_{ei} is the effective width, see (5), of the end span at mid-span and L_e is the equivalent span of the end span according to Figure 5.1.

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

(8) The transverse distribution of stresses due to shear lag may be taken in accordance with EN 1993-1-5, 3.2.2 for both concrete and steel flanges.

(9) For cross-sections with bending moments resulting from the main-girder system and from a local system (for example in composite trusses with direct actions on the chord between nodes) the relevant effective widths for the main girder system and the local system should be used for the relevant bending moments.



$$1 L_e = 0,85 L_1 \text{ для } b_{\text{eff},1}; 2 L_e = 0,25(L_1 + L_2) \text{ для } b_{\text{eff},2};$$

$$3 L_e = 0,70 L_2 \text{ для } b_{\text{eff},1}; 4 L_e = 2 L_3 \text{ для } b_{\text{eff},2}$$

Рисунок 5.1 - Еквівалентні довжини прогонів для ефективної ширини бетонних полок

Key:

$$1 L_e = 0,85 L_1 \text{ for } b_{\text{eff},1}$$

$$2 L_e = 0,25(L_1 + L_2) \text{ for } b_{\text{eff},2}$$

$$3 L_e = 0,70 L_2 \text{ for } b_{\text{eff},1}$$

$$4 L_e = 2 L_3 \text{ for } b_{\text{eff},2}$$

Figure 5.1: Equivalent spans, for effective width of concrete flange

5.4.2 Лінійний пружний розрахунок

5.4.2.1 Загальні положення

(1) Необхідно передбачати допуск на вплив тріщиноутворення в бетоні, повзучості та усадки бетону, а також послідовності монтажу и попереднього напруження.

5.4.2.2 Повзучість і усадка

(1)P Необхідно передбачати відповідний допуск на вплив повзучості та усадки бетону.

(2) За винятком елементів з обома сталезалізобетонними полками, вплив повзучості може бути враховано шляхом використання модульних коефіцієнтів n_L для бетону. В залежності від типу навантаження (індекс L) модульні коефіцієнти може бути виражено за допомогою такого рівняння:

$$n_L = n_0 (1 + \Psi_L \varphi) \quad (5.6)$$

де n_0 - модульний коефіцієнт E_a/E_{cm} для короткочасного навантаження;

E_{cm} - секущий модуль пружності бетону для короткочасного навантаження відповідно до EN 1992-1-1:2004, таблиця 3.1 або таблиця 11.3.1;

φ - коефіцієнт повзучості $\varphi_{(t,t_0)}$ відповідно до EN 1992-1-1:2004, 3.1.4 або 11.3.3 в залежності від віку (t) бетону в момент, що розглядається, та віку (t_0) навантаження;

Ψ_L - коефіцієнт повзучості, який залежить від типу навантаження і приймається таким прийматься таким, що дорівнює для постійних навантажень -1,1 ; для первинних і вторинних впливів усадки -0,55 і для попереднього напруження за рахунок деформацій - 1.

(3) Для постійних навантажень на сталезалізобетонні конструкції у кількох стадіях може бути застосовано одне середнє значення t_0 для визначення коефіцієнта повзучості. Це припущення може використовуватись для попереднього напруження за рахунок деформацій, якщо вік всього бетону у відповідних прогонах на момент попереднього напруження становить більше ніж 14 діб.

(4) Для усадки, допустимий вік при навантаженні становить, як правило, одну добу.

5.4.2 Linear elastic analysis

5.4.2.1 General

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

5.4.2.2 Creep and shrinkage

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

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

$$n_L = n_0 (1 + \Psi_L \varphi) \quad (5.6)$$

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

E_{cm} is the secant modulus of elasticity of the concrete for short-term loading according to EN 1992-1-1: 2004, Table 3.1 or Table 11.3.1;

φ is the creep coefficient $\varphi_{(t,t_0)}$ according to EN 1992-1-1: 2004, 3.1.4 or 11.3.3, depending on the age (t) of concrete at the moment considered and the age (t_0) at loading;

Ψ_L is the creep multiplier depending on the type of loading, which be taken as 1.1 for permanent loads, 0.55 for primary and secondary effects of shrinkage and 1.5 for prestressing by imposed deformations.

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

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

<p>(5) Якщо застосовуються збірні плити або попереднє напруження бетонних плит виконується до включення в роботу зсувного з'єднання, коефіцієнт повзучості та значення усадки слід використовувати з моменту початку сумісної роботи конструкції.</p> <p>(6) Якщо в мостах під впливом повзучості відбувається значна зміна розподілу згинаючого моменту при t_0, наприклад, у нерозрізних балках змішаних конструкцій зі сталезалізобетонними та не сталезалізобетонними прольотами, слід враховувати вторинні впливи, що залежать від часу, які викликані повзучістю, за виключенням загального розрахунку граничних станів елементів, де всі поперечні перерізи відносяться до класу 1 або 2 і для яких допуск на поздовжній згин з крученням не вимагається. Для вторинних впливів, які залежать від часу, модульний коефіцієнт може визначатись з використанням коефіцієнта повзучості Ψ_L, який дорівнює 0,55.</p> <p>(7) Враховуватись мають також первинні та вторинні впливи, викликані усадкою і повзучістю бетонної полки. Впливи повзучості та усадки бетону не враховуються при розрахунку з метою перевірки граничних станів (крім втомних) для сталезалізобетонних елементів, де всі поперечні перерізи відносяться до класу 1 або 2 і для яких допуск на поздовжній згин з крученням не вимагається; граничні стани за експлуатаційною надійністю наводяться у розділі 7.</p> <p>(8) У зонах, в яких прогнозується виникнення тріщин у бетонній плиті, первинні впливи під дією усадки можна не враховувати при розрахунку вторинних впливів.</p> <p>(9) У сталезалізобетонних колоннах і стиснених елементах має бути враховано впливи повзучості відповідно до 6.7.3.4 (2).</p> <p>(10) Для сумісної роботи конструкції з обома полками, що знаходяться у стані без тріщин (наприклад, у випадку попереднього напруження), вплив повзучості і усадки слід визначати за допомогою більш точних методів.</p>	<p>(5) Where prefabricated slabs are used or when pre-stressing of the concrete slab is carried out before the shear connection has become effective, the creep coefficient and the shrinkage values from the time when the composite action becomes effective should be used.</p> <p>(6) Where in bridges the bending moment distribution at t_0 is significantly changed by creep, for example in continuous beams of mixed structures with both composite and non-composite spans, the time-dependent secondary effects due to creep should be considered, except in global analysis for the ultimate limit state for members where all cross-sections are in Class 1 or 2 and in which no allowance for lateral torsional buckling is necessary. For the time-dependent secondary effects the modular ratio may be determined with a creep multiplier ψ_L of 0.55.</p> <p>(7) Appropriate account should be taken of the primary and secondary effects caused by shrinkage and creep of the concrete flange. The effects of creep and shrinkage of concrete may be neglected in analysis for verifications of ultimate limit states other than fatigue, for composite members with all cross-sections in Class 1 or 2 and in which no allowance for lateral-torsional buckling is necessary; for serviceability limit states, see Section 7.</p> <p>(8) In regions where the concrete slab is assumed to be cracked, the primary effects due to shrinkage may be neglected in the calculation of secondary effects.</p> <p>(9) In composite columns and compression members, account should be taken of the effects of creep in accordance with 6.7.3.4(2).</p> <p>(10) For double composite action with both flanges un-cracked (e.g. in case of pre-stressing) the effects of creep and shrinkage should be determined by more accurate methods.</p>
---	---

(11) Жорсткість при крученні (Сен-Венана) головної коробчастої балки розраховується для приведенного складеного перерізу, в якому товщину бетонної плити зменшено на модульний коефіцієнт $n_{0G} = G_a/G_c$, де G_a і G_c це модулі пружного зсуву конструкційної сталі і бетону відповідно. При цьому слід враховувати впливи повзучості згідно з (2) модульного коефіцієнта $n_{LG} = n_{0G} (1 + \Psi_L \rho)$.

5.4.2.3 Впливи тріщиноутворення в бетоні

(1)P Необхідно передбачити відповідний допуск на вплив тріщиноутворення в бетоні.

(2) Наступний метод може бути використано для визначення впливу тріщиноутворення у сталезалізобетонних балках з бетонними полками. Спочатку, призначивши жорсткості при згині $E_a I_1$ перерізів без урахування тріщин, необхідно розрахувати огинану епюру внутрішніх зусиль для характерних комбінацій впливів (див. EN 1990:2002, 6.5.3), включаючи додаткові впливи.

Даний метод визначається як «розрахунок без урахування тріщин».

У місцях, де розтягувальні напруження крайніх волокон в бетоні, отримані з використанням огинаної епюри загальних впливів, у 2 рази перевищує міцність f_{ctm} або f_{ctm} (див. EN 1992-1-1:2004, таблиця 3.1 або таблиця 11.3.1), жорсткість слід зменшити до $E_a I_2$ (див. 1.5.2.12). Такий розподіл жорсткості може бути використано для граничних станів за несною здатністю та граничними станами за експлуатаційною придатністю. Потому за допомогою повторного розрахунку визначається новий розподіл внутрішніх зусиль і відповідних деформацій. Даний метод має назву «розрахунок з урахуванням тріщин»

(3) Для нерозрізних сталезалізобетонних балок з бетонними полками над сталевим перерізом і без попереднього напруження, включно з балками в рамах, що чинять опір впливу горизонтальних сил за рахунок зв'язків, може використовуватися такий спрощений метод.

Якщо відношення довжини суміжних нерозрізних прогонів (короткий/довгий)

(11) The St. Venant torsional stiffness of box girders should be calculated for a transformed cross section in which the concrete slab thickness is reduced by the modular ratio $n_{0G} = G_a/G_c$ where G_a and G_c are the elastic shear moduli of structural steel and concrete respectively. The effects of creep should be taken into account in accordance with (2) with the modular ratio $n_{LG} = n_{0G} (1 + \Psi_L \rho)$.

5.4.2.3 Effects of cracking of concrete

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

(2) The following method may be used for the determination of the effects of cracking in composite beams with concrete flanges. First the envelope of the internal forces and moments for the characteristic combinations, see EN 1990; 2002, 6.5.3, including long-term effects should be calculated using the flexural stiffness $E_a I_1$ of the un-cracked sections. This is defined as “un-cracked analysis”. In regions where the extreme fibre tensile stress in the concrete due to the envelope of global effects exceeds twice the strength f_{ctm} or f_{lctm} , see EN1992-1-1: 2004, Table 3.1 or Table 11.3.1, the stiffness should be reduced to $E_a I_2$, see 1.5.2.12. This distribution of stiffness may be used for ultimate limit states and for serviceability limit states. A new distribution of internal forces and moments, and deformation if appropriate, is then determined by re-analysis. This is defined as “cracked analysis”.

(3) For continuous composite beams with the concrete flanges above the steel section and not prestressed, including beams in frames that resist horizontal forces by bracing, the following simplified method may be used.

Where all the ratios of the length of adjacent continuous spans (shorter / longer) between supports

між опорами становить хоча б 0,6, ефект виникнення тріщин слід враховувати за допомогою використання значень жорсткості при згині $E_a I_2$ на 15% довжини прогону з кожного боку кожної проміжної опори та значень жорсткості без урахування тріщин $E_a I_1$ на решті ділянок прогону.

(4) Вплив виникнення тріщин у бетоні на жорсткість при згині сталевих залізобетонних стійок і стиснутих елементів має визначатись відповідно до 6.7.3.4.

(5) Якщо не використовується більш точний метод, можна припустити, що в багато балкових настилах, де поперечні складені елементи не піддаються впливу розтягувальних сил, поперечні елементи не мають тріщин.

(6) Крутну жорсткість коробчастих балок слід розраховувати за приведеним поперечним перерізом. На ділянках виникнення тріщин у бетонній плиті в результаті згину розрахунок виконується з використанням товщини плити, яку зменшено наполовину, за умови, що тріщиноутворення не визначається за допомогою більш точного методу.

(7) Для граничних станів за несною здатністю вплив тріщиноутворення на поздовжні зсувні сили, що виникають на межі розподілу між сталлю та бетоном, враховується згідно з 6.6.2.

(8) Для граничних станів за експлуатаційною придатністю поздовжні зсувні сили, що виникають на межі розподілу між сталлю та бетоном, слід враховувати без урахування тріщин. Якщо, як альтернатива, враховано вплив тріщиноутворення, до уваги слід брати також жорсткість при розтягуванні та надлишкову міцність розтягнутого бетону

5.4.2.4 Етапи та послідовність будівництва

(1)P Слід виконати відповідний розрахунок для передбачення впливу поетапного будівництва, за необхідності слід враховувати вплив сил на сталеву конструкцію і повністю або частково на сталеві залізобетонні елементи

are at least 0.6, the effect of cracking may be taken into account by using the flexural stiffness $E_a I_2$ over 15% of the span on each side of each internal support, and as the uncracked values $E_a I_1$ elsewhere.

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

(5) Unless a more precise method is used, in multiple beam decks where transverse composite members are not subjected to tensile forces, it may be assumed that the transverse members are uncracked throughout.

(6) The torsional stiffness of box girders should be calculated for a transformed cross section. In areas where the concrete slab is assumed to be cracked due to bending, the calculation should be performed considering a slab thickness reduced to one half, unless the effect of cracking is considered in a more precise way.

(7) For ultimate limit states the effects of cracking on the longitudinal shear forces at the interface between the steel and concrete section should be taken into account according to 6.6.2.

(8) For serviceability limit states the longitudinal shear forces at the interface between the steel and concrete section should be calculated by uncracked analysis. If alternatively the effects of cracking are taken into account, tension stiffening and over-strength of concrete in tension should be considered.

5.4.2.4 Stages and sequence of construction

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

(2) Впливи послідовності будівництва можуть не враховуватись при розрахунку граничних станів за несною здатністю (крім втомних) для сталі залізобетонних елементів, в яких усі поперечні перерізи відносяться до класу 1 або 2 і в яких не вимагається допуск на поздовжній згин з крученням.

5.4.2.5 Температурні впливи

(1) Температурні впливи слід враховувати відповідно до EN 1991-1-5.

(2) Температурні впливи можуть не враховуватись при розрахунку граничних станів за несною здатністю (крім втомних) для сталі залізобетонних елементів, в яких усі поперечні перерізи відносяться до класу 1 або 2 і в яких не вимагається допуск на поздовжній згин з крученням.

(3) Для спрощення загального розрахунку і визначення напружень сталезалізобетонних конструкцій значення коефіцієнта лінійного теплового розширення конструкційної сталі може прийматись $10 \times 10^{-6} \text{ C}^{-1}$. Для розрахунку зміни довжини мосту коефіцієнт теплового розширення має становити $12 \times 10^{-6} \text{ C}^{-1}$ для всіх конструкційних матеріалів.

5.4.2.6 Попереднє напруження за рахунок прикладених контрольованих деформацій

(1) Р Там, де передбачено попереднє напруження під впливом контрольованих деформацій (наприклад, піддомкращування опор), вплив можливих відхилень від прогнозованих значень деформацій і жорсткості на внутрішні зусилля має бути враховано при розрахунку граничних станів за несною здатністю та експлуатаційною придатністю.

(2) Якщо не використовується більш точний метод визначення внутрішніх зусиль, характеристичні значення непрямих впливів прикладених деформацій можна розраховувати з характеристичними або номінальними значеннями властивостей деформуємих матеріалів за умови, що ця деформація контролюється.

5.4.2.7 Попереднє напруження через натяг арматури

(1) Внутрішні зусилля, викликані попереднім напруженням арматурних

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

5.4.2.5 Temperature effects

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

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

(3) For simplification in global analysis and for the determination of stresses for composite structures, the value of the coefficient of linear thermal expansion for structural steel may be taken as 10×10^{-6} per °C. For calculation of change in length of the bridge, the coefficient of thermal expansion should be taken as 12×10^{-6} per °C for all structural materials.

5.4.2.6 Pre-stressing by controlled imposed deformations

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

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

5.4.2.7 Pre-stressing by tendons

(1) Internal forces and moments due to pre-stressing by bonded tendons should be determined in

елементів, що мають зчеплення з бетоном, слід визначати відповідно до EN 1992-1-1:2004, 5.10.2 з урахуванням за необхідності впливу повзучості, усадки та виникнення тріщин у бетоні.

(2) При виконанні загального розрахунку, зусилля у ненапружених арматурних елементах без зчеплення з бетоном мають розглядатись як зовнішні сили. Для визначення зусиль у постійних напружених елементах без зчеплення з бетоном слід враховувати деформації всієї конструкції.

5.4.2.8 Розтягнуті елементи в сталі залізобетонних мостах

(1) У цьому розділі залізобетонний розтягнутий елемент означає таке:

(a) окремий залізобетонний розтягнутий елемент, що працює разом із розтягнутим елементом сталеві конструкції, зі зсувним з'єднанням лише по кінцях елемента, що сприяє виникненню загального розтягувального зусилля у залізобетонному розтягнутому елементі;

(b) залізобетонна частина сталезалізобетонного елемента зі зсувним з'єднанням на ділянці довжини елемента підданого впливу поздовжнього розтягу. Типовими прикладами в данному випадку є арка з затяжкою і наскрізна ферма, в яких залізобетонні або сталезалізобетонні елементи функціонують як розтягнуті елементи основної комбінованої системи.

(2) Для визначення внутрішніх зусиль у розтягнутому елементі нелінійна робота, викликана тріщиною утворенням у бетоні і впливом жорсткості бетону при розтягу, має враховуватись при загальному розрахунку граничних станів за несною здатністю, експлуатаційною придатністю та втомністю. Слід також враховувати вплив надлишкової міцності бетону, що працює на розтяг.

(3) Для розрахунку внутрішніх зусиль залізобетонного розтягнутого елемента з тріщинами необхідно враховувати вплив усадки бетону між тріщинами. Вплив автогенної усадки може ігноруватись. Для спрощення або у випадках, коли використовується (6) або (7), вільну усадкову деформацію елемента без тріщин слід застосовувати для визначення вторинних впливів, що викликані усадкою

accordance with EN 1992-1-1: 2004, 5.10.2 taking into account the effects of creep and shrinkage of concrete and cracking of concrete where relevant.

(2) In global analysis, forces in unbonded tendons should be treated as external forces. For the determination of forces in permanently unbonded tendons, deformations of the whole structure should be taken into account.

5.4.2.8 Tension members in composite bridges

(1) In this clause, *concrete tension member* means either:

(a) an isolated reinforced concrete tension member acting together with a tension member of structural steel, with shear connection only at the ends of the member, which causes a global tensile force in the concrete tension member;

(b) the reinforced concrete part of a composite member with shear connection over the member length (*a composite tension member*) subjected to longitudinal tension.

Typical examples occur in bowstring arches and trusses where the concrete or composite members act as tension members in the main composite system.

(2)P For the determination of the internal forces and moments in a tension member, the non-linear behaviour due to cracking of concrete and the effects of tension stiffening of concrete shall be considered for the global analyses for ultimate and serviceability limit states and for the limit state of fatigue. Account shall be taken of effects resulting from over-strength of concrete in tension.

(3) For the calculation of the internal forces and moments of a cracked *concrete tension member* the effects of shrinkage of concrete between cracks should be taken into account. The effects of autogenous shrinkage may be neglected. For simplification and where (6) or (7) is used, the free shrinkage strain of the uncracked member should be used for the determination of secondary effects due to shrinkage.

(4) Якщо не застосовується більш точний метод згідно з (2) або (3), може бути використано спрощений метод відповідно до (5). Як альтернативний варіант можна застосувати методи (6) і (7).

(5) Вплив жорсткості бетону при розтягу можна не враховувати, якщо в загальному розрахунку внутрішні зусилля залізобетонного розтягнутого елемента визначаються за допомогою розрахунку у стані без тріщин, а внутрішні зусилля елементів сталеві конструкції розраховуються з урахуванням тріщин у бетоні.

(6) Внутрішні зусилля арок із затяжкою з окремими армованими залізобетонними розтягненими елементами зі зсувним з'єднанням лише на кінцях елемента можуть визначатись таким чином:
- визначення внутрішніх зусиль сталеві конструкції з розрахунковою поздовжньою жорсткістю $(EA_s)_{eff}$ бетонного розтягнутого елемента з урахуванням тріщин, яка визначається відповідно до рівняння

$$(EA_s)_{eff} = \frac{E_s A_s}{1 - 0,35 / (1 + n_0 \rho_s)} \quad (5.6-1):$$

де n_0 - модульний коефіцієнт короткочасного навантаження відповідно до 5.4.2.2(2);

A_s - поздовжня арматура бетонного розтягнутого елемента у межах ефективної ширини;

ρ_s - коефіцієнт армування $\rho_s = A_s / A_c$, визначений з корисною площею поперечного перерізу бетону A_c ;

- нормальні сили бетонного розтягнутого елемента $N_{Ed, serv}$ для граничного стану за експлуатаційною придатністю та $N_{Ed, ult}$ для граничного стану за несною здатністю можуть бути виражені як:

$$N_{Ed, serv} = 1,15 A_c f_{ct, eff} (1 + n_0 \rho_s) \quad (5.6-2)$$

$$N_{Ed, ult} = 1,45 A_c f_{ct, eff} (1 + n_0 \rho_s) \quad (5.6-3)$$

де $f_{ct, eff}$ - розрахункова міцність бетону на розтяг.

Якщо не виконується перевірка з використанням більш точних методів, розрахункова міцність бетону на розтяг приймається як $f_{ct, eff} = 0,7 f_{ctm}$,

(4) Unless a more accurate method according to (2) and (3) is used, the simplified method according to (5) may be used. Alternatively, the methods of (6) and (7) are applicable.

(5) The effects of tension stiffening of concrete may be neglected, if in the global analysis the internal forces and moments of the concrete tension member are determined by uncracked analysis and the internal forces of structural steel members are determined by cracked analysis.

(6) The internal forces and moments in bowstring arches with isolated reinforced concrete tension members with shear connection only at the ends of the member may be determined as follows:

- determination of the internal forces of the steel structure with an effective longitudinal stiffness $(EA_s)_{eff}$ of the cracked concrete tension member according to equation (5.6-1).

$$(EA_s)_{eff} = \frac{E_s A_s}{1 - 0,35 / (1 + n_0 \rho_s)} \quad (5.6-1):$$

where n_0 is the modular ratio for short term loading according to 5.4.2.2(2),

A_s is the longitudinal reinforcement of the concrete tension member within the effective width and

ρ_s is the reinforcement ratio $\rho_s = A_s / A_c$ determined with the effective concrete cross-section area A_c ;

- the normal forces of the concrete tension member $N_{Ed, serv}$ for the serviceability limit state and $N_{Ed, ult}$ for the ultimate limit state are given by

$$N_{Ed, serv} = 1,15 A_c f_{ct, eff} (1 + n_0 \rho_s) \quad (5.6-2)$$

$$N_{Ed, ult} = 1,45 A_c f_{ct, eff} (1 + n_0 \rho_s) \quad (5.6-3)$$

where $f_{ct, eff}$ is the effective tensile strength of concrete.

Unless verified by more accurate methods, the effective tensile strength may be assumed as

$$f_{ct, eff} = 0,7 f_{ctm},$$

Де залізобетонний розтягнутий елемент одночасно функціонує як плита проїзної частини та піддається поєднанню загального та місцевого впливу.

(7) Для сталезалізобетонних розтягнутих елементів, які було піддано впливу нормальних сил і згинаних моментів, властивості поперечного перерізу з урахуванням тріщин, а також нормальне зусилля залізобетонної частини сталезалізобетонного елемента слід визначати з розрахунковою поздовжньою жорсткістю арматури відповідно до рівняння (5.6-1). Якщо нормальні сили залізобетонної частини елемента не більше ніж значення, у рівняннях (5.6-2) і (5.6-3), ці значення можна використовувати при проектуванні. Напруження в арматурі визначаються із зазначеними силами, але з урахуванням дійсної площі поперечного перерізу A_s арматури.

5.4.2.9 Балкові настили для мостів

(1) Там, де конструювання відповідає 6.3, вплив запізнення зсуву та просклизання між бетоном і сталевим балками при поздовжньому згині можна не враховувати. Робота опалубки, яка опирається на сталеві балки і стає частиною постійної конструкції, не враховується.

(2) Якщо розподіл навантажень, прикладених після затвердіння бетону, не є рівномірним у напрямку, поперечному відносно прольота, розрахунок слід виконувати з урахуванням поперечного розподілу сил, які викликані різницею між деформацією суміжних балок і згинаних жорсткостей для балок у поперечному напрямку, за умови, що відсутнє підтвердження того, що спрощений аналіз забезпечить достатню точність при припущенні негнучкої роботи в поперечному напрямку.

3) Для врахування впливу, розглянутого в (2), може бути використано один з таких методів розрахунку:

- моделювання ортотропної плити за допомогою «розмазування» сталевих балок;

where the concrete tension member is simultaneously acting as a deck and is subjected to combined global and local effects.

(7) For composite tension members subjected to normal forces and bending moments, the crosssection properties of the cracked section and the normal force of the reinforced concrete part of the composite member should be determined with the effective longitudinal stiffness of the reinforcement according to equation (5.6-1). If the normal forces of the reinforced concrete part of the member do not exceed the values given by the equations (5.6-2) and (5.6-3), these values should be used for design. Stresses in reinforcement should be determined with these forces but taking into account the actual cross-section area A_s of reinforcement.

5.4.2.9 Filler beam decks for bridges

(1) Where the detailing is in accordance with 6.3, in longitudinal bending the effects of slip between the concrete and the steel beams and effects of shear lag may be neglected. The contribution of formwork supported from the steel beams, which becomes part of the permanent construction, should be neglected.

(2) Where the distribution of loads applied after hardening of concrete is not uniform in the direction transverse to the span of the filler beams, the analysis should take account of the transverse distribution of forces due to the difference between the deformation of adjacent filler beams and of the flexural stiffness transverse to the filler beam, unless it is verified that sufficient accuracy is obtained by a simplified analysis assuming rigid behaviour in the transverse direction.

3) Account may be taken of the effects described in (2) by using one of the following methods of analysis:

- modelling by an orthotropic slab by smearing of the steel beams;

- розгляд бетону як переривчастого матеріалу для отримання плоскої стержневої системи з елементами, що мають жорсткість при згині та крученні, де жорсткість на кручення сталеві частини можна не враховувати. Для визначення внутрішніх зусиль у поперечному напрямку можна припустити, що жорсткість при згині та крученні поперечних бетонних елементів становить 50 % жорсткості у стані без тріщин;
- загальні методи згідно з 5.4.3.

Можна припустити, що номінальне значення коефіцієнта Пуассона для бетону становить 0,0 - для граничних станів за несною здатністю і 0,2 - для граничних станів за експлуатаційною придатністю.

(4) Внутрішні зусилля слід визначати за допомогою пружного розрахунку, без урахування перерозподілу моментів і внутрішніх сил, які викликані тріщиною утворенням у бетоні.

(5) Відемні згинальні моменти нерозрізних балок з поперечними перерізами класу 1 на проміжних опорах можуть перерозподілятися для граничних станів за несною здатністю (крім втомних) на величину не більшу за 15 % для врахування непружної роботи матеріалів. Для кожного випадку навантажень внутрішні зусилля після перерозподілу мають знаходитися у стані рівноваги з навантаженнями.

(6) Впливи повзучості на деформації слід враховувати відповідно до 5.4.2.2. Вплив усадки бетону можна не враховувати.

(7) Для визначення прогинів і попереднього будівельного підйому для граничного стану за експлуатаційною придатністю, а також для динамічного розрахунку розрахункову жорсткість при згині балкових настилів можна представити як:

$$E_a I_{\text{eff}} = 0,5 (E_a I_1 + E_a I_2) \quad (5.6-4)$$

де I_1 та I_2 - значення (з тріщинами і без тріщин) моменту інерції сталезалізо-бетонного перерізу, підданого впливу воздействию згинаного моменту при прогині відповідно до 1.5.2.11 і 1.5.2.12.

- considering the concrete as discontinuous so as to have a plane grid with members having flexural and torsional stiffness where the torsional stiffness of the steel section may be neglected. For the determination of internal forces in the transverse direction, the flexural and torsional stiffness of the transverse concrete members may be assumed to be 50 % of the uncracked stiffness

- general methods according to 5.4.3.

The nominal value of Poisson's ratio of concrete may be assumed to be zero for ultimate limit states and 0.2 for serviceability limit states.

(4) Internal forces and moments should be determined by elastic analysis, neglecting redistribution of moments and internal forces due to cracking of concrete.

(5) Hogging bending moments of continuous filler beams with Class 1 cross-sections at internal supports may be redistributed for ultimate limit states other than fatigue by amounts not exceeding 15% to take into account inelastic behaviour of materials. For each load case the internal forces and moments after redistribution should be in equilibrium with the loads.

(6) Effects of creep on deformations may be taken into account according to 5.4.2.2. The effects of shrinkage of concrete may be neglected.

(7) For the determination of deflections and precamber for the serviceability limit state as well as for dynamic analysis the effective flexural stiffness of filler beam decks may be taken as

$$E_a I_{\text{eff}} = 0,5 (E_a I_1 + E_a I_2) \quad (5.6-4)$$

where I_1 and I_2 are the uncracked and the cracked values of second moment of area of the composite cross- subjected to sagging bending as defined in 1.5.2.11 and 1.5.2.12.

Момент інерції I_2 визначається з

The second moment of area

<p>ефективним поперечним перерізом сталеві конструкції, арматури та стисненого бетону. Площа стисненого бетону визначається за розподілом пластичного напруження.</p> <p>(8) Вплив різниць перепадів температури можна ігнорувати, за виключенням визначення прогинів залізничних мостів без баласної подушки або залізничних мостів із безбаласною колією.</p> <p>5.4.3 Нелінійний загальний розрахунок для мостів</p> <p>(1)P Дозволяється використання нелінійного розрахунку. Правила застосування не наводяться.</p> <p>(2)P Слід враховувати роботу зсувного з'єднання.</p> <p>(3)P Слід враховувати впливи деформованої геометрії конструкції.</p> <p>5.4.4 Сполучення загальних і місцевих впливів</p> <p>(1) Загальні та місцеві впливи слід складати з урахуванням коефіцієнта сполучення.</p> <p>Примітка: Коефіцієнт сполучення може бути наведено в національному додатку. Необхідну інформацію по автодорожнім мостам наведено в додатку E стандарту EN 1993-2.</p> <p>5.5 Класифікація поперечних перерізів</p> <p>5.5.1 Загальні положення</p> <p>(1)P Для поперечних перерізів сталезалізобетонних балок застосовується система класифікації, що наводиться в EN 1993-1-1:2005, 5.5.2.</p> <p>(2) Сталезалізобетонний переріз класифікується за найменш сприятливим класом його стиснених сталевих елементів. Клас сталезалізобетонного перерізу зазвичай залежить від напрямку згинаного моменту в цьому перерізі.</p> <p>(3) Сталевий стиснений елемент, обмежений внаслідок його приєднання до залізобетонного елемента, може переміщуватись до більш сприятливого класу за умови встановлення стогового покращення його роботи.</p> <p>(4) Для класифікації слід використовувати пластичний розподіл напружень, за винятком границі між класом 3 і 4, де слід використовувати пружний розподіл напружень з урахуванням послідовності</p>	<p>I_2 should be determined with the effective cross-section of structural steel, reinforcement and concrete in compression. The area of concrete in compression may be determined from the plastic stress distribution.</p> <p>(8) The influences of differences and gradients of temperature may be ignored, except for the determination of deflections of railway bridges without ballast bed or railway bridges with non ballasted slab track.</p> <p>5.4.3 Non-linear global analysis for bridges</p> <p>(1)P Non-linear analysis may be used. No application rules are given.</p> <p>(2)P The behaviour of the shear connection shall be taken into account.</p> <p>(3)P Effects of the deformed geometry of the structure shall be taken into account.</p> <p>5.4.4 Combination of global and local action effects</p> <p>(1) Global and local action effects should be added taking into account a combination factor.</p> <p>NOTE: The combination factor may be given in the National Annex. Relevant information for road bridges is given in Annex E of EN 1993-2.</p> <p>5.5 Classification of cross-sections</p> <p>5.5.1 General</p> <p>(1)P The classification system defined in EN 1993-1-1: 2005, 5.5.2 applies to cross-sections of composite beams.</p> <p>(2) A composite section should be classified according to the least favourable class of its steel elements in compression. The class of a composite section normally depends on the direction of the bending moment at that section.</p> <p>(3) A steel compression element restrained by attaching it to a reinforced concrete element may be placed in a more favourable class, provided that the resulting improvement in performance has been established.</p> <p>(4) For classification, the plastic stress distribution should be used except at the boundary between Classes 3 and 4, where the elastic stress distribution should be used taking into account sequence of construction and the effects of creep and shrinkage.</p>
<p>напружень і з урахуванням послідовності</p>	<p>For classification, design values of strengths of</p>

виготовлення, а також впливу повзучості та усадки. Для класифікації мають бути використані розрахункові значення міцності матеріалів. Розтягнений бетон слід ігнорувати. Розподіл напружень має визначатись для поперечного перерізу бруто сталеві стінки та ефективної ширини полиць.

(5) Для поперечних перерізів класів 1 і 2 з розтягненими стержнями в арматурі, що використовується у межах ефективної ширини, клас пластичності має бути В або С (див. EN 1992-1-1:2004, таблиця С.1). Додатково для перерізу, граничний момент якого визначено відповідно до 6.2.1.2, 6.2.1.3 або 6.2.1.4, слід забезпечити мінімальну площу арматури A_s у межах ефективної ширини бетонної полиці для забезпечення умови:

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

при цьому ,

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

де A_c - ефективна площа бетонної полиці;
 f_y - номінальне значення границі текучості конструкційної сталі, Н/мм²;
 f_{sk} - характеристична границя текучості арматури;
 f_{ctm} - середнє значення міцності бетону на розтяг (див. EN 1992-1-1:2004, таблиця 3.1 або таблиця 11.3.1);
 k_c - коефіцієнт, значення якого наведено в 7.4.2;

δ - дорівнює 1,0 – для поперечних перерізів класу 2 та 1,1 – для поперечних перерізів класу 1, в яких необхідне обертання пластичного шарниру.

(6) Зварна сітка не входить до корисного перерізу, якщо немає підтвердження її достатньою пластичністю при вбудовуванні в бетонну плиту для забезпечення відсутності тріщин.

(7) При загальному розрахунку стадій будівництва слід враховувати клас сталевих перерізів на відповідній стадії

5.5.2 Класифікація сталезалізобетонних перерізів без бетонної оболонки

(1) Сталеву стиснену полку, що захищена від згину через об'єднання з бетонною полкою за допомогою елементів зсувного

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

(5) For cross-sections in Class 1 and 2 with bars in tension, reinforcement used within the effective width should have a ductility Class B or C, see EN 1992-1-1: 2004, Table C.1. Additionally for a section whose resistance moment is determined by 6.2.1.2, 6.2.1.3 or 6.2.1.4, a minimum area of reinforcement A_s within the effective width of the concrete flange should be provided to satisfy the following condition:

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

With

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

where:

A_c is the effective area of the concrete flange;
 f_y is the nominal value of the yield strength of the structural steel in N/mm²;
 f_{sk} is the characteristic yield strength of the reinforcement;
 f_{ctm} is the mean tensile strength of the concrete, see EN1992-1-1: 2004, Table 3.1 or Table 11.3.1;

k_c is a coefficient given in 7.4.2;

δ is equal to 1.0 for Class 2 cross-sections , and equal to 1.1 for Class 1 cross-sections at which plastic hinge rotation is required.

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

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

5.5.2 Classification of composite sections without concrete encasement

(1) A steel compression flange that is restrained from buckling by effective attachment to a concrete flange

з'єднання, може бути віднесено до класу 1, якщо відстань між з'єднувальними елементами відповідає вимогам 6.6.5.5.

(2) Класифікація інших сталевих полок і стиснених стінок у сталезалізобетонних балках без бетонної оболонки мають відповідати вимогам EN 1993-1-1:2005, таблиця 5.2. Елемент, що не відповідає граничним умовам для класу 3, має бути віднесено до класу 4.

(3) Поперечні перерізи зі стінками за класом 3 і полками за класом 1 або 2 слід розглядати як ефективний переріз класу 2 з робочою стінкою відповідно до EN 1993-1-1:2005, 6.2.2.4.

5.5.3 Класифікація перерізів балкових настилів для мостов

(1) Сталеву полку сталезалізобетонного перерізу, що виступає, слід класифікувати у відповідності до таблиці 5.2.

(2) Стінка за класом 3 у бетонній оболонці може бути представлена робочою стінкою такого ж поперечного перерізу класу 2.

by shear connectors may be assumed to be in Class 1 if the spacing of connectors is in accordance with 6.6.5.5.

(2) The classification of other steel flanges and webs in compression in composite beams without concrete encasement should be in accordance with EN 1993-1-1: 2005, Table 5.2. An element that fails to satisfy the limits for Class 3 should be taken as Class 4.

(3) Cross-sections with webs in Class 3 and flanges in Classes 1 or 2 may be treated as an effective cross-section in Class 2 with an effective web in accordance with EN1993-1-1: 2005, 6.2.2.4.

5.5.3 Classification of sections of filler beam decks for bridges

(1) A steel outstand flange of a composite section should be classified in accordance with table 5.2.

(2) A web in Class 3 that is encased in concrete may be represented by an effective web of the same cross-section in Class 2.

Таблиця 5.2 — Максимальні значення c/t для сталевих полок балок

Прокатний профіль		Зварний профіль		Розподіл напружень (позитивний стиск)
Клас	Тип	Предел, макс. (c/t)		
1	Прокатний або зварний	$c/t \leq 9\varepsilon$		$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$, де f_y виражається у Н/мм ²
2		$c/t \leq 14\varepsilon$		
3		$c/t \leq 20\varepsilon$		

Table 5.2: Maximum values c/t for steel flanges of filler beams

rolled section		welded section		Stress distribution (compression positive)
Class	Type	Limit max (c/t)		
1	Rolled or welded	$c/t \leq 9\varepsilon$		$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$, with f in N/mm ²
2		$c/t \leq 14\varepsilon$		
3		$c/t \leq 20\varepsilon$		

6 Граничні стани за несною здатністю

6.1 Балки

Section 6 Ultimate limit states

6.1.1 Балки мостів

(1) Сталезалізобетонні балки слід перевіряти на:

- опір поперечних перерізів (див. 6.2 і 6.3);
- опір поздовжньому згину з крученням (див. 6.4);
- опір втраті стійкості при зсуві та дії сил, які прикладено в площині стінок (см. 6.2.2 и 6.5);
- опір поздовжньому зсув (див. 6.6);
- втомна міцність (див. 6.8).

6.1.2 Ефективна ширина для перевірки поперечних перерізів

(1) Ефективна ширина бетонної полки для перевірки поперечних перерізів визначається згідно з 5.4.1.2 з урахуванням розподілу ефективної ширини між опорами та ділянками в середині прогону.

6.2 Опір поперечних перерізів балок

6.2.1 Опір згину

6.2.1.1 Загальні положення

(1)Р Розрахункова міцність при згині визначається за допомогою жорстко-пластичної теорії лише у випадку, коли ефективний сталезалізобетонний переріз відноситься до класу 1 або 2 і коли не застосовується попереднє напруження шляхом натягу арматурних елементів.

(2) Пружний розрахунок і нелінійна теорія для опору згину може бути застосовано до поперечних перерізів будь-якого класу.

(3) Для пружного розрахунку і нелінійної теорії можна допустити, що сталезалізобетонний поперечний переріз лишається плоским, якщо елементи зсувного з'єднання і поперечна арматура розраховано згідно з 6.6 з урахуванням відповідного розподілу розрахункової поздовжньої зсувної сили.

(4)Р Міцність бетону на розтяг не враховується.

(5) У випадку, коли сталевий переріз сталезалізобетонного елемента є зігнутим у плані, у розрахунку слід брати до уваги вплив кривизни.

6.1 Beams

6.1.1 Beams in bridges - general

(1) Composite beams should be checked for:

- resistance of cross-sections (see 6.2 and 6.3)
- resistance to lateral-torsional buckling (see 6.4)
- resistance to shear buckling and in-plane forces applied to webs (see 6.2.2 and 6.5)
- resistance to longitudinal shear (see 6.6)
- resistance to fatigue (see 6.8).

6.1.2 Effective width for verification of cross-sections

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

6.2 Resistances of cross-sections of beams

6.2.1 Bending resistance

6.2.1.1 General

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

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

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

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

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

6.2.1.2 Пластический предельный

6.2.1.2 Plastic resistance moment $M_{pl,Rd}$ of a

момент $M_{pl,Rd}$ сталезалізобетонного поперечного сечення

(1) При розрахунку $M_{pl,Rd}$ можливі такі припущення:

- між конструкційною сталлю, арматурою і бетоном спостерігається повна взаємодія;
- ефективна площа елемента сталеві конструкції напружується до розрахункової межі текучості f_{yd} через розтяг або стиск;
- ефективні площі розтягнутої або стиснутої поздовжньої арматури напружуються до своїх розрахункових границь текучості f_{sd} за допомогою розтягу або стиску. Альтернативно стиснена арматура в залізобетонній плиті може не враховуватись;
- ефективна площа стисненого бетону постійно витримує напруження $0,85f_{cd}$ на всю глибину між пластичною нейтральною віссю та найбільш стисненим волокном бетону, де f_{cd} – розрахункова циліндрична міцність бетону на стиск.

На рисунку 6.2 наведено типові приклади розподілу пластичного напруження.

composite cross-section

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

- there is full interaction between structural steel, reinforcement, and concrete;
- the effective area of the structural steel member is stressed to its design yield strength f_{yd} in tension or compression;
- the effective areas of longitudinal reinforcement in tension and in compression are stressed to their design yield strength f_{sd} in tension or compression. Alternatively, reinforcement in compression in a concrete slab may be neglected;
- the effective area of concrete in compression resists a stress of $0.85 f_{cd}$, constant over the whole depth between the plastic neutral axis and the most compressed fibre of the concrete, where f_{cd} is the design cylinder compressive strength of concrete.

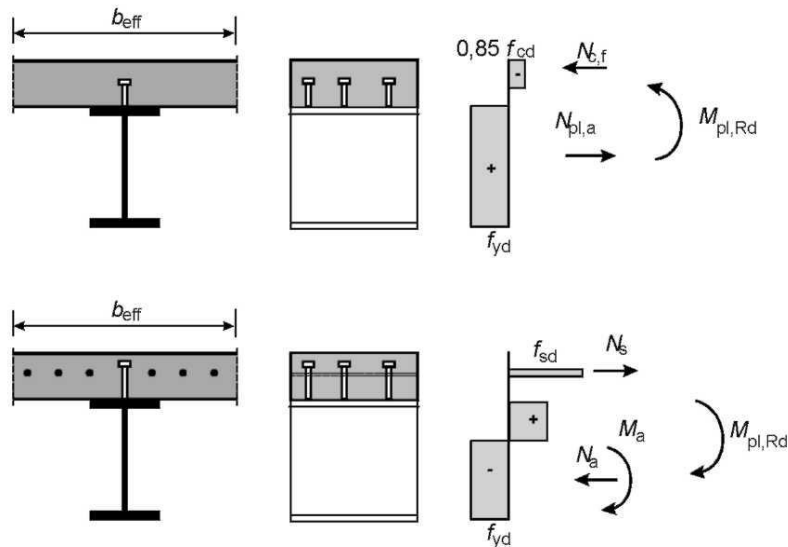


Рисунок 6.2 — Приклади розподілу пластичного напруження для сталезалізобетонної балки з суцільною плитою і повним зсувним з'єднанням при позитивних та негативних згинаних моментах

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

(2) Для сталезалізобетонних поперечних перерізів з конструкційною сталлю марки S420 или S460, в яких відстань x_{pl} між пластичною нейтральною віссю і крайніми

(2) For composite cross-sections with structural steel grade S420 or S460, where the distance x_{pl} between the plastic neutral axis and the extreme fibre of the concrete slab in compression exceeds 15% of the

волокнами стисненої бетонної плити перевищує 15 % загальної висоти h елемента, розрахунковий граничний момент M_{Rd} слід приймати як $M_{pl,Rd}$, де - коефіцієнт зменшення, наведений на рисунку 6.3. Для значень x_{pl}/h , що перевищують 0,4, опір згину має визначатись згідно з 6.2.1.4 або 6.2.1.5.

overall depth h of the member, the design resistance moment M_{Rd} should be taken as $\beta M_{pl,Rd}$ where β is the reduction factor given in Figure 6.3. For values of x_{pl}/h greater than 0.4 the resistance to bending should be determined from 6.2.1.4 or 6.2.1.5.

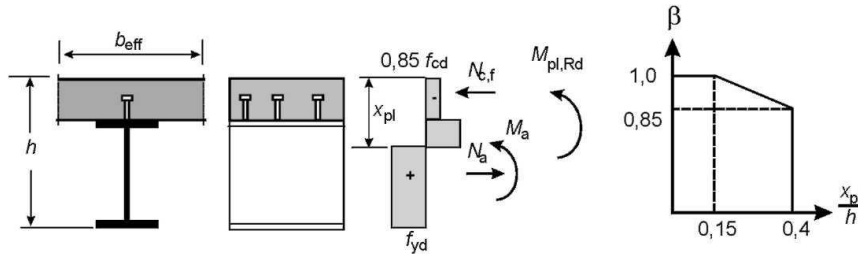


Рисунок 6.3 — Коефіцієнт зменшення β для $M_{pl,Rd}$
Figure 6.3: Reduction factor β for $M_{pl,Rd}$

(3) Якщо застосовується теорія пластичних деформацій, і арматура є розтягнутою, вона має відповідати вимогам 5.5.1(5).

6.2.1.3 Додаткові правила для балок мостів

(1) За умови, що сталезалізобетонна балка піддається згину в двох площинах, згину з крученням або сумісно загальним і місцевим впливам, для розрахунку слід застосовувати EN 1993-1-1:2005, 6.2.1(5).

(2) Якщо загальний розрахунок пружного деформування використовується для нерозрізної балки, величина M_{ed} має не перевищувати $0,9M_{pl,Rd}$ у будь-якому поперечному перерізі класу 1 або 2 під дією позитивного згинаючого моменту, де:

- поперечний переріз при негативному згині на суміжній опорі або поруч з нею відноситься до класу 3 або 4;
- відношення значень довжини прогонів поруч з цією опорою (короткі/довгі) становить менше ніж 0,6.

Як альтернативу може бути використано загальний розрахунок, який враховує непружну роботу.

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

6.2.1.3 Additional rules for beams in bridges

(1) Where a composite beam is subjected to biaxial bending, combined bending and torsion, or combined global and local effects, account should be taken of EN 1993-1-1: 2005, 6.2.1(5).

(2) Where elastic global analysis is used for a continuous beam, M_{ed} should not exceed $0,9M_{pl,Rd}$ at any cross-section in Class 1 or 2 in sagging bending with the concrete slab in compression where

-the cross-section in hogging bending at or near an adjacent support is in Class 3 or 4, and

- the ratio of lengths of the spans adjacent to that support (shorter/longer) is less than 0.6.

Alternatively, a global analysis that takes account of inelastic behaviour should be used.

6.2.1.4 Нелінійний опір згину

(1)Р Якщо опір сталезалізобетонного поперечного перерізу визначається за допомогою нелінійної теорії, слід враховувати залежність між напруженням і деформацією матеріалів

(2) Допустимо, що сталезалізобетонний переріз залишається плоским, а деформація розтягнутої або стиснутої арматури, яка знаходиться у зчепленні з бетоном, є такою ж, як і середня деформація навколишнього бетону.

(3) Значення напружень у стиснутому бетоні слід розраховувати використовуючи криві залежності деформації від напруження, які наведено у EN 1992-1-1:2004, 3.1.7.

(4) Напруження в арматурі розраховуються за допомогою діаграм Прандтля, які наведено в EN 1992-1-1:2004, 3.2.7.

(5) Напруження у стиснутій або розтягнутій конструкційній сталі розраховуються за допомогою діаграм Прандтля, які наведено в EN 1993-1-1:2005, 5.4.3 (4), з урахуванням методу виготовлення (наприклад, обперті або не обперті конструкції)

(6) Для сталезалізобетонних поперечних перерізів класів 1 і 2 з бетонною стиснутою полицею нелінійний опір згину M_{Rd} визначається як функція стискальної сили в бетоні N_c з використанням спрощених виразів (6.2) і (6.3), як наведено на рисунку 6.6:

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

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

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

де $M_{a,Ed}$ – розрахунковий згинаний момент, який прикладено до перерізу конструкційної сталі до початку сумісної роботи конструкції;

$M_{c,Ed}$ – частина розрахункового згинаного моменту, який впливає на складений переріз;

k – найменший коефіцієнт, що забезпечує досягнення межі напружень у 6.2.1.5 (2); у випадку використання не обпертої конструкції слід враховувати послідовність виготовлення;

6.2.1.4 Non-linear resistance to bending

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

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

(3) The stresses in the concrete in compression should be derived from the stress-strain curves given in EN 1992-1-1: 2004, 3.1.7.

(4) The stresses in the reinforcement should be derived from the bi-linear diagrams given in EN 1992-1-1: 2004, 3.2.7.

(5) The stresses in structural steel in compression or tension should be derived from the bi-linear diagram given in EN 1993-1-1: 2005, 5.4.3(4) and should take account of the effects of the method of construction (e.g. propped or un-propped).

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

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

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

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

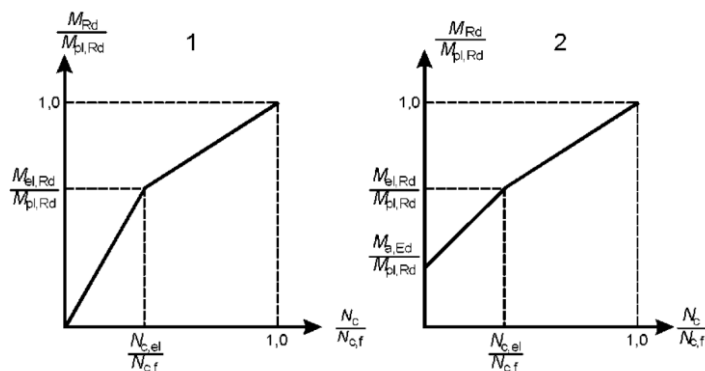
where: $M_{a,Ed}$ is the design bending moment applied to structural steel section before composite behaviour;

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

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

$N_{c,el}$ – стискальне зусилля у бетонній полиці, що відповідає моменту $M_{el,Rd}$.

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



1 — обперта конструкція; 2 — необперта конструкція

Рисунок 6.6 — Спрощена залежність між M_{Rd} і N_c для перерізів зі стиснутою бетонною плитою

Key: 1 propped construction; 2 unpropped construction

Figure 6.6: Simplified relationship between M_{Rd} and N_c for sections with the concrete slab in compression

(7) Якщо опір згину складеного поперечного перерізу визначається за допомогою нелінійної теорії, напруження в попередньо напруженій арматурі, визначаються за допомогою розрахункових кривих, які наведено в EN 1992-1-1:2004, 3.3.6. Визначаючи напруження у напружених елементах арматури слід враховувати розрахункову початкову попередню деформацію.

6.2.1.5 Пружний опір згину

(1) Напруження розраховуються за допомогою теорії пружних деформацій з використанням робочої ширини залізобетонної полиці відповідно до 6.1.2. Для поперечних перерізів класу 4 ефективний переріз сталеві конструкції має визначатись згідно з EN 1993-1-5, 4.3.

(2) При розрахунку пружного опору згину з використанням у якості основи поперечного перерізу, граничні напруження слід приймати як:

- f_{cd} – у стисненому бетоні;
 - f_{yd} – у розтягненій або стисненій конструкційній сталі;
 - f_{sd} – у розтягненій або стисненій арматурі
- Альтернативно стиснена арматура в залізобетонній плиті може не враховуватись.

(7) Where the bending resistance of a composite cross-section is determined by non-linear theory, the stresses in prestressing steel should be derived from the design curves in of EN 1992-1-1: 2004, 3.3.6. The design initial pre-strain in prestressing tendons should be taken into account when assessing the stresses in the tendons.

6.2.1.5 Elastic resistance to bending

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

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

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

<p>(3)P Напруження, які викликані впливами лише на сталеву несну конструкцію, слід додати до напружень, які викликані впливом на сталезалізобетонний елемент.</p> <p>(4) Якщо не використовується більш точний метод, ефект повзучості має бути враховано через використання модульного коефіцієнта у відповідності з 5.4.2.2.</p> <p>(5) У поперечних перерізах з розтягненим бетоном і уявною появою тріщин напруження, які викликані первинним (ізостатичним) впливом усадки, можна не враховувати.</p> <p>(6) Стиснені полиці слід перевірити на поздовжній згин з крученням згідно з 6.4.</p> <p>(7) Для сталезалізобетонних мостів з поперечними перерізами класу 4, запроєктованих відповідно до EN 1993-1-5, розділ 4, сума напружень, які виникають на різних етапах виготовлення та експлуатації, що розрахована в перерізах бруто, має використовуватись для розрахунку ефективного поперечного перерізу сталеві конструкції на момент розгляду.</p> <p>Ці ефективні перерізи слід використовувати для перевірки напружень у сталезалізобетонних перерізах на різних стадія спорудження та експлуатації.</p> <p>(8) При розрахунку пружного опору згину з використанням у якості основи ефективного поперечного перерізу, граничні напруження у попередньо напруженій арматурі слід сприймати як f_{pd} відповідно до EN 1992-1-1:2004, 3.3.6. Напруження, яке викликані початковою попередньою деформацією, у напружених арматурних елементах враховуються у відповідності до EN 1992-1-1:2004, 5.10.8.</p> <p>(9) У якості альтернативи пунктам (7) та (8) може бути використано розділ 10 EN 1993-1-5.</p> <p>Примітка: Національний додаток може навести альтернативу методам, які наведено у (7) та (8), і в розділі 10 EN 1993-1-5.</p> <p>6.2.2 Опір вертикальному зсуву</p> <p>6.2.2.1 Сфера застосування</p> <p>(1) Цей пункт застосовується до сталезалізобетонних балок з прокатним або зварним профілем із конструкційної сталі з</p>	<p>(3)P Stresses due to actions on the structural steelwork alone shall be added to stresses due to actions on the composite member.</p> <p>(4) Unless a more precise method is used, the effect of creep should be taken into account by use of a modular ratio according to 5.4.2.2.</p> <p>(5) In cross-sections with concrete in tension and assumed to be cracked, the stresses due to primary (isostatic) effects of shrinkage may be neglected.</p> <p>(6) Compression flanges should be checked for lateral torsional buckling in accordance with 6.4.</p> <p>(7) For composite bridges with cross-sections in Class 4 designed according to EN 1993-1-5, Section 4, the sum of stresses from different stages of construction and use, calculated on gross sections, should be used for calculating the effective steel cross-section at the time considered.</p> <p>These effective cross-sections should be used for checking stresses in the composite section at the different stages of construction and use.</p> <p>(8) In the calculation of the elastic resistance to bending based on the effective cross-section, the limiting stress in prestressing tendons should be taken as f_{pd} according to EN 1992-1-1: 2004, 3.3.6. The stress due to initial prestrain in prestressing tendons should be taken into account in accordance with of EN 1992-1-1: 2004, 5.10.8.</p> <p>(9) As an alternative to (7) and (8), Section 10 of EN 1993-1-5 may be used.</p> <p>NOTE: The National Annex may give a choice of the methods given in (7) and (8) and Section 10 of EN 1993-1-5.</p> <p>6.2.2 Resistance to vertical shear</p> <p>6.2.2.1 Scope</p> <p>(1) Clause 6.2.2 applies to composite beams with a rolled or welded structural steel section with a solid web, which may be stiffened.</p>
--	---

суцільною стінкою, якій може бути надано жорсткість

6.2.2.2 Пластичний опір вертикальному зсуву

(1) Опір вертикальному зсуву $V_{pl,Rd}$ слід розглядати як опір сталевому профілю $V_{pl,a,Rd}$, якщо не встановлено величину внеску залізобетонної частини балки.

(2) Розрахунковий опір пластичного зсуву $V_{pl,a,Rd}$ сталевому профілю слід визначати відповідно до EN 1993-1-1:2005, 6.2.5.

6.2.2.3 Опір втраті стійкості при зсуві

(1) Опір втраті стійкості при зсуві $V_{b,Rd}$ без оболонкової сталеві стінки має визначатись за EN 1993-1-5, 5.

(2) При цьому внесок бетонної плити можна не враховувати, якщо не використовується інший (не EN 1993-1-5, 5) більш точний метод і якщо зсувне з'єднання не призначено для відповідної вертикальної сили

6.2.2.4 Згин і вертикальний зсув

(1) Якщо сила вертикального зсуву V_{Ed} перевищує половину величини опору зсуву V_{Rd} , яку виражено за допомогою $V_{pl,Rd}$ у 6.2.2.2 або $V_{b,Rd}$ у 6.2.2.3 (в залежності від того, яка з них виявиться меншою), слід передбачити допуск для її впливу на граничний момент.

(2) Для поперечних перерізів класу 1 або 2 вплив вертикального зсуву на опір згину слід враховувати через використання зменшеної розрахункової міцності сталі $(1 - \rho)f_{yd}$ в зоні зсуву, як наведено на рисунку 6.7, де

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

V_{Rd} – відповідний опір вертикальному зсуву, який визначається за 6.2.2.2 або 6.2.2.3.

(3) Для поперечних перерізів класів 3 і 4, EN 1993-1-5:2006, 7.1, застосовується в якості M_{Ed} загального згинаного моменту у розглядуваному поперечному перерізі, а $M_{pl,Rd}$ і $M_{f,Rd}$ для сталезалізобетонного поперечного перерізу.

(4) При класифікації стінки у відповідності до 5.5 не вимагається урахування змін положення пластичної нейтральної осі поперечного перерізу, які викликані зниженням границі текучості згідно з (2).

6.2.2.2 Plastic resistance to vertical shear

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

(2) The design plastic shear resistance $V_{pl,a,Rd}$ of the structural steel section should be determined in accordance with EN 1993-1-1: 2005, 6.2.6.

6.2.2.3 Shear buckling resistance

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

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

6.2.2.4 Bending and vertical shear

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

(2) For cross-sections in Class 1 or 2, the influence of the vertical shear on the resistance to bending may be taken into account by a reduced design steel strength

$(1 - \rho)f_{yd}$ in the shear area as shown in Figure 6.7 where:

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

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

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

(4) No account should be taken of the change in the position of the plastic neutral axis of the crosssection caused by the reduced yield strength according to (2) when classifying the web in accordance with 5.5.

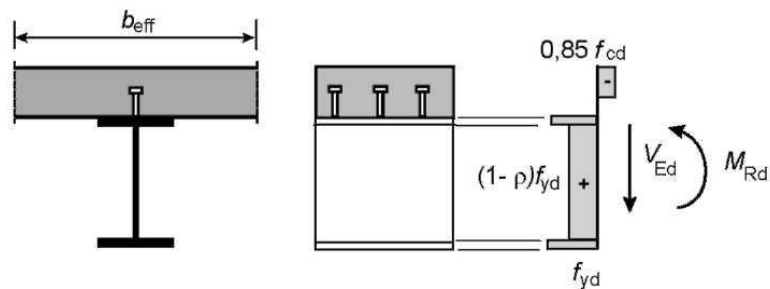


Рисунок 6.7 — Розподіл пластичного напруженні, що змінюється під впливом вертикального зсуву
Figure 6.7: Plastic stress distribution modified by the effect of vertical shear

6.2.2.5 Додаткові правила для балок мостів

- (1) Якщо EN 1993-1-5, 5.4 використовується для балки з однією сталю залізобетонною полицею, розмір іншої сталювої полиці може бути використано навіть якщо вона є широкою. Осьове нормальне зусилля N_{Ed} у EN 1993-1-5, 5.4 (2) слід приймати як осьову силу, що діє на сталезалізобетонний переріз. Для сталезалізобетонних полиць слід використовувати ефективну площу.
- (2) Для розрахунку $M_{f,Rd}$ у EN 1993-1-5, 7.1 (1) має бути використано розрахунковий пластичний опір згину ефективного сталю залізобетонного перерізу, за винятком сталювої стінки.
- (3) Для розрахунку вертикального зсуву в залізобетонній полиці сталю залізобетонного елемента застосовується EN 1992-2, 6.2.2.

Примітка. Для бетонних розтягнутих полиць у національному додатку може бути наведено значення $C_{Rd,c}$ і k_1 у EN 1992-1-1:2004, 6.2.2 (рівняння (6.2a) і (6.2b)). Значення для k_1 має враховувати специфічні аспекти комбінованого впливу. Рекомендовані значення: $C_{Rd,c} = 0,15/\gamma_c$ і $k_1 = 0,12$. Також, там, де напруження σ_{cp} є розтягнутим (тобто $\sigma_{cp} < 0$), а $\sigma_{cp} > \sigma_{cp,0}$ слід замінити σ_{cp} на $\sigma_{cp,0}$ у рівняннях (6.2a) і (6.2b) стандарту EN 1992-1-1:2004, 6.2.2; з використанням рекомендованого значення $\sigma_{cp,0} = -1,85 \text{ N/mm}^2$

6.3 Балкові настили

6.3.1 Сфера застосування

- (1) Пункти 6.3.1 – 6.3.5 застосовуються до настилів, які визначено в 1.5.2.14. На рисунку 6.8 наведено типовий поперечний переріз балкового настилу з незадіяною конструкційною опалубкою. Правила застосування для балок, які повністю укладено в оболонку, не наводяться.

6.2.2.5 Additional rules for beams in bridges

- (1) When applying EN 1993-1-5, 5.4(1) for a beam with one flange composite, the dimension of the non-composite flange may be used even if that is the larger steel flange. The axial normal force N_{Ed} in EN 1993-1-5, 5.4(2) should be taken as the axial force acting on the composite section. For composite flanges the effective area should be used.
- (2) For the calculation of $M_{f,Rd}$ in EN 1993-1-5, 7.1(1) the design plastic resistance to bending of the effective composite section excluding the steel web should be used.
- (3) For vertical shear in a concrete flange of a composite member, EN 1992-2, 6.2.2 applies.

NOTE: For concrete flanges in tension the values of $C_{Rd,c}$ and k_1 in EN 1992-1-1: 2004, 6.2.2, equations (6.2a and 6.2b) may be given in the National Annex. The value for k_1 should take into account specific aspects of composite action. The recommended values are $C_{Rd,c} = 0,15/\gamma_c$ and $k_1 = 0,12$. Also where the stress σ_{cp} is tensile and exceeds $\sigma_{cp,0}$ it should be replaced by $\sigma_{cp,0}$ in equations (6.2a) and (6.2b) of EN 1992-1-1: 2004, 6.2.2, with the recommended value $\sigma_{cp,0} = 1,85 \text{ N/mm}^2$.

6.3 Filler beam decks

6.3.1 Scope

- (1) Clauses 6.3.1 to 6.3.5 are applicable to decks defined in 1.5.2.14. A typical cross-section of a filler beam deck with non-participating permanent formwork is shown in Figure 6.8. No application rules are given for fully encased beams.

Примітка: Національний додаток може містити посилання на правила для поперечних балок.

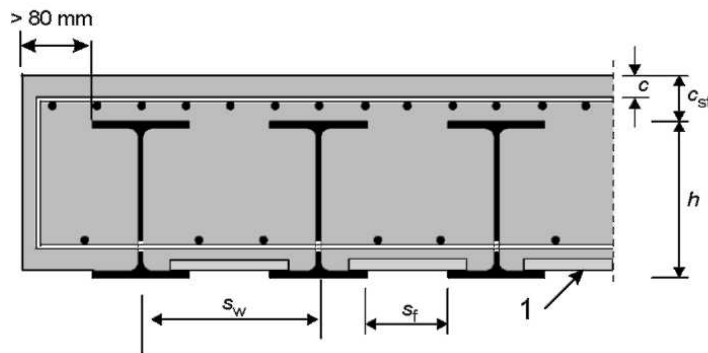
(2) Сталеві балки можуть мати прокатний або зварний профіль з постійним поперечним перерізом. Для зварного профілю ширина полиці, як і глибина стінки, мають знаходитись у межах діапазонів, які передбачені для прокатного двотаврового профілю.

(3) Прогонові будови можуть бути розрізними або не розрізними. Опори можуть бути прямими або косими.

NOTE: The National Annex may give a reference to rules for transverse filler beams

(2) Steel beams may be rolled sections, or welded sections with a uniform cross-section. For welded sections, both the width of the flanges and the depth of the web should be within the ranges that are available for rolled H- or I- sections.

(3) Spans may be simply supported or continuous. Supports may be square or skew.



1 — незадіяна опалубка

Рисунок 6.8 — Типовий поперечний переріз балкового настилу

Key: 1 non participating formwork

Figure 6.8: Typical cross-section of a filler beam deck

(4) Балкові настили мають відповідати таким вимогам:

- сталеві балки не повинні мати кривизну в плані;
- кут косини θ має не перевищувати 30° (значення $\theta = 0$ відповідає настилу без косини);
- номінальна висота h сталевих балок має бути $210 \text{ mm} \leq h \leq 1100 \text{ mm}$;
- крок s_w стінок сталевих балок має не перевищувати найменше значення з $h/3 + 600 \text{ mm}$ і 750 mm , де h – номінальна висота сталевих балок, мм;
- бетонне покриття c_{st} над сталевими балками має задовольняти таким умовам:
 $c_{st} \geq 70 \text{ mm}$, $c_{st} \leq 150 \text{ mm}$, $c_{st} \leq h/3$, $c_{st} \leq x_{pl} - t_f$,
де x_{pl} – відстань між пластичною нейтральною віссю для позитивного згинаного моменту та крайнього волокна стисненого бетону;

(4) Filler-beam decks should comply with the following:

- the steel beams are not curved in plan;
- the skew angle θ should not be greater than 30° (the value $\theta = 0$ corresponding to a nonskew deck);
- the nominal depth h of the steel beams complies with: $210 \text{ mm} \leq h \leq 1100 \text{ mm}$;
- the spacing s_w of webs of the steel beams should not exceed the lesser of $h/3 + 600 \text{ mm}$ and 750 mm , where h is the nominal depth of the steel beams in mm;
- the concrete cover c_{st} above the steel beams satisfies the conditions:
 $c_{st} \geq 70 \text{ mm}$, $c_{st} \leq 150 \text{ mm}$, $c_{st} \leq h/3$, $c_{st} \leq x_{pl} - t_f$
where x_{pl} is the distance between the plastic neutral axis for sagging bending and the extreme fibre of the concrete in compression, and t_f is the thickness of the steel flange;

t_f – товщина сталеві полиці;

so as to allow pouring and compaction of concrete;

- the concrete

<p>- захисний шар бетону в бічному напрямку від кромки сталеві полиці має становити не менше ніж 80 мм;</p> <p>- відстань у просвіті s_f між верхніми полками сталевих балок має бути не меншою ніж 150 мм для заливки та ущільнення бетону;</p> <p>- нижню поверхню нижньої полиці сталеві балки не слід укладати в оболонку;</p> <p>- нижній шар поперечної арматури має проходити через стінки сталевих балок і бути заанкерований за межами крайніх сталевих балок і з кожного боку кожного стержня для забезпечення границі текучості відповідно до 8.4 стандарту EN 1992-1-1:2004; слід використовувати арматуру періодичного профілю згідно з EN 1992-1-1:2004, 3.2.2 і додатком C; її діаметр має бути не меншим за 16 мм, а крок – не більше ніж 300 мм;</p> <p>-слід використовувати бетон нормальної щільності;</p> <p>- поверхня сталевих балок має бути очищено від окалини. Нижня поверхня, верхні поверхні і краї нижніх полиць сталевих балок слід зачищати від корозії;</p> <p>- отвори в стінках сталеві профілю для автодорожніх і залізничних мостів виконуються через свердління.</p> <p>6.3.2 Загальні положення</p> <p>(1) Балкові настили слід розраховувати на граничні стани за несною здатністю згідно з 6.3.2-6.3.5, а також на граничний стан за експлуатаційною придатністю відповідно до розділу 7.</p> <p>(2) Сталеві балки з болтовими з'єднаннями мають проходити перевірку на втомність.</p> <p>(3) Сталезалізобетонні поперечні перерізи слід класифікувати у відповідності до 5.5.3.</p> <p>(4) З'єднання, яке працює на механічний зсув, не потребується.</p> <p>6.3.3 Згинані моменти</p> <p>(1) Розрахунковий опір сталезалізобетонних поперечних перерізів впливу згинаних моментів визначається згідно з 6.2.1. Якщо сила вертикального</p>	<p>- the soffit of the lower flange of the steel beams is not encased;</p> <p>- a bottom layer of transverse reinforcement passes through the webs of the steel beams, and is anchored beyond the end steel beams, and at each end of each bar, so as to develop its yield strength in accordance with 8.4 of EN 1992-1-1: 2004; ribbed bars in accordance with EN 1992-1-1: 2004, 3.2.2 and Annex C are used; their diameter is not less than 16 mm and their spacing is not more than 300 mm;</p> <p>- normal-density concrete is used;</p> <p>- the surface of the steel beams should be descaled. The soffit, the upper surfaces and the edges of the lower flange of the steel beams should be protected against corrosion;</p> <p>- for road and railway bridges the holes in the webs of the steel section should be drilled</p> <p>6.3.2 General</p> <p>(1) Filler beam decks should be designed for ultimate limit states according to 6.3.2 to 6.3.5 and for the serviceability limit state according to Section 7.</p> <p>(2) Steel beams with bolted connections and/or welding should be checked against fatigue.</p> <p>(3) Composite cross-sections should be classified according to 5.5.3.</p> <p>(4) Mechanical shear connection need not be provided.</p> <p>6.3.3 Bending moments</p> <p>(1) The design resistance of composite cross-sections to bending moments should be determined according to 6.2.1. Where the vertical shear force V_a, E_d on the</p>	<p>flan</p> <p>- the steel</p>
<p>зсуву V_a, E_d перевищує половину величини</p>	<p>steel section exceeds half of the shear resistance given</p>	

опору зсуву, який наведено в 6.3.4, слід передбачити допуск на її дію на граничний момент відповідно до 6.2.2.4 (2) і (3).

(2) Розрахунковий опір армованих бетонних перерізів дії поперечних згинаних моментів визначається відповідно EN 1992-2.

6.3.4 Вертикальний зсув

(1) Опір сталезалізобетонного поперечного перерізу вертикальному зсуву приймається як опір сталевого профілю $V_{pl,a,Rd}$, якщо не встановлено величина внеску армованої бетонної частини згідно з EN 1992-2.

(2) Якщо не використовується більш точний метод розрахунку, частина $V_{c,Ed}$ загального вертикального зсуву V_{Ed} , що впливає на армовану бетонну частину, може прийматись як $V_{c,Ed} = V_{Ed} (M_{s,Rd}/M_{pl,Rd})$, де $M_{s,Rd} = N_s z_s = A_s f_{sd} z_s$. На рисунку 6.9 наведено плече важеля z_s для балкового настила за класом 1 або 2.

by 6.3.4, allowance should be made for its effect on the resistance moment in accordance with 6.2.2.4 (2) and (3).

(2) The design resistance of reinforced concrete sections to transverse bending moments should be determined according to EN 1992-2.

6.3.4 Vertical shear

(1) The resistance of the composite cross-section to vertical shear should be taken as the resistance of the structural steel section $V_{pl,a,Rd}$ unless the value of a contribution from the reinforced concrete part has been established in accordance with EN 1992-2.

(2) Unless a more accurate analysis is used, the part $V_{c,Ed}$ of the total vertical shear V_{Ed} acting on the reinforced concrete part may be taken as $V_{c,Ed} = V_{Ed} (M_{s,Rd}/M_{pl,Rd})$, with $M_{s,Rd} = N_s z_s = A_s f_{sd} z_s$. The lever arm z_s is shown in Figure 6.9 for a filler-beam deck in Class 1 or 2

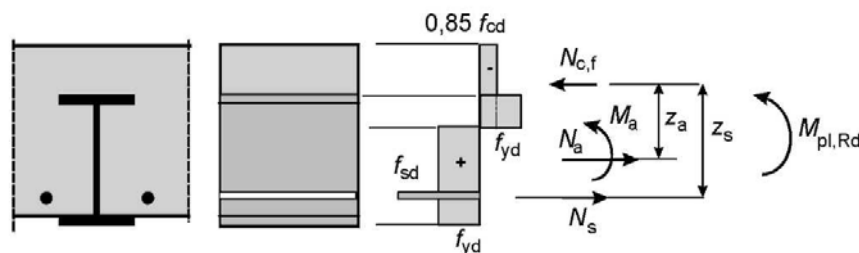


Рисунок 6.9 — Розподіл напружень при M_{Rd} для частини балкового настила класу 1 або 2
Figure 6.9: Stress distribution at M_{Rd} for part of a filler-beam deck in Class 1 or 2

(3) Розрахунковий опір вертикальному зсуву залізобетонних перерізів між балками має перевірятись відповідно до EN 1992.

6.3.5 Міцність та стійкість сталевих балок при виготовленні

(1) Перед застиганням бетону сталеві балки має бути перевірено у відповідності до вимог EN 1993-1-1:2005 і EN 1993-2.

6.4 Поздовжній згин з крученням сталезалізобетонних балок

6.4.1 Загальні положення

(1) Сталева полиця, що об'єднана з залізобетонною або сталезалізобетонною плитою за допомогою зсувного з'єднання згідно з 6.6, може вважатися поперечно

(3) The design resistance to vertical shear of reinforced concrete sections between filler beams should be verified according to EN 1992.

6.3.5 Resistance and stability of steel beams during execution

(1) Steel beams before the hardening of concrete should be verified according to EN 1993-1-1:2005 and EN 1993-2.

6.4 Lateral-torsional buckling of composite beams

6.4.1 General

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

стійкою, якщо поперечна нестійкість бетонної плити виключена

(2) Усі інші сталеві стиснені полиці мають перевірятись на поперечну стійкість.

(3) Методи, що наведено у EN 1993-1-1:2005, 6.3.2.1-6.3.2.3 і більш широко – у 6.3.4, може бути застосовано до сталевому профілю на основі дії сил поперечного перерізу на сталезалізобетонний переріз, з урахуванням послідовності виготовлення відповідно до 5.4.2.4. При цьому може бути враховано обмеження поперечного та пружного кручення на рівні з'єднання з бетонною плитою.

6.4.2 Балки мостів з постійними поперечними перерізами класів 1, 2 і 3

(1) Для балок з постійним сталевим поперечним перерізом за класом 1, 2 або 3, які зафіксовано згідно з 6.4.2 (5), розрахунковий граничний момент при поздовжньому згині приймається таким чином:

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

Де χ_{LT} – знижувальний коефіцієнт для поздовжнього згину з крученням, відповідний до відносної гнучкості λ_{LT} ; M_{Rd} – розрахунковий граничний момент для відповідного поперечного перерізу. Значення для знижувального коефіцієнта χ_{LT} наведено в EN 1993-1-1:2005, 6.3.2.

(2) Для поперечних перерізів класу 1 або 2 $M_{Rd} = M_{pl,Rd}$ визначається за 6.2.1.2.

(3) Для поперечних перерізів класу 3 M_{Rd} приймається як $M_{el,Rd}$ відповідно до виразу (6.4) і як розрахунковий згинаний момент, який викликає або розтягуювальні напруження f_{sd} , або напруження f_{yd} у крайніх волокнах сталевому профілю (в залежності від того, яке з них найменше).

(4) Відносна гнучкість λ_{LT} розраховується за формулою

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{M_{Rk}}{M_{cr}}} \quad (6.7)$$

де M_{Rk} – граничний момент сталевозалізобетонного перерізу з використанням характеристичних властивостей матеріалів і методу, визначеного для M_{Rd} ;

M_{cr} – пружний критичний момент для поздовжнього згину з крученням,

prevented.

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

(3) The methods in EN 1993-1-1: 2005, 6.3.2.1-6.3.2.3 and, more generally, 6.3.4 are applicable to the steel section on the basis of the cross-sectional forces on the composite section, taking into account effects of sequence of construction in accordance with 5.4.2.4. The lateral and elastic torsional restraint at the level of the shear connection to the concrete slab may be taken into account.

6.4.2 Beams in bridges with uniform cross-sections in Class 1, 2 or 3

(1) For beams with a uniform steel cross-section in Class 1, 2, or 3, restrained in accordance with 6.4.2(5), the design buckling resistance moment should be taken as:

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

where :

χ_{LT} is the reduction factor for lateral-torsional buckling corresponding to the relative slenderness λ_{LT} , and M_{Rd} is the design resistance moment at the relevant cross-section.

Values of the reduction factor χ_{LT} may be obtained from EN 1993-1-1: 2005, 6.3.2.

(2) For cross-sections in Class 1 or 2, $M_{Rd} = M_{pl,Rd}$, determined according to 6.2.1.2.

(3) For cross-sections in Class 3, M_{Rd} should be taken as $M_{el,Rd}$ given by expression (6.4), but as the design bending moment that causes either a tensile stress f_{sd} in the reinforcement or a stress f_{yd} in an extreme fibre of the steel section, whichever is the smaller.

(4) The relative slenderness λ_{LT} may be calculated from:

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{M_{Rk}}{M_{cr}}} \quad (6.7)$$

where:

M_{Rk} is the resistance moment of the composite section using the characteristic material properties and the method specified for M_{Rd} ;

M_{cr} is the elastic critical moment for lateral-torsional buckling determined at the relevant cross-section.

визначений для відповідного поперечного перерізу.

(5) Якщо плита кріпиться до одного або кількох опорних сталевих елементів, які наближено паралельні прийнятій сталевій залізобетонній балці і виконуються наведені нижче умови а) і б), для розрахунку пружного критичного моменту M_{cr} може бути використано модель П-подібної конструкції. Ця модель враховує поперечне зміщення нижньої полиці, яке приводить до згину сталевої стінки і повороту верхньої полиці, як показано на рисунку 6.10.

а) Верхня полиця сталевих елементів кріпиться до залізобетонній плиті за допомогою елементів зсувного з'єднання згідно з 6.6. б) На кожній опорі сталевих елементів нижня полиця має поперечну заделку, а стінці надається жорсткість. В інших місцях стінка є нежорсткою.

(6) На рівні верхньої сталеві полки оберտальна жорсткість k_s на одиницю довжини сталеві балки може бути прийнята для представлення моделі П-подібної конструкції за допомогою однієї балки:

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

де k_1 - згинана жорсткість бетонної плити з тріщинами у напрямку, поперечному до сталеві балки і яка визначається як:

$$k_1 = \alpha E_a I_2 / a, \quad (6.9)$$

де $\alpha = 2$ - для крайньої балки з консоллю або без неї, $\alpha = 3$ - для проміжної балки. Для проміжних балок у мостовому настилі з чотирма і більше аналогічними балками допускається приймати $\alpha = 4$;

a - відстань між паралельними балками;
 $E_a I_2$ - згинана жорсткість з урахуванням тріщин на одиницю ширини залізобетонної або сталеві залізобетонної плити згідно з 1.5.2.12, де момент інерції I_2 слід приймати як найменшу величину із значень у середині прогону в зоні дії позитивного згинаного моменту і значень для опорних

(5) Where the slab is attached to one or more supporting steel members which are approximately parallel to the composite beam considered and the conditions (a) and (b) below are satisfied, the calculation of the elastic critical moment, M_{cr} , may be based on the "continuous inverted-U frame" model. This model takes into account the lateral displacement of the bottom flange causing bending of the steel web, and the rotation of the top flange as shown in Figure 6.10.

a) The top flange of the steel member is attached to a reinforced concrete slab by shear connectors in accordance with 6.6.

b) At each support of the steel member, the bottom flange is laterally restrained and the web is stiffened. Elsewhere, the web is un-stiffened.

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

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

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

$$k_1 = \alpha E_a I_2 / a, \quad (6.9)$$

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

a is the spacing between the parallel beams;
 $E_a I_2$ is the "cracked" flexural stiffness per unit width of the concrete or composite slab, as defined in 1.5.2.12, where I_2 should be taken as the lowest of the value at midspan, for sagging bending, and the values at the

сталевих елементів у зоні дії негативного згинального моменту;
 k_2 – згинана жорсткість сталеві стінки, яку можна визначити як:

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

ν – коефіцієнт Пуасона для сталі;
 h_s і t_w визначаються за рисунком 6.10.

(7) У моделі П-подібної конструкції сприятливий ефект крутильної жорсткості Сен-Венана $G_a I_{at}$, сталевому профілю може враховуватися для розрахунку M_{cr} .

supporting steel members, for hogging bending;
 k_2 is the flexural stiffness of the steel web, to be taken as:

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

where ν is Poisson's ratio for steel and h_s and t_w are defined in Figure 6.10.

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

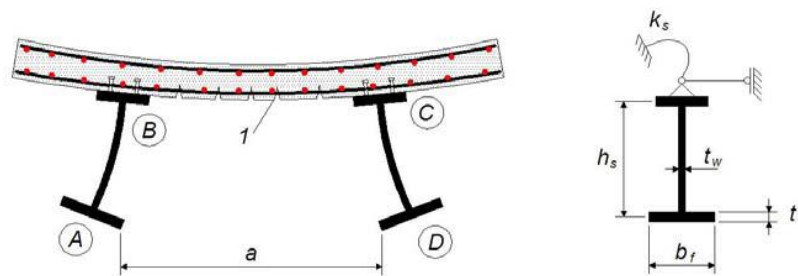


Рисунок 6.10 — Модель П-подібної конструкції
 Figure 6.10: U-frame model
 Key: 1 cracks

6.4.3 Загальні методи розрахунку стійкості елементів і конструкцій при поздовжньому згині

6.4.3.1 Загальний метод

(1) Для сталезалізобетонних елементів за межами області застосування 6.4.2 (1) або 6.7, а також для сталезалізобетонних конструкцій застосовується EN 1993-2, 6.3.4.

Для визначення α_{ult} і α_{crit} , слід використовувати відповідні значення опорів і жорсткості залізобетонних і сталезалізобетонних елементів згідно з EN 1992 і EN 1994

6.4.3.2 Спрощений метод

(1) Пункт 6.3.4.2 і додаток D2.4 EN 1993-2 застосовуються для сталевих полиць сталезалізобетонних балок і поясів сталезалізобетонних ферм. Там, де є защемлення залізобетонними або сталежелезобетонними елементами, має бути використано відповідний коефіцієнт пружної деформації згідно з EN 1992 і EN 1994.

6.4.3 General methods for buckling of members and frames

6.4.3.1 General method

(1) For composite members outside the scope of 6.4.2 (1) or 6.7 and for composite frames EN 1993-2, 6.3.4 is applicable.

For the determination of α_{ult} and α_{crit} , appropriate resistances and stiffnesses of concrete and composite members should be used, in accordance with EN 1992 and EN 1994.

6.4.3.2 Simplified method

(1) Clause 6.3.4.2 and Annex D2.4 of EN 1993-2 are applicable to structural steel flanges of composite beams and chords of composite trusses. Where restraint is provided by concrete or composite members, appropriate elastic stiffnesses should be used, in accordance with EN 1992 and EN 1994.

6.5 Поперечні сили в стінках балок

6.5.1 Загальні положення

(1) Правила, які наведено в EN 1993-1-5, 6, для визначення розрахункового опору стінки з підсиленою жорсткістю або без неї, впливу поперечних сил через полку, можуть застосовуватися до незв'язаної з залізобетонною плитою сталеві полиці сталезалізобетонної балки або до суміжної частини стінки.

(2) Якщо поперечна сила діє у поєднанні зі згинальним і осьовим зусиллям, опір необхідно перевіряти згідно з EN 1993-1-5, 7.2

6.5.2 Поздовжній прогин стінок під дією полиць

(1) EN 1993-1-5, 8 може застосовуватися, за умови, що площа A_{fc} вважається такою що дорівнює площі, яка не поєднана з залізобетонною плитою сталеві полиці, або приведені площі, яка об'єднана з залізобетонною плитою сталеві полиці з урахуванням модульного коефіцієнта для короточасного навантаження (в залежності від того, яка з них менше).

6.6 Зсувне з'єднання

6.6.1 Загальні положення

6.6.1.1 Основи проектування

(1) Цей підрозділ може бути застосовано до сталезалізобетонних балок або до інших типів сталезалізобетонних елементів

(2)P Слід забезпечити зсувне з'єднання і поперечну арматуру для передачі зусиль від поздовжнього зсуву між бетонними та сталевими елементами, ігноруючи дію природного зв'язку між ними

(3)P Елементом зсувного з'єднання слід мати достатню деформаційну спроможність для компенсації будь-якого не пружного перерозподілу зсуву, допустимого в конструкції.

(4)P Піддатливі з'єднувальні елементи – це елементи, які мають достатню деформаційну спроможність для підтвердження передбачення про ідеальну пластичну роботу зсувного з'єднання у конструкції, що розглядається.

(5) З'єднувальний елемент може вважатись піддатливим, якщо його характеристична амплітуда проковзування δ_{uk} становить не менше ніж 6 мм.

6.5 Transverse forces on webs

6.5.1 General

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

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

6.5.2 Flange-induced buckling of webs

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

6.6 Shear connection

6.6.1 General

6.6.1.1 Basis of design

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

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

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

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

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

Примітка. Оцінку δ_{uk} наведено у додатку В частини 1-1

(6)Р Якщо в одному прогоні балки використано два або більше різних типів зсувних з'єднань, слід взяти до уваги всі значимі різниці у властивостях навантаження-проковзування.

(7)Р Елементи зсувного з'єднання мають бути у змозі попередити відокремлення бетонного елемента від сталевого, за винятком випадків, коли це відокремлення відбувається за допомогою інших засобів.

(8) Для попередження відокремлення плити елементи зсувного з'єднання слід проектувати таким чином, щоб вони мали змогу витримати номінальне граничне розтягувальне зусилля, яке діє у напрямку, перпендикулярному до площини сталеві полиці, і становить хоча б 0,1 розрахункового граничного опору з'єднувальних елементів зсуву.

За необхідності їх можна доповнити анкерними пристроями

(9) Можливо припустити, що з'єднувальні стержні упору з головками згідно з 6.6.5.7 зможуть забезпечити достатній опір підведення за умови, зсувне з'єднання не піддається безпосередньому розтягуванню.

(10)Р Пошкодження, які викликані поздовжнім зсувом, і розколювання залізобетонної плити під впливом концентрованих зусиль, що передаються від з'єднувальних елементів, має бути виключено.

(11) Якщо деталізація зсувного з'єднання відповідає умовам 6.6.5, а поперечну арматуру обрано відповідно до 6.6.6, можна допустити, що відповідності досягнуто і за 6.6.1.1 (10)

(12) Якщо замість з'єднувальних елементів згідно з 6,6 використовується інший спосіб взаємозв'язку для передачі зсуву між сталевим елементом і залізобетонним елементом, проектні розрахунки мають ґрунтуватися на випробуваннях і підкріплюватися концептуальною моделлю.

NOTE: An evaluation of δ_{uk} is given in Annex B of Part 1-1.(6)P

Where two or more different types of shear connection are used within the same span of a beam, account shall be taken of any significant difference in their load-slip properties.

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

(8) To prevent separation of the slab, shear connectors should be designed to resist a nominal ultimate tensile force, perpendicular to the plane of the steel flange, of at least 0.1 times the design ultimate shear resistance of the connectors. If necessary they should be supplemented by anchoring devices.

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

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

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

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

Розрахунок сталезалізобетонних елемента має відповідати розрахунку аналогічного елемента з використанням елементів зсувного з'єднання, зазначених у 6.6, наскільки це можливо.

Для траверс і ребер жорсткості вертикальних стінок і для сталезалізобетонних коробчатих балок необхідно враховувати вплив згинальних моментів на межі розділу сталь-бетон навколо осі, паралельної осі сталеві балки, які викликані деформаціями плити або сталевих елементів.

Примітка: У національному додатку допускаються посилання на інші нормативні документи.

6.6.1.2 Граничні стани за несною здатністю крім втомних

(1) Для перевірки граничних станів за несною здатністю розмір і крок з'єднувальних елементів можуть бути постійними на певному протязі ділянки, де розрахунковий поздовжній зсув на одиницю довжини не перевищує розрахунковий опір подовжньому зсуву більш ніж на 10%. На кожній такій ділянці загальна розрахункова сила поздовжнього зсуву має не перевищувати загальний розрахунковий опір зсуву.

6.6.2 Поздовжні зсувні зусилля в балках мостів

6.6.2.1 Балки, в яких теорія пружності або не лінійності використовується для розрахунку опорів поперечних перерізів

(1) Для будь-якого сполучення навантажень і розміщення розрахункових впливів поздовжній зсув на одиницю довжини на межі розподілу між сталлю і бетоном у сталезалізобетонному елементі $v_{L,Ed}$ має визначатись, виходячи з величини зміни поздовжньої сили в сталевому або бетонному елементі сталезалізобетонного перерізу. Там, де для розрахунку опору перерізів використовується теорія пружності, допускається використання огинаної епюри сили поперечного зсуву у відповідному напрямку

(2) Як правило, пружні властивості перерізу без тріщин слід використовувати для визначення поздовжньої зрушувальної сили, навіть якщо утворення тріщин в

(13) Adjacent to cross frames and vertical web stiffeners, and for composite box girders, the effects of bending moments at the steel-concrete interface, about an axis parallel to the axis of the steel beam, caused by deformations of the slab or the steel member should be considered.

NOTE: Reference to further guidance may be given in the National Annex.

6.6.1.2 Ultimate limit states other than fatigue

(1) For verifications for ultimate limit states, the size and spacing of shear connectors may be kept constant over any length where the design longitudinal shear per unit length does not exceed the longitudinal design shear resistance by more than 10%. Over every such length, the total design longitudinal shear force should not exceed the total design shear resistance.

6.6.2 Longitudinal shear force in beams for bridges

6.6.2.1 Beams in which elastic or non-linear theory is used for resistances of cross-sections

(1) For any load combination and arrangement of design actions, the longitudinal shear per unit length at the interface between steel and concrete in a composite member, $v_{L,Ed}$, should be determined from the rate of change of the longitudinal force in either the steel or the concrete element of the composite section. Where elastic theory is used for calculating resistances of sections, the envelope of transverse shear force in the relevant direction may be used.

(2) In general the elastic properties of the uncracked section should be used for the determination of the longitudinal shear force, even where cracking of concrete is assumed in global analysis. The effects of

бетоні допускається в загальному розрахунку.

Вплив тріщиноутворення в бетоні на поздовжню зсувну силу має враховуватися у випадку, якщо в загальному розрахунку і для визначення поздовжньої зрушувальної сили до уваги береться жорсткість при розтягуванні і можлива надміцність бетону.

(3) У місцях прикладання концентрованих поздовжніх зсувних сил слід враховувати місцеві впливи поздовжнього прослизання, наприклад, згідно з 6.6.2.3 і 6.6.2.4. В іншому випадку вплив поздовжнього прослизання може не враховуватися.

(4) Для сталезалізобетонних коробчатих балок поздовжня зсувна сила, що впливає на з'єднувальні елементи, має включати вплив згину, крутіння і деформування згідно з 6.2.7 стандарту EN 1993-2. В 9.4, в якому наведено інструкції для коробчатих балок з полицею, розробленою у вигляді сталезалізобетонних пластин.

6.6.2.2 Балки в мостах з поперечним перерізом класу 1 або 2

(1) В елементах з поперечним перерізом класу 1 або 2, якщо загальний розрахунковий згинальний момент $M_{Ed,max} = M_{a,Ed} + M_{c,Ed}$ перевищує опір пружному згину $M_{el,Rd}$, необхідно враховувати нелінійну залежність між поперечним і поздовжнім зрушенням у межах непружних ділянок елемента. $M_{a,Ed}$ і $M_{c,Ed}$ які визначено в 6.2.1.4 (6)

(2) Цей розділ стосується областей, в яких залізобетонну плиту піддано стисненню, як показано на рисунку 6.11. У межах непружної довжини L_{A-B} необхідно забезпечити наявність елементів зсувного з'єднання для протидії силі поздовжнього зсуву $V_{L,Ed}$, яку викликано різницею між нормальними силами N_{cd} і $N_{c,el}$ у бетонній плиті в поперечних перерізах В і А відповідно.

Опір згину $M_{el,Rd}$ визначено в 6.2.1.4. Якщо максимальний згинальний момент $M_{Ed,max}$ на ділянці перерізу В менший за опір пружному вигину $M_{pl,Rd}$, нормальну силу N_{cd} на ділянці перерізу В може бути визначено згідно з 6.2.1.4 (6), або з рисунком 6.6. Як альтернативу можна

cracking of concrete on the longitudinal shear force may be taken into account, if in global analysis and for the determination of the longitudinal shear force account is taken of the effects of tension stiffening and possible over-strength of concrete.

(3) Where concentrated longitudinal shear forces occur, account should be taken of the local effects of longitudinal slip; for example, as provided in 6.6.2.3 and 6.6.2.4. Otherwise, the effects of longitudinal slip may be neglected.

(4) For composite box girders, the longitudinal shear force on the connectors should include the effects of bending and torsion, and also of distortion according to 6.2.7 of EN 1993-2, if appropriate. For box girders with a flange designed as a composite plate, see 9.4.

6.6.2.2 Beams in bridges with cross-sections in Class 1 or 2

(1) In members with cross-sections in Class 1 or 2, if the total design bending moment $M_{Ed,max} = M_{a,Ed} + M_{c,Ed}$ exceeds the elastic bending resistance $M_{el,Rd}$, account should be taken of the non-linear relationship between transverse shear and longitudinal shear within the inelastic lengths of the member. $M_{a,Ed}$ and $M_{c,Ed}$ are defined in 6.2.1.4 (6).

(2) This paragraph applies to regions where the concrete slab is in compression, as shown in Figure 6.11. Shear connectors should be provided within the inelastic length L_{A-B} to resist the longitudinal shear force $V_{L,Ed}$, resulting from the difference between the normal forces N_{cd} and $N_{c,el}$ in the concrete slab at the cross-sections B and A, respectively.

The bending resistance $M_{el,Rd}$ is defined in 6.2.1.4. If the maximum bending moment $M_{Ed,max}$ at section B is smaller than the plastic bending resistance $M_{pl,Rd}$, the normal force N_{cd} at section B may be determined according to 6.2.1.4(6) and Figure 6.6, or alternatively using the simplified linear relationship according to Figure 6.11.

використовувати спрощену лінійну залежність згідно з рисунком 6.11.

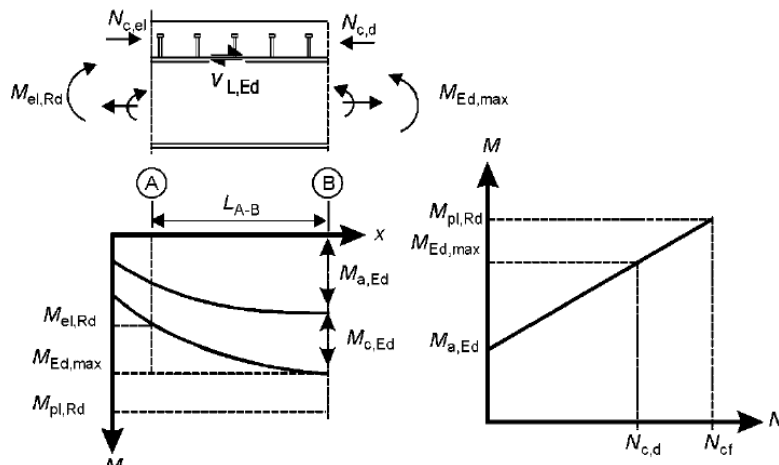


Рисунок 6.11 - Визначення поздовжнього зсуву в балках з непружної роботою поперечних перерізів

Figure 6.11: Determination of longitudinal shear in beams with inelastic behaviour of cross sections

(3) Там, де враховується вплив непружної роботи поперечного перерізу з розтягнутими залізобетонними плитами, поздовжні зсувні сили і їх розподіл слід визначати, виходячи з різниці сил у залізобетонній плиті в межах непружної довжини балки, беручи до уваги вплив жорсткості при розтягуванні бетону між тріщинами і можливої надмірності розтягнутого бетону. Для визначення $M_{el,Rd}$ застосовуються 6.2.1.4 (7) і 6.2.1.5.

(4) Якщо метод згідно з (3) не використовується, поздовжні зсувні сили мають визначатися за допомогою пружного розрахунку з характеристиками поперечного перерізу без тріщин, з урахуванням впливу послідовності будівництва

6.6.2.3 Місцеві впливи концентрованої поздовжньої зсувної сили, що викликані введенням поздовжніх сил

(1) Якщо сила F_{Ed} , яка паралельна до поздовжньої осі сталезалізобетонної балки, впливає на залізобетонний або сталевий елемент через напружені арматурні елементи, що мають і не мають зчеплення з бетоном, розподіл концентрованої сили поздовжнього зсуву $V_{L,Ed}$ уздовж межі розподілу між сталлю і бетоном має визначатися згідно з (2) або з (3). Розподіл $V_{L,Ed}$, який викликано

(3) Where the effects of inelastic behaviour of a cross-section with the concrete slabs in tension are taken into account, the longitudinal shear forces and their distribution should be determined from the differences of forces in the reinforced concrete slab within the inelastic length of the beam, taking into account effects from tension stiffening of concrete between cracks and possible overstrength of concrete in tension. For the determination of $M_{el,Rd}$ 6.2.1.4(7) and 6.2.1.5 applies.

(4) Unless the method according to (3) is used, the longitudinal shear forces should be determined by elastic analysis with the cross-section properties of the uncracked section taking into account effects of sequence of construction.

6.6.2.3 Local effects of concentrated longitudinal shear force due to introduction of longitudinal forces

(1) Where a force F_{Ed} parallel to the longitudinal axis of the composite beam is applied to the concrete or steel element by a bonded or unbonded tendon, the distribution of the concentrated longitudinal shear force $V_{L,Ed}$ along the interface between steel and concrete, should be determined according to (2) or (3). The distribution of $V_{L,Ed}$ caused by several forces F_{Ed} should be obtained by summation.

впливом кількох сил F_{Ed} , розраховується за допомогою підсумовування.

(2) Можна допустити, що сила $V_{L,Ed}$ розподіляється уздовж довжини L_v зсувного з'єднання з максимальним зусиллям зсуву на одиницю довжини, наведеним у рівнянні (6.12) і на рисунку 6.12a для введення навантаження у межах довжини залізобетонної полки і в рівнянні (6.13); на малюнку 6.12b - на кінці залізобетонної полки.

$$v_{L,Ed,max} = V_{L,Ed} / (e_d + b_{eff}/2), \quad (6.12)$$

$$v_{L,Ed,max} = 2 V_{L,Ed} / (e_d + b_{eff}/2). \quad (6.13)$$

де b_{eff} – робоча ширина для загального розрахунку згідно з 5.4.1.2;

e_d – або $2e_h$ або $2e_v$ (довжина, на яку прикладено силу F_{Ed} , може додаватись до e_d);

e_h – поперечна відстань від точки прикладення сили F_{Ed} до відповідної сталеві стінки, якщо ця сила впливає на плиту;

e_v - вертикальна відстань від точки прикладення сили F_{Ed} до відповідної площини зсуву, якщо ця сила впливає на сталевий елемент.

(3) У місцях, де використовуються з'єднувальні стержні упорів, можна припустити, що в граничному стані за несною здатністю прямокутний розподіл зсувної сили на одиницю довжини виявиться у межах довжини L_v , тобто в межах довжини залізобетонної полки:

$$v_{L,Ed,max} = V_{L,Ed} / (e_d + b_{eff}) \quad (6.14)$$

і на кінці полиці

$$v_{L,Ed,max} = 2V_{L,Ed} / (e_d + b_{eff}) \quad (6.15)$$

В умовах відсутності більш точного методу розрахунку можна припустити, що сила $F_{Ed} - V_{L,Ed}$ поширюється у залізобетонному або сталевому елементі під кутом

(2) The force $V_{L,Ed}$ may be assumed to be distributed along a length L_v of shear connection with a maximum shear force per unit length given by equation (6.12) and (Fig. 6.12a) for load introduction within a length of a concrete flange and by equation (6.13) and (Fig. 6.12b) at an end of a concrete flange.

$$v_{L,Ed,max} = V_{L,Ed} / (e_d + b_{eff}/2), \quad (6.12)$$

$$v_{L,Ed,max} = 2 V_{L,Ed} / (e_d + b_{eff}/2). \quad (6.13)$$

where

b_{eff} is the effective width for global analysis, given by 5.4.1.2,

e_d is either $2e_h$ or $2e_v$ (the length over which the force F_{Ed} is applied may be added to e_d)

e_h is the lateral distance from the point of application of force F_{Ed} to the relevant steel web, if it is applied to the slab,

e_v is the vertical distance from the point of application of force F_{Ed} to the plane of the shear connection concerned, if it is applied to the steel element.

(3) Where stud shear connectors are used, at ultimate limit states a rectangular distribution of shear force per unit length may be assumed within the length L_v , so that within a length of concrete flange,

$$v_{L,Ed,max} = V_{L,Ed} / (e_d + b_{eff}) \quad (6.14)$$

and at an end of a flange,

$$v_{L,Ed,max} = 2V_{L,Ed} / (e_d + b_{eff}). \quad (6.15)$$

(4) In the absence of a more precise determination, the force $F_{Ed} - V_{L,Ed}$ may be assumed to disperse into the concrete or steel element at an angle of spread 2β , where $\beta = \arctan 2/3$.

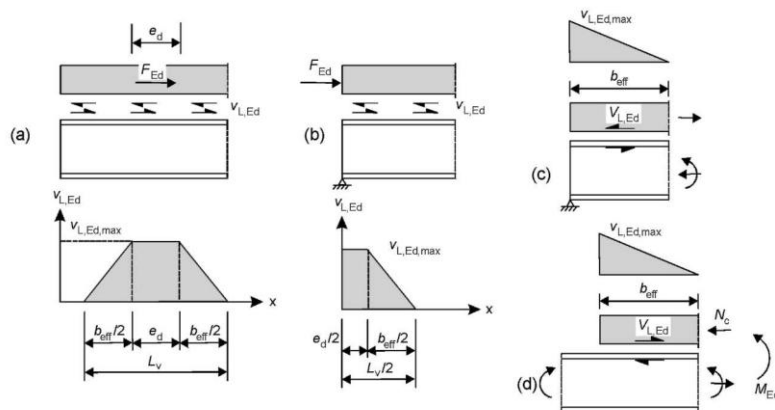


Рисунок 6.12 - Розподіл поздовжньої зсувної сили вздовж межі розподілу
Figure 6.12: Distribution of longitudinal shear force along the interface

6.6.2.4 Локальний вплив концентрованих поздовжніх зсувних сил при різкій зміні поперечного перерізу

(1) Концентроване поздовжнє зрушення на кінці залізобетонної плити, наприклад, під впливом первинних ефектів усадки і теплових впливів згідно з EN 1991-1-5:2003, за необхідності, має бути враховано в розрахунках (див. рисунок 6.12c). Це відноситься також до проміжних стадій виготовлення залізобетонних плит (див. рисунок 6.12d).

(2) Необхідно враховувати концентрований поздовжній зсув в умовах різкої зміни поперечних перерізів, наприклад, при переході від сталевого до сталезалізобетонного перерізу відповідно до рисунка 6.12d.

(3) Там, де первинні ефекти температури і усадки викликають передачу розрахункової поздовжньої зсувної сили $V_{L,Ed}$ через межу розподілу між сталлю і залізобетоном на кожному вільному кінці елемента, що розглядається, можна припустити, що її розподіл буде трикутним з максимальною зсувною силою на одиницю довжини (див. рисунок 6.12c і d):

$$v_{L,Ed,max} = 2V_{L,Ed} / b_{eff} \quad (6.16)$$

на вільному кінці плити, де b_{eff} представляє ефективну ширину для загального розрахунку згідно з 5.4.1 (4).

У місцях, де використовуються з'єднувальні стержні упорів, як альтернативу можна припустити, що розподіл для граничного стану за несною

6.6.2.4 Local effects of concentrated longitudinal shear forces at sudden change of crosssections

(1) Concentrated longitudinal shear at the end of the concrete slab, e.g. due to the primary effects of shrinkage and thermal actions in accordance with EN 1991-1-5: 2003 should be considered (see Figure 6.12c), and taken into account where appropriate. This applies also for intermediate stages of construction of a concrete slab (Fig. 6.12d).

(2) Concentrated longitudinal shear at a sudden change of cross-sections, e.g. change from steel to composite section according to Fig. 6.12d, should be taken into account.

(3) Where the primary effects of temperature and shrinkage cause a design longitudinal shear force $V_{L,Ed}$ to be transferred across the interface between steel and concrete at each free end of the member considered, its distribution may be assumed to be triangular, with a maximum shear force per unit length (Figure 6.12c and d)

$$v_{L,Ed,max} = 2V_{L,Ed} / b_{eff} \quad (6.16)$$

at the free end of the slab, where b_{eff} is the effective width for global analysis, given by 5.4.1.2(4).

Where stud shear connectors are used, for the ultimate limit state the distribution may alternatively be assumed to be rectangular along a length b_{eff} adjacent to the free end of the slab.

здатністю буде прямокутним уздовж довжини b_{eff} , що прилягає до вільного кінця плити.

(4) Для розрахунку первинних ефектів усадки на проміжних стадіях спорудження залізобетонної плити, еквівалентний прольот для визначення ширини b_{eff} у 6.6.2.4 може прийматися як безперервна довжина залізобетонної плити, де функціонує зсувне з'єднання у межах цього прольоту.

(5) Якщо при різкій зміні поперечного перерізу згідно з рисунком 6.12d виникає концентрована поздовжня зсувна сила, розподіл сили N_c , що викликана згином, може використовуватися згідно з (3).

(6) Можна припустити, що зусилля, які передаються елементами зсувного з'єднання, поширюються у залізобетонній плиті під кутом 2β , де $\beta = \arctan 2/3$.

6.6.3 З'єднувальні стержні упорів з головками в суцільних плитах і бетонній оболонці

6.6.3.1 Розрахунковий опір

(1) Розрахунковий опір зрушенню стержня упору з головкою, який автоматично приварений у відповідності до EN 14555, має визначатися з виразів:

$$P_{Rd} = \frac{0,8f_u \pi d^2 / 4}{\gamma_V}, \quad (6.18)$$

або

$$P_{Rd} = \frac{0,29\alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_V}, \quad (6.19)$$

приймається найменше із двох значень, причому

$$\alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \text{ для } 3 \leq h_{sc}/d \leq 4 \quad (6.20)$$

$$\alpha = 0,1 \text{ - для } h_{sc}/d > 4 \quad (6.21)$$

де γ_V – частий коефіцієнт;

d – діаметр стержня упора, 16 мм

f_u – коефіцієнт, що відповідає технічним вимогам границі міцності при розтягуванні матеріалу стержня упору, але не більший ніж 500 N/мм²;

f_{ck} – характеристичне значення циліндричної міцності на стиск бетону у віці, що розглядається з щільністю не менше ніж 1750 кг/м³

(4) For calculating the primary effects of shrinkage at intermediate stages of the construction of a concrete slab, the equivalent span for the determination of the width b_{eff} in 6.6.2.4 should be taken as the continuous length of concrete slab where the shear connection is effective, within the span considered.

(5) Where at a sudden change of cross-section according to Figure 6.12d the concentrated longitudinal shear force results from the force N_c due to bending, the distribution given by (3) may be used.

(6) The forces transferred by shear connectors should be assumed to disperse into the concrete slab at an angle of spread 2β , where $\beta = \arctan 2/3$.

6.6.3 Headed stud connectors in solid slabs and concrete encasement

6.6.3.1 Design resistance

(1) The design shear resistance of a headed stud automatically welded in accordance with EN 14555 should be determined from:

$$P_{Rd} = \frac{0,8f_u \pi d^2 / 4}{\gamma_V}, \quad (6.18)$$

or:

$$P_{Rd} = \frac{0,29\alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_V}, \quad (6.19)$$

whichever is smaller, with:

$$\alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \text{ for } 3 \leq h_{sc}/d \leq 4 \quad (6.20)$$

where:

γ_V is the partial factor;

d is the diameter of the shank of the stud, 16 mm $\leq d \leq$ 25 mm;

f_{ck} is the characteristic cylinder compressive strength of the concrete at the age considered, of density not less than 1750 kg/m³;

h_{sc} – загальна номінальна висота стержня

Примітка: Значення для γ_V може бути наведено в національному додатку. Рекомендоване значення - $\gamma_V = 1,25$

Зварна манжета має відповідати вимогам EN 13918.

(3) Якщо стержні упорів розташовані таким чином, що в напрямку товщини плити утворюються розколювальні зусилля, пункт (1) не застосовується.

(4) Для стержнів упорів з діаметром понад 25 мм або стержнів упорів зі зварними манжетами, які не відповідають вимогам EN ISO 13918, формули в 6.6.3.1 (1) перед застосуванням мають бути підтверджені випробуваннями (див. В.2 EN 1994-1-1: 2004).

6.6.3.2 Вплив розтягу на опір зсуву

(1) Якщо з'єднувальні стержні упорів з головками піддаються впливу поздовжньої розтягувальної сили, що діє на додаток до зрушення, необхідно визначити розрахункове розтягувальне зусилля на стержень упору F_{ten}

(2) Якщо $F_{ten} \leq 0,1P_{Rd}$, де P_{Rd} є розрахунковим опором зрушенню згідно з 6.6.3.1, розтягувальне зусилля може не враховуватися.

(3) Якщо $F_{ten} > 0,1P_{Rd}$, дане з'єднання виходить за рамки дії EN 1994.

6.6.4 Стержні упорів з головками, які викликають розколювання в напрямку товщини плити

(1) Якщо в мостах стержні упорів розташовані таким чином, що в напрямку товщини плити можуть виникати розколювальні зусилля (див. рисунок 6.13), а поперечний зсув відсутній, розрахунковий опір поздовжньому зсуву можна визначити згідно з 6.6.3.1 (1), при виконанні умов (2) і (3).

Примітка: Якщо умови, наведені в (1), не виконуються, правила проектування наводяться у додатку С.

(2) Слід передбачати поперечну арматуру, як показано на рисунку 6.13, виходячи з умови, що $e_v \geq 6d$, а довжина анкерування $v \geq 14d$.

(3) Для протидії розколювальному зусиллю слід використовувати хомути, що розраховані на розтягувальне зусилля

h_{sc} is the overall nominal height of the stud.

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

(2) The weld collars should comply with the requirements of EN 13918.

(3) Where studs are arranged in a way such that splitting forces occur in the direction of the slab thickness, (1) is not applicable.

(4) For studs of diameter greater than 25 mm, or studs with weld collars which do not comply with the requirements of EN ISO 13918, the formulae in 6.6.3.1(1) should be verified by tests, see B.2 of EN 1994-1-1: 2004, before being used.

6.6.3.2 Influence of tension on shear resistance

(1) Where headed stud connectors are subjected to direct tensile force in addition to shear, the design tensile force per stud F_{ten} should be calculated.

(2) If $F_{ten} \leq 0,1P_{Rd}$, where P_{Rd} is the design shear resistance defined in 6.6.3.1, the tensile force may be neglected.

(3) If $F_{ten} > 0,1P_{Rd}$, the connection is not within the scope of EN 1994.

6.6.4 Headed studs that cause splitting in the direction of the slab thickness

(1) Where, in bridges, headed stud connectors are arranged in such a way that splitting forces can occur in the direction of the slab thickness (see Fig. 6.13) and where there is no transverse shear, the design resistance to longitudinal shear may be determined according to 6.6.3.1(1), provided that (2) and (3) are fulfilled.

NOTE: Where the conditions in (1) are not fulfilled, design rules are given in the informative Annex C

(2) Transverse reinforcement should be provided, as shown in Figure 6.13, such that $e_v \geq 6d$, and the anchoring length v should be greater than or equal to $14d$.

(3) The splitting force should be resisted by stirrups which should be designed for a tensile force $0.3P_{Rd}$ per stud connector. The spacing of these stirrups

$0,3R_{Rd}$ на з'єднувальний стержень упору. Крок даних хомутів має не перевищувати $18d$ і поздовжній крок з'єднувальних стержнів упорів.

should not exceed the smaller of $18d$ and the longitudinal spacing of the connectors.

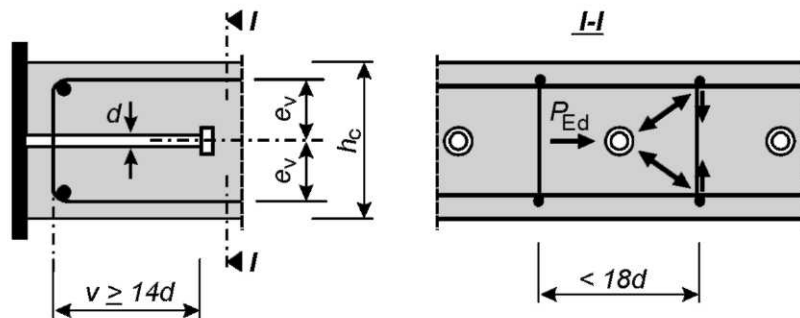


Рисунок 6.13 — Місцева арматура для сприйняття розколювальних зусиль
Figure 6.13: Local reinforcement for splitting forces

6.6.5 Конструювання зсувного з'єднання і вплив варіанту виконання

6.6.5.1 Опір роз'єднанню

(1) Поверхня з'єднувального елемента, яка протидіє розподільчим зусиллям (наприклад, нижня частина головки стержня упору) має виступати, принаймні, на 30 мм над нижньою арматурою (рисунок 6.14).

6.6.5.2 Захисний шар бетону і бетонні роботи на мостах

(1)P При конструюванні елементів зсувних з'єднань необхідно передбачити можливість належного ущільнення бетону навколо основи з'єднувального елемента.

(2) Захисний шар бетону для з'єднувальних елементів має бути не меншим ніж захисний шар, необхідний для арматури, яка розташована поруч з тією ж поверхнею бетону.

(3) При спорудженні швидкість і послідовність бетонування має бути такою, щоб частково застиглий бетон не виявився пошкодженим у результаті обмеженої спільної роботи внаслідок деформації сталевих балок при проведенні наступних операцій бетонування. По можливості, деформація має не впливати на зсувне з'єднання до тих пір, поки бетон не досягне циліндричної міцності не менше ніж 20 N/mm^2 .

6.6.5 Detailing of the shear connection and influence of execution

6.6.5.1 Resistance to separation

(1) The surface of a connector that resists separation forces (for example, the underside of the head of a stud) should extend not less than 30 mm clear above the bottom reinforcement, see Figure 6.14.

6.6.5.2 Cover and concreting for bridges

(1)P The detailing of shear connectors shall be such that concrete can be adequately compacted around the base of the connector.

(2) Cover over shear connectors should be not less than that required for reinforcement adjacent to the same surface of concrete.

(3) In execution, the rate and sequence of concreting should be required to be such that partly matured concrete is not damaged as a result of limited composite action occurring from deformation of the steel beams under subsequent concreting operations. Wherever possible, deformation should not be imposed on a shear connection until the concrete has reached a cylinder strength of at least 20 N/mm^2 .

6.6.5.3 Місцеве армування в плиті

6.6.5.3 Local reinforcement in the slab

(1) Там, де зсувне з'єднання знаходиться поруч з поздовжнім краєм бетонної плити, поперечна арматура згідно з 6.6.6 має бути повністю заанкерена в бетоні між кромкою плити та суміжних поруч з'єднувальних елементів.

(2) Для запобігання поздовжньому розколюванню бетонної полиці елементами зсувного з'єднання, рекомендується застосувати такі додаткові заходи там, де відстань від краю бетонної полиці до осьової лінії найближчого ряду зсувних з'єднувальних елементів становить менше ніж 300 мм:

а) для поперечного армування навколо зсувних з'єднувальних елементів необхідно пропустити U-подібні стержні;

б) якщо в якості елементів зсувного з'єднання використовуються стержні з головками, відстань від краю бетонної полки до центру найближчого стержня упору має становити не менше ніж $6d$, де d - це номінальний діаметр стержня упору, а в діаметрі U-подібні стержні мають бути не меншими за $0,5 d$;

с) U-подібні стержні мають розміщуватися якомога нижче, забезпечуючи при цьому достатній нижній захисний шар бетону.

(3) На кінці сталезалізобетонної консолі слід передбачати достатню кількість місцевої арматури для передачі зусиль зі з'єднувальних елементів на поздовжню арматуру.

6.6.5.4 Виступи з плити, за винятком виступів, утворених за допомогою використання профільованої сталевий опалубки

(1) У випадках, коли між сталевим профілем і нижньою поверхнею бетонної плити влаштовується бетонний виступ, сторони вутів виступу мають знаходитися за межами прямої, проведеної під кутом 45° від зовнішнього краю з'єднувального елемента (див. рисунок 6.14).

(1) Where the shear connection is adjacent to a longitudinal edge of a concrete slab, transverse reinforcement provided in accordance with 6.6.6 should be fully anchored in the concrete between the edge of the slab and the adjacent row of connectors.

(2) To prevent longitudinal splitting of the concrete flange caused by the shear connectors, the following additional recommendations should be applied where the distance from the edge of the concrete flange to the centreline of the nearest row of shear connectors is less than 300 mm:

a) transverse reinforcement should be supplied by U-bars passing around the shear connectors,

b) where headed studs are used as shear connectors, the distance from the edge of the concrete flange to the centre of the nearest stud should not be less than $6d$, where d is the nominal diameter of the stud, and the U-bars should be not less than $0,5d$ in diameter and

c) the U-bars should be placed as low as possible while still providing sufficient bottom cover.

(3) At the end of a composite cantilever, sufficient local reinforcement shall be provided to transfer forces from the shear connectors to the longitudinal reinforcement.

6.6.5.4 Haunches other than formed by profiled steel sheeting

(1) Where a concrete haunch is used between the steel section and the soffit of the concrete slab, the sides of the haunch should lie outside a line drawn at 45° from the outside edge of the connector, see Figure 6.14.

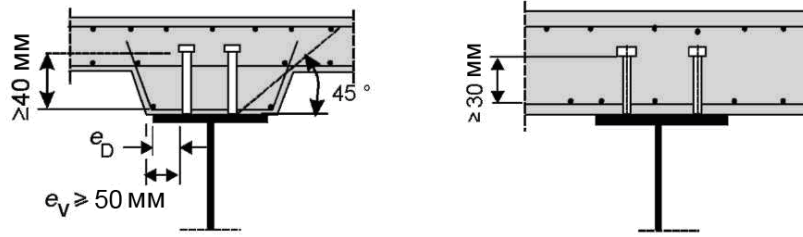


Рисунок 6.14 — Деталювання
Figure 6.14: Detailing

(2) Номінальний захисний шар бетону від бічної поверхні вута виступу до з'єднувального елемента має бути не менше ніж 50 мм.

(3) Поперечні арматурні стержні згідно з 6.6.6 мають бути передбачені в виступах плити на відстані не менш як 40 мм нижче поверхні з'єднувального елемента для протидії підйому.

6.6.5.5 Відстань між з'єднувальними елементами

(1)Р Якщо конструкція передбачає, що стійкість сталевого або бетонного елемента забезпечується за допомогою з'єднання між ними, крок елементів зсувного з'єднання має бути досить частим, щоб це припущення виявилось дійсним.

(2) Якщо допускається, що стиснена сталева полка, яка в іншому випадку була б в класі 3 або 4, відноситься до класу 1 або 2, завдяки обмеженню з боку зсувних з'єднувальних елементів, міжцентрова відстань для даних елементів у напрямку стиснення не має перевищувати такі граничні значення:

- у місцях, де плита контактує по всій довжині (наприклад, суцільна плита) -

$$22t_f \cdot \sqrt{235/f_y};$$

- у місцях, де плита не має контакту по всій довжині (наприклад, плита з ребрами, розташованими в поперечному напрямку по відношенню до балки) -

де t_f – товщина полиці;

f_y – номінальна границя текучості сталі полиці, Н/мм².

Додатково відстань у просвіті від краю стиснутої полиці до найближчої лінії зсувних з'єднувальних елементів не має перевищувати $9t_f \cdot \sqrt{235/f_y}$;

(2) The nominal concrete cover from the side of the haunch to the connector should be not less than 50 mm.

(3) Transverse reinforcing bars sufficient to satisfy the requirements of 6.6.6 should be provided in the haunch at not less than 40 mm clear below the surface of the connector that resists uplift.

6.6.5.5 Spacing of connectors

(1)P Where it is assumed in design that the stability of either the steel or the concrete member is ensured by the connection between the two, the spacing of the shear connectors shall be sufficiently close for this assumption to be valid.

(2) Where a steel compression flange that would otherwise be in a lower class is assumed to be in Class 1 or Class 2 because of restraint from shear connectors, the centre-to-centre spacing of the shear connectors in the direction of compression should be not greater than the following limits:

– where the slab is in contact over the full length (e.g. solid slab): $22t_f \cdot \sqrt{235/f_y}$;

– where the slab is not in contact over the full length (e.g. slab with ribs transverse to the beam): $22t_f \cdot \sqrt{235/f_y}$;

where:

t_f is the thickness of the flange;

f_y is the nominal yield strength of the flange in N/mm².

In addition, the clear distance from the edge of a compression flange to the nearest line of shear connectors should be not greater than $9t_f \cdot \sqrt{235/f_y}$.

<p>(3) Максимальна поздовжня міжцентрова відстань між окремими зсувне з'єднувальними елементами не має перевищувати товщину плити більш ніж у 4 рази і 800 мм.</p> <p>(4) З'єднувальні елементи можуть розміщуватися групами з відстанню між ними, яка перевищує відстань, вказану для окремих з'єднувальних елементів, за умови, що в проекті враховано таке:</p> <ul style="list-style-type: none"> - нерівномірний розподіл поздовжнього зсуву; - збільшення можливості прослизання і вертикального розподілу між плитою і сталевим елементом; - втрата стійкості сталевій полиці; - місцевий опір плити впливу концентрованої сили від з'єднувальних елементів. <p>6.6.5.6 Розміри сталевій полиці</p> <p>(1)Р Товщина сталевій пластини або полиці, до якої приварюється з'єднувальний елемент, має бути достатньою для забезпечення нормального зварювання і передачі навантаження зі з'єднувального елемента на полицю без місцевих відмов або підвищеної деформації.</p> <p>(2) Відстань e_D між краєм з'єднувального елемента і краєм полиці балки, до якої він приварюється (див. рисунок 6.14), має бути не менше ніж 25 мм.</p> <p>6.6.5.7 З'єднувальні стержні упорів з головками</p> <p>(1) Загальна висота стержня упору має бути не менше $3d$, де d є діаметром стержня.</p> <p>(2) Діаметр головки має становити не менше ніж $1,5d$, а висота - не менше ніж $0,4d$.</p> <p>(3) Для розтягнутих елементів, що піддаються впливу втомного навантаження, діаметр стержня упору, що приварюється, може перевищувати товщину полиці, до якої він приварюється не більше ніж у 1,5 рази, за відсутності випробувальних даних для встановлення втомної міцності стержня упору як зсувного елемента. Це відноситься і до стержнів упорів безпосередньо над стінкою.</p>	<p>(3) The maximum longitudinal centre-to-centre spacing of individual shear connectors should not exceed the lesser of four times the slab thickness and 800 mm.</p> <p>(4) Connectors may be placed in groups, with the spacing of groups greater than that specified for individual shear connectors, provided that consideration is given in design to:</p> <ul style="list-style-type: none"> - the non-uniform flow of longitudinal shear, - the greater possibility of slip and vertical separation between the slab and the steel member, - buckling of the steel flange, and - the local resistance of the slab to the concentrated force from the connectors. <p>6.6.5.6 Dimensions of the steel flange</p> <p>(1)P The thickness of the steel plate or flange to which a connector is welded shall be sufficient to allow proper welding and proper transfer of load from the connector to the plate without local failure or excessive deformation.</p> <p>(2) The distance e_D between the edge of a connector and the edge of the flange of the beam to which it is welded, see Figure 6.14, should not be less than 25 mm.</p> <p>6.6.5.7 Headed stud connectors</p> <p>(1) The overall height of a stud should be not less than $3d$, where d is the diameter of the shank.</p> <p>(2) The head should have a diameter of not less than $1,5d$ and a depth of not less than $0,4d$.</p> <p>(3) For elements in tension and subjected to fatigue loading, the diameter of a welded stud should not exceed 1,5 times the thickness of the flange to which it is welded, unless test information is provided to establish the fatigue resistance of the stud as a shear connector. This applies also to studs directly over a web.</p>
--	--

(4) Крок стержнів упорів у напрямку зсувного зусилля має бути не менше ніж $5d$; крок у поперечному напрямку до зсувного зусилля - не менше ніж $2,5 d$ у суцільних монолітних плитах і $4d$ - в інших випадках.

(5) За винятком випадків, коли стержні упорів розташовано безпосередньо над стінкою, діаметр приварюваного стержня не має перевищувати більше ніж у 2,5 рази товщину того елемента, до якого він приварюється за відсутності випробувальних даних для встановлення опору стержня упору як зсувного з'єднувального елемента.

6.6.6 Поздовжній зсув у бетонних плитах

6.6.6.1 Загальні положення

(1) Поперечну арматуру в плиті розраховують на граничний стан за умови втрати несної спроможності таким чином, щоб виключити передчасне руйнування при поздовжньому зсуві або поздовжнє розколювання.

(2) Розрахункове напруження поздовжнього зсуву для будь-якої потенційної поверхні руйнування при поздовжньому зсуві в межах плити не має перевищувати розрахункову міцність на поздовжній зсув поверхні, що розглядається.

(3) Довжина поверхні зсуву $b-b$, що наведена на рисунку 6.15, має прийматися такою, що дорівнює величині $2h_{sc}$ плюс діаметр головки для стержнів зсувних з'єднань, розташованих в один ряд або в шаховому порядку, або дорівнюють величині $(2h_{sc} + s_t)$ плюс діаметр головки для стержнів зсувного з'єднання, які розташовано парами, де h_{sc} - висота стержнів, а s_t - поперечний міжцентрова крок стержнів зсувного з'єднання.

(4) Розрахунковий поздовжній зсув на одиницю довжини балки на поверхні зсуву має визначатися згідно з 6.6.2 і відповідати конструкції і кроку зсувних з'єднувальних елементів.

Допускається облік змін поздовжнього зсуву по ширині бетонної полки.

(5) Для кожного типу поверхонь зсуву, що розглядаються, розрахункове напруження поздовжнього зсуву v_{Ed} має визначатися на

(4) The spacing of studs in the direction of the shear force should be not less than $5d$; the spacing in the direction transverse to the shear force should be not less than $2,5d$ in solid slabs and $4d$ in other cases.

(5) Except when the studs are located directly over the web, the diameter of a welded stud should be not greater than 2,5 times the thickness of that part to which it is welded, unless test information is provided to establish the resistance of the stud as a shear connector.

6.6.6 Longitudinal shear in concrete slabs

6.6.6.1 General

(1) Transverse reinforcement in the slab shall be designed for the ultimate limit state so that premature longitudinal shear failure or longitudinal splitting shall be prevented.

(2) The design longitudinal shear stress for any potential surface of longitudinal shear failure within the slab shall not exceed the design longitudinal shear strength of the shear surface considered.

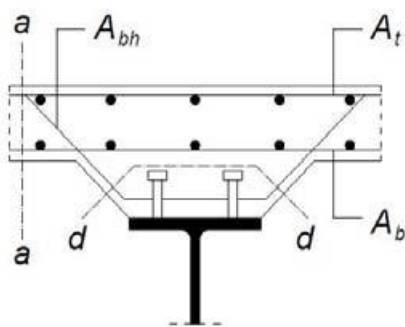
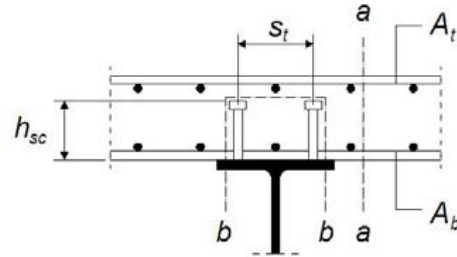
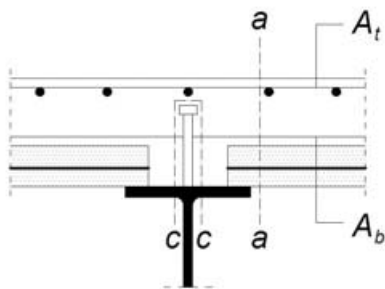
(3) The length of the shear surface $b-b$ shown in Figure 6.15 should be taken as equal to $2h_{sc}$ plus the head diameter for a single row of stud shear connectors or staggered stud connectors, or as equal to $(2h_{sc} + s_t)$ plus the head diameter for stud shear connectors arranged in pairs, where h_{sc} is the height of the studs and s_t is the transverse spacing centre-to-centre of the studs.

(4) The design longitudinal shear per unit length of beam on a shear surface should be determined in accordance with 6.6.2 and be consistent with the design and spacing of the shear connectors. Account may be taken of the variation of longitudinal shear across the width of the concrete flange.

(5) For each type of shear surface considered, the design longitudinal shear stress v_{Ed} should be determined from the design longitudinal shear per unit

підставі розрахункового поздовжнього зсуву на одиницю довжини балки з урахуванням кількості площин зсуву і довжини поверхні зсуву.

length of beam, taking account of the number of shear planes and the length of shear surface.



type	A_{st}/s_f
a-a	$A_b + A_t$
b-b	$2 A_b$
c-c	$2 A_b$
d-d	$2 A_{bh}$

Рисунок 6.15 - Типові потенційні поверхні руйнування при зсуві
Figure 6.15: Typical potential surfaces of shear failure

6.6.6.2 Розрахунковий опір поздовжньому зсуву

(1) Розрахункова міцність бетонної полиці на зсув (площини зсуву типу *a-a*, рисунок 6.15) має визначатись згідно з EN 1992-1-1:2004, 6.2.4.

(2) За відсутності більш точного методу розрахункова міцність на зсув будь-якої поверхні, що потенційно руйнується при зсуві в полиці або виступі плити, має визначатись згідно з EN 1992-1-1:2004, 6.2.4 (4). Для поверхні зсуву, що проходить навколо зсувних з'єднувальних елементів (наприклад, поверхня зсуву типу *b-b*, рисунок 6.15), розмір h_f має прийматись як довжина поверхні зсуву.

(3) Робочу поперечну арматуру на одиницю довжини A_{sf}/s_f , EN 1992-1-1:2004, слід встановлювати як наведено на рисунку 6.15, де A_b , A_t і A_{bh} - площі арматури на одиницю довжини балки, яку заанкеровано відповідно до EN 1992-1-1:2004, 8.4, для поздовжньої арматури.

6.6.6.2 Design resistance to longitudinal shear

(1) The design shear strength of the concrete flange (shear planes *a-a* illustrated in Figure 6.15) should be determined in accordance with EN 1992-1-1: 2004, 6.2.4.

(2) In the absence of a more accurate calculation the design shear strength of any surface of potential shear failure in the flange or a haunch may be determined from EN 1992-1-1: 2004, 6.2.4(4). For a shear surface passing around the shear connectors (e.g. shear surface *b-b* in Figure 6.15), the dimension h_f should be taken as the length of the shear surface.

(3) The effective transverse reinforcement per unit length, A_{sf}/s_f in EN 1992-1-1: 2004, should be as shown in Figure 6.15, in which A_b , A_t and A_{bh} are areas of reinforcement per unit length of beam anchored in accordance with EN 1992-1-1: 2004, 8.4 for longitudinal reinforcement.

(4) Якщо використовується комбінація із збірних елементів і монолітного бетону, міцність при поздовжньому зсуві має визначатися згідно з EN 1992-1-1:2004, 6.2.5.

6.6.6.3 Мінімальна поперечна арматура

(1) Мінімальну площу арматури слід визначати згідно з EN 1992-1-1:2004, 9.2.2 (5), з використанням визначень, що відносяться до поперечної арматури.

6.7 Сталезалізобетонні стійки і сталезалізобетонні стиснені елементи

6.7.1 Загальні положення

(1) Р Цей підрозділ стосується проектування сталезалізобетонних стійок і сталезалізобетонних стиснутих елементів з перерізами в бетонній оболонці, перерізами, які частково містяться в оболонці, прямокутних і круглих труб, заповнених бетоном (рисунок 6.17)

(2) Р Даний розділ стосується стійок і стиснутих елементів зі сталі марки від S235 до S460 і звичайного важкого бетону класу міцності від C20/25 до C50/6

(4) Where a combination of pre-cast elements and in-situ concrete is used, the resistance to longitudinal shear should be determined in accordance with EN 1992-1-1: 2004, 6.2.5.

6.6.6.3 Minimum transverse reinforcement

(1) The minimum area of reinforcement should be determined in accordance with EN 1992-1-1:2004, 9.2.2(5) using definitions appropriate to transverse reinforcement.

6.7 Composite columns and composite compression members

6.7.1 General

(1)P Clause 6.7 applies for the design of composite columns and composite compression members with concrete encased sections, partially encased sections and concrete filled rectangular and circular tubes, see Figure 6.17.

(2)P This clause applies to columns and compression members with steel grades S235 to S460 and normal weight concrete of strength classes C20/25 to C50/60

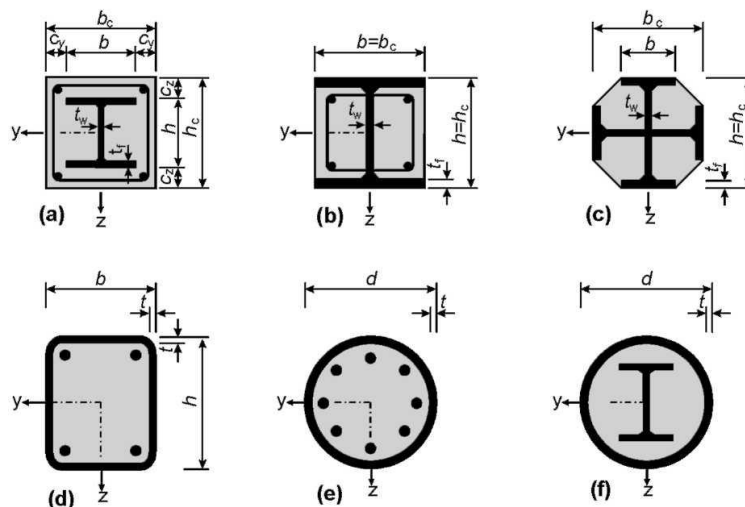


Рисунок 6.17 - Типові поперечні перерізи сталезалізобетонних стійок з позначеннями
Figure 6.17: Typical cross-sections of composite columns and notation

(3) Цей розділ стосується окремих стійок, а також стійок і сталезалізобетонних стиснутих елементів у рамних конструкціях, де іншими конструктивними частинами є сталезалізобетонні або сталеві елементи.

(4) Коефіцієнт вмістку сталі δ має відповідати такій умові:

$$0.2 \leq \delta \leq 0.9 \quad (6.27)$$

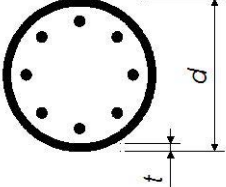
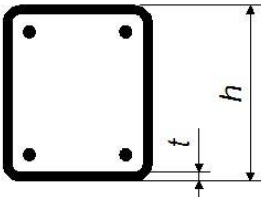
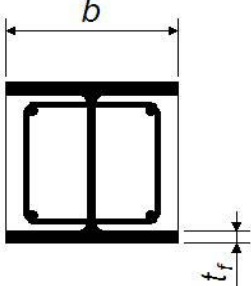
(3) This clause applies to isolated columns and columns and composite compression members in framed structures where the other structural members are either composite or steel members.

(4) The steel contribution ratio δ should fulfil the following condition:

$$0.2 \leq \delta \leq 0.9 \quad (6.27)$$

<p>де визначається у відповідності до 6.7.3.3 (1).</p> <p>(5) Сталезалізобетонні стійки або стиснені елементи будь-якого поперечного перерізу слід перевіряти на:</p> <ul style="list-style-type: none"> - міцність елементів згідно з 6.7.2 або 6.7.3; - місцеву втрату стійкості згідно (8) і (9); - введення навантажень згідно з 6.7.4.2; - опір зрушенню між сталевими і бетонними елемента <p>(6) Можна використовувати два методи проектування:</p> <ul style="list-style-type: none"> - загальний метод згідно з 6.7.2, який охоплює елементи з несиметричними або змінними перерізами по довжині колони; - спрощений метод згідно з 6.7.3 для елементів з перерізами, що мають дві осі симетрії, і постійними по довжині перерізами елемента. <p>(7) Для сталезалізобетонних стиснених елементів, що піддаються впливу згинальних моментів і нормальних сил, які є результатом незалежного впливу, частиний коефіцієнт γ_F для даних внутрішніх сил, які ведуть до підвищення опору, має бути зменшено на 20%.</p> <p>(8) При проектуванні має бути враховувано вплив місцевої втрати стійкості при поздовжньому згині сталевих перерізу на опір.</p> <p>(9) Вплив місцевої втрати стійкості при поздовжньому згині може не враховуватися для сталевих перерізу, яке повністю знаходиться у оболонці згідно з 6.7.5.1 (2), а також для інших типів поперечного перерізу за умови, що не перевищені максимальні значення, які наведено в таблиці 6.3 .</p>	<p>where δ is defined in 6.7.3.3(1).</p> <p>(5) Composite columns or compression members of any cross-section should be checked for:</p> <ul style="list-style-type: none"> – resistance of the member in accordance with 6.7.2 or 6.7.3; – resistance to local buckling in accordance with (8) and (9) below; – introduction of loads in accordance with 6.7.4.2 and – resistance to shear between steel and concrete elements in accordance with 6.7.4.3. <p>(6) Two methods of design are given:</p> <ul style="list-style-type: none"> – a general method in 6.7.2 whose scope includes members with non-symmetrical or nonuniform cross-sections over the column length and – a simplified method in 6.7.3 for members of doubly symmetrical and uniform cross section over the member length. <p>(7) For composite compression members subjected to bending moments and normal forces resulting from independent actions, the partial factor γ_F for those internal forces that lead to an increase of resistance should be reduced by 20%.</p> <p>(8)P The influence of local buckling of the steel section on the resistance shall be considered in design.</p> <p>(9) The effects of local buckling may be neglected for a steel section fully encased in accordance with 6.7.5.1(2), and for other types of cross-section provided the maximum values of Table 6.3 are not exceeded.</p>
--	--

Таблиця 6.3 — Максимальні значення (d/t) , (h/t) и (b/t_f) з f_y , Н/мм²
 Table 6.3: Maximum values (d/t) , (h/t) and (b/t_f) with f_y in N/mm²

Поперечний переріз Cross-section	Максимальні значення d/t , h/t и b/t max (d/t) , max (h/t) and max (b/t)
Круглий порожнистий сталевий профіль Circular hollow steel sections 	$\max(d/t) = 90 \cdot \frac{235}{f_y}$
Прямокутний порожнистий сталевий профіль Rectangular hollow steel sections 	$\max(h/t) = 52 \cdot \frac{235}{f_y}$
I-профіль у частковій оболонці Partially encased I-sections 	$\max(b/t) = 44 \cdot \frac{235}{f_y}$

6.7.2 Загальний метод проектування

(1) Р При проектуванні конструкції необхідно враховувати впливи другого порядку, включаючи залишкові напруження, геометричні відхилення, місцеву втрату стійкості, тріщиноутворення в бетоні, повзучість і усадку бетону, пластичні деформації конструкційної сталі і арматури. Проект має гарантувати, що втрата стійкості не відбудеться для найбільш несприятливого поєднання впливів у граничному стані за умови втрати несної здатності і що не буде перевищено опір індивідуальних поперечних перерізів, які піддаються впливу згину, поздовжньої сили і зсуву.
 (2) Р Впливи другого порядку слід враховувати в будь-якому напрямку,

6.7.2 General method of design

(1)P Design for structural stability shall take account of second-order effects including residual stresses, geometrical imperfections, local instability, cracking of concrete, creep and shrinkage of concrete and yielding of structural steel and of reinforcement. The design shall ensure that instability does not occur for the most unfavourable combination of actions at the ultimate limit state and that the resistance of individual cross-sections subjected to bending, longitudinal force and shear is not exceeded.

(2)P Second-order effects shall be considered in any direction in which failure might occur, if they affect

<p>в якому може відбутися руйнування, за умови, що вони роблять значущий вплив на стабільність конструкції.</p> <p>(3) Р Внутрішні зусилля мають визначатися за допомогою пружно-пластичного розрахунку.</p> <p>(4) Можна допустити, що плоскі перерізи залишаться плоскими. Між сталевими і бетонними компонентами елемента може передбачатися повна сумісна робота аж до руйнування.</p> <p>(5) Р Міцність бетону на розтяг не слід брати до уваги. При цьому може враховуватися вплив жорсткості при розтягуванні бетону між тріщинами на жорсткість при згині</p> <p>(6) Р Вплив усадки і повзучості має враховуватися в тому випадку, якщо вони можуть у значній мірі знизити стабільність конструкції.</p> <p>(7) З метою спрощення, вплив повзучості і усадки може не враховуватися, якщо підвищення згинальних моментів першого порядку, що викликане деформацією повзучості і подовжньою силою через постійні навантаження, не перевищує 10%.</p> <p>(8) При проведенні нелінійних розрахунків мають використовуватися такі залежності деформації від напружень:</p> <ul style="list-style-type: none"> - для стиснутого бетону - згідно з EN 1992-1-1:2004, 3.1.5; - для арматурної сталі - згідно з EN 1992-1-1:2004, 3.2.7; - для конструкційної сталі - згідно з EN 1993-1-1:2005, 5.4.3 (4). <p>(9) З метою спрощення, замість впливу залишкових напружень та геометричних відхилень можуть використовуватися еквівалентні початкові деформаційні відхилення (відхилення елементів), наведені в таблиці 6.5.</p> <p>6.7.3 Спрощений метод проектування</p> <p>6.7.3.1 Загальні положення та сфера застосування</p> <p>(1) Область застосування цього спрощеного методу обмежується елементами з перерізами, що мають дві осі симетрії, і постійним по довжині перерізом елемента з прокатними, холодноштампованим або зварними</p>	<p>the structural stability significantly.</p> <p>(3)P Internal forces shall be determined by elasto-plastic analysis.</p> <p>(4) Plane sections may be assumed to remain plane. Full composite action up to failure may be assumed between the steel and concrete components of the member.</p> <p>(5)P The tensile strength of concrete shall be neglected. The influence of tension stiffening of concrete between cracks on the flexural stiffness may be taken into account.</p> <p>(6)P Shrinkage and creep effects shall be considered if they are likely to reduce the structural stability significantly.</p> <p>(7) For simplification, creep and shrinkage effects may be ignored if the increase in the first-order bending moments due to creep deformations and longitudinal force resulting from permanent loads is not greater than 10%.</p> <p>(8) The following stress-strain relationships should be used in the non-linear analysis:</p> <ul style="list-style-type: none"> – for concrete in compression as given in EN 1992-1-1: 2004, 3.1.5; – for reinforcing steel as given in EN 1992-1-1: 2004, 3.2.7; – for structural steel as given in EN 1993-1-1: 2005, 5.4.3(4). <p>(9) For simplification, instead of the effect of residual stresses and geometrical imperfections, equivalent initial bow imperfections (member imperfections) may be used in accordance with Table 6.5.</p> <p>6.7.3 Simplified method of design</p> <p>6.7.3.1 General and scope</p> <p>(1) The scope of this simplified method is limited to members of doubly symmetrical and uniform cross-section over the member length with rolled, cold-formed or welded steel sections.</p>
---	--

<p>Спрощений метод не застосовується, якщо компонент з конструкційної сталі складається з двох або більше нез'єднаних перерізів. Відносна гнучкість λ, що визначена в 6.7.3.3, має відповідати такій умові:</p> $\lambda \leq 2,0 \quad (6.28)$ <p>(2) Для повністю укладеного в оболонку сталевого профілю (див. рисунок 6.17а) можуть використовуватися такі обмеження з максимальної товщини бетонного покриття:</p> $\max c_z = 0,3h \quad \max c_y = 0,4 b \quad (6.29)$ <p>(3) Поздовжня арматура, яка може використовуватися при розрахунках, не має перевищувати 6% площі бетону.</p> <p>(4) Відношення висоти до ширини сталезалізобетонних перерізу має знаходитися у межах від 0,2 до 5,0.</p> <p>6.7.3.2 Опір поперечних перерізів</p> <p>(1) Опір пластичної деформації при стисненні $N_{pl,Rd}$ сталезалізобетонних перерізу має розраховуватися за допомогою додавання пластичних опорів його компонентів:</p> $N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + 0,85 A_c f_{cd} + A_s f_{sd} \quad (6.30)$ <p>Вираз (6.30) застосовується до сталевого профілю в повній і частковій бетонній оболонці. Для перерізів, заповнених бетоном, замість коефіцієнта 0,85 має використовуватися коефіцієнт 1,0.</p> <p>(2) Опір поперечного перерізу спільному впливу стиснення і згину а також відповідна крива взаємодії можуть розраховуватися за допомогою прямокутних епюр напружень (див. рисунок 6.18), з прийняттям розрахункової сили зсуву V_{Ed} згідно з (3). Міцність бетону на розтяг не враховується</p>	<p>The simplified method is not applicable if the structural steel component consists of two or more unconnected sections. The relative slenderness λ defined in 6.7.3.3 should fulfil the following condition:</p> $\lambda \leq 2,0 \quad (6.28)$ <p>(2) For a fully encased steel section, see Figure 6.17a, limits to the maximum thickness of concrete cover that may be used in calculation are:</p> $\max c_z = 0,3h \quad \max c_y = 0,4 b \quad (6.29)$ <p>(3) The longitudinal reinforcement that may be used in calculation should not exceed 6% of the concrete area.</p> <p>(4) The ratio of the cross-section's depth to width of the composite section should be within the limits 0.2 and 5.0.</p> <p>6.7.3.2 Resistance of cross-sections</p> <p>(1) The plastic resistance to compression $N_{pl,Rd}$ of a composite cross-section should be calculated by adding the plastic resistances of its components:</p> $N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + 0,85 A_c f_{cd} + A_s f_{sd} \quad (6.30)$ <p>Expression (6.30) applies for concrete encased and partially concrete encased steel sections. For concrete filled sections the coefficient 0.85 may be replaced by 1.0.</p> <p>(2) The resistance of a cross-section to combined compression and bending and the corresponding interaction curve may be calculated assuming rectangular stress blocks as shown in Figure 6.18, taking account of the design shear force V_{Ed} in accordance with (3). The tensile strength of the concrete should be neglected.</p>
---	---

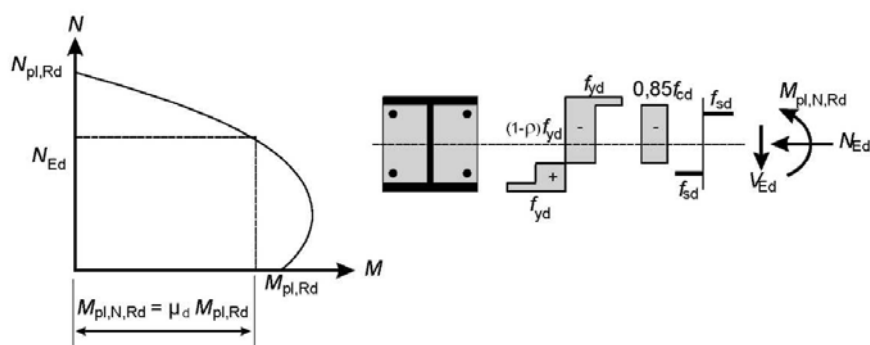


Рисунок 6.18 — Крива взаємодії для сумісного стиску та одноосьового згину
Figure 6.18: Interaction curve for combined compression und uniaxial bending

(3) Вплив поперечних зсувних сил на опір згину і дію нормальної сили має бути враховано під час розрахунку кривої взаємодії, якщо сила зсуву $V_{a,Ed}$, що діє на сталевий переріз перевищує 50% розрахункового опору зрушенню $V_{pl,a,Rd}$ сталевому перерізу (див. 6.2.2.2).

Якщо $V_{a,Ed} > 0,5V_{pl,a,Rd}$, вплив поперечного зсуву на опір при спільному згині і стиску має враховуватися за допомогою використання зменшеної розрахункової міцності сталі $(1 - \rho) f_{yd}$ в області зсуву A_v згідно з 6.2.2.4 (2) і рисунку 6.18.

Зсувна сила $V_{a,Ed}$ не має перевищувати опір зрушенню сталевому профілю, який визначається згідно з 6.2.2. Опір зрушенню $V_{c,Ed}$ залізобетонної частини перевіряється відповідно до EN 1992-1-1:2004, 6.2.8.

(4) Якщо не використовується більш точний метод, величина V_{Ed} може бути розділена на величину $V_{a,Ed}$, що впливає на конструкційну сталь, і величину $V_{c,Ed}$, що впливає на залізобетонний переріз:

$$V_{a,Ed} = V_{Ed} - \frac{M_{pl,a,Rd}}{M_{pl,Rd}}, \quad (6.31)$$

$$V_{c,Ed} = V_{Ed} - V_{a,Ed}, \quad (6.32)$$

де $M_{pl,a,Rd}$ - пластичний граничний момент сталевому перерізу;

$M_{pl,Rd}$ - пластичний граничний момент сталезалізобетонних перерізу.

Для спрощення можна допустити, що V_{Ed} впливає тільки на переріз з конструкційної сталі.

(3) The influence of transverse shear forces on the resistance to bending and normal force should be considered when determining the interaction curve, if the shear force $V_{a,Ed}$ on the steel section exceeds 50% of the design shear resistance $V_{pl,a,Rd}$ of the steel section, see 6.2.2.2.

Where $V_{a,Ed} > 0,5V_{pl,a,Rd}$, the influence of the transverse shear on the resistance in combined bending and compression should be taken into account by a reduced design steel strength $(1 - \rho) f_{yd}$ in the shear area A_v in accordance with 6.2.2.4(2) and Figure 6.18.

The shear force $V_{a,Ed}$ should not exceed the resistance to shear of the steel section determined according to 6.2.2. The resistance to shear $V_{c,Ed}$ of the reinforced concrete part should be verified in accordance with EN 1992-1-1: 2004, 6.2.

(4) Unless a more accurate analysis is used, V_{Ed} may be distributed into $V_{a,Ed}$ acting on the structural steel and $V_{c,Ed}$ acting on the reinforced concrete section by:

$$V_{a,Ed} = V_{Ed} - \frac{M_{pl,a,Rd}}{M_{pl,Rd}}, \quad (6.31)$$

$$V_{c,Ed} = V_{Ed} - V_{a,Ed}, \quad (6.32)$$

where:

$M_{pl,a,Rd}$ is the plastic resistance moment of the steel section and

$M_{pl,Rd}$ is the plastic resistance moment of the composite section.

For simplification V_{Ed} may be assumed to act on the structural steel section alone.

(5) З метою спрощення, криву взаємодії можна замінити багатокутною діаграмою (суцільна лінія на рисунку 6.19). На рисунку 6.19 як приклад наведено розподіл пластичного напруження повністю укладеного в оболонку перерізу для точок від А до D. При цьому величина $N_{pm, Rd}$ приймається як $0,85 f_{cd} A_c$ - для перерізів повною і частковою бетонній оболонці (див. рисунок 6.17а-с) і як $f_{ed} A_c$ - для перерізів, заповнених бетоном (див. рисунок 6.17d-f).

(5) As a simplification, the interaction curve may be replaced by a polygonal diagram (the dashed line in Figure 6.19). Figure 6.19 shows as an example the plastic stress distribution of a fully encased cross section for the points A to D. $N_{pm, Rd}$ should be taken as $0.85 f_{cd} A_c$ for concrete encased and partially concrete encased sections, see Figures 6.17a – c, and as $f_{ed} A_c$ for concrete filled sections, see Figures 6.17d - f.

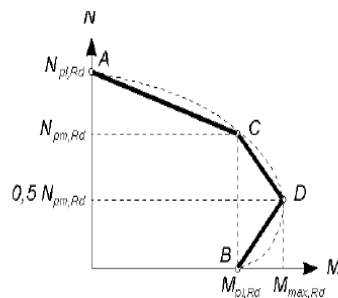


Рисунок 6.19, лист 1 - Спрощена крива взаємодії та відповідні розподілення напружень

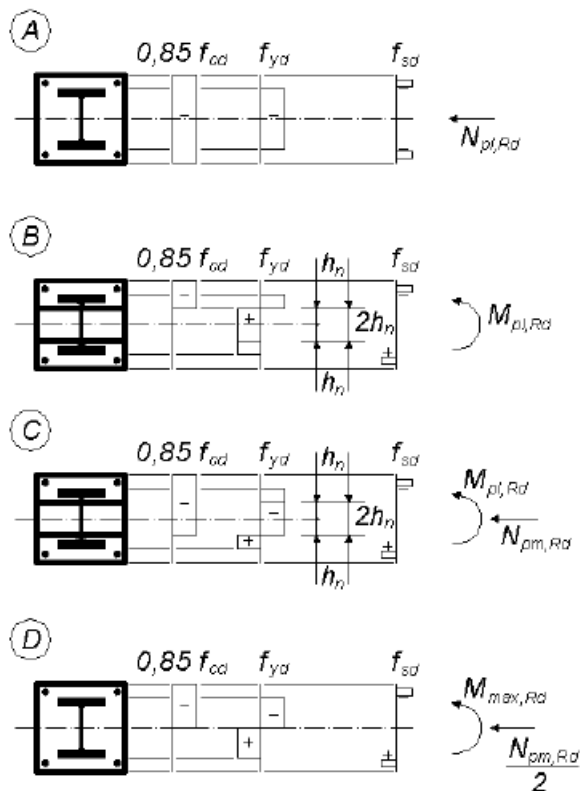


Рисунок 6.19, лист 2

Figure 6.19: Simplified interaction curve and corresponding stress distributions

(6) Для труб круглого перерізу, що заповнені бетоном, враховується підвищення міцності бетону за рахунок його обмеження за умови, що відносна гнучкість $\bar{\lambda}$ (див. 6.7.3.3) не перевищує 0,5, а $e/d < 0,1$, де e це ексцентриситет навантаження, що дорівнює M_{ed} / N_{Ed} , а d зовнішнім діаметром стійки. Виходячи з цього, пластичний опір стисненню можна визначити за таким виразом:

$$N_{pl,Rd} = \eta_a A_a f_{yd} + A_c f_{cd} \cdot \left(1 + \eta_c \cdot \frac{t}{d} + \frac{f_y}{f_{ck}}\right) + A_s f_{sd}; \quad (6.33)$$

де t - товщина стінки сталеві труби.

Для елементів з $e = 0$ значення $\eta_a = \eta_{a0}$ і $\eta_c = \eta_{c0}$ визначають за формулами:

$$\eta_{a0} = 0,25 \cdot (3 + 2\bar{\lambda}), \text{ при цьому } \eta_{a0} \leq 1,0 \quad (6.34)$$

$$\eta_{c0} = 4,9 - 18,5\bar{\lambda} + 17\bar{\lambda}^2, \text{ при цьому } \eta_{c0} \geq 1,0 \quad (6.35)$$

Для елементів, що піддаються спільному впливу стиснення і згинання при $0 < e/d \leq 0,1$, значення η_a а і η_c з мають визначатись відповідно до формул (6.36) і (6.37), де η_{a0} а і η_{c0} зі визначають за формулами (6.34) і (6.35):

$$\eta_a = \eta_{a0} + (1 - \eta_{a0}) \cdot (10e/d), \quad (6.36)$$

$$\eta_c = \eta_{c0} + (1 - 10e/d), \quad (6.37)$$

Для $e/d > 0,1$ $\eta_a = 1,0$, а $\eta_c = 0$.

6.7.3.3 Ефективна згинана жорсткість, коефіцієнт внеску стали і відносна гнучкість

(1) Коефіцієнт вкладу стали δ визначається таким чином:

$$\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}}, \quad (6.38)$$

де $N_{pl,Rd}$ - пластичний опір стиску згідно з 6.7.3.2 (1)

(2) Відносна гнучкість $\bar{\lambda}$ для площини згинання визначається за формулою

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}}, \quad (6.39)$$

де $N_{pl,Rk}$ - характеристичне значення пластичного опору стиску відповідно до формули (6.30), у випадку коли замість розрахункових значень міцності

(6) For concrete filled tubes of circular cross-section, account may be taken of increase in strength of concrete caused by confinement provided that the relative slenderness $\bar{\lambda}$ defined in 6.7.3.3 does not exceed 0,5 and $e/d < 0,1$, where e is the eccentricity of loading given by M_{ed} / N_{Ed} and d is the external diameter of the column. The plastic resistance to compression may then be calculated from the following expression:

$$N_{pl,Rd} = \eta_a A_a f_{yd} + A_c f_{cd} \cdot \left(1 + \eta_c \cdot \frac{t}{d} + \frac{f_y}{f_{ck}}\right) + A_s f_{sd}; \quad (6.33)$$

where t is the wall thickness of the steel tube.

For members with $e = 0$ the values $\eta_a = \eta_{a0}$ and $\eta_c = \eta_{c0}$ are given by the following expressions:

$$\eta_{a0} = 0,25 \cdot (3 + 2\bar{\lambda}), \quad (\text{but } \leq 1,0) \quad (6.34)$$

$$\eta_{c0} = 4,9 - 18,5\bar{\lambda} + 17\bar{\lambda}^2, \quad (\text{but } \geq 0) \quad (6.35)$$

For members in combined compression and bending with $0 < e/d \leq 0,1$, the values η_a and η_c should be determined from (6.36) and (6.37), where η_{a0} and η_{c0} are given by (6.34) and (6.35):

$$\eta_a = \eta_{a0} + (1 - \eta_{a0}) \cdot (10e/d), \quad (6.35)$$

$$\eta_c = \eta_{c0} + (1 - 10e/d), \quad (6.37)$$

For $e/d > 0,1$, $\eta_a = 1,0$ and $\eta_c = 0$.

6.7.3.3 Effective flexural stiffness, steel contribution ratio and relative slenderness

(1) The steel contribution ratio δ is defined as:

$$\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}}, \quad (6.38)$$

where $N_{pl,Rd}$ is the plastic resistance to compression defined in 6.7.3.2(1).

(2) The relative slenderness $\bar{\lambda}$ for the plane of bending being considered is given by:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}}, \quad (6.39)$$

$N_{pl,Rk}$ is the characteristic value of the plastic resistance to compression given by (6.30) if, instead of the design strengths, the characteristic values are used;

використовуються характеристичні значення;

N_{CR} - пружна критична нормальна сила для відповідної форми втрати стійкості, яку розраховано за допомогою ефективної згинальної жорсткості $(EI)_{eff}$, що визначається згідно з (3) і (4).

(3) Для визначення відносної гнучкості $\bar{\lambda}$ і пружної критичної сили N_{cr} характеристичне значення ефективної згинальної жорсткості $(EI)_{eff}$ поперечного перерізу сталезалізобетонних стійок має розраховуватися за формулою

$$(EI)_{eff} = E_a I_a + E_s I_s + K_e E_{cm} I_c, \quad (6.40)$$

де K_e - поправний коефіцієнт, що дорівнює 0,6;

I_a, I_c - моменти інерції відповідно перерізу конструкційної сталі, бетонного перерізу без тріщин і арматури для даної площини згину.

(4) Слід враховувати вплив довгострокових ефектів на ефективну пружну згинальну жорсткість. Модуль пружності бетону E_{cm} має бути зменшено до значення $E_{c,eff}$ відповідно до наступного виразу:

$$E_{eff} = E_{cm} \frac{1}{1 + (N_{G,Ed} / N_{Ed}) \varphi_t}, \quad (6.41)$$

де φ_t - коефіцієнт повзучості згідно з 5.4.2.2 (2);

N_{Ed} - загальна розрахункова нормальна сила;

$N_{G,Ed}$ - частина цієї нормальної сили, яка є постійною.

6.7.3.4 Методи розрахунку і відхилення елементів

(1) Для перевірки елемента розрахунок має базуватися на лінійному пружному аналізі другого порядку.

(2) Для визначення внутрішніх зусиль розрахункове значення ефективної згинальної жорсткості $(EI)_{eff,II}$ має визначатися за формулою

$$(EI)_{eff,II} = K_0 \cdot (E_a I_a + E_s I_s + K_{e,II} E_{cm} I_c), \quad (6.42)$$

де $K_{e,II}$ - поправковий коефіцієнт, який дорівнює 0,5;

K_0 - поправковий коефіцієнт, який дорівнює 0,9.

Довгострокові впливи слід враховувати

N_{cr} is the elastic critical normal force for the relevant buckling mode, calculated with the effective flexural stiffness $(EI)_{eff}$ determined in accordance with (3) and (4).

(3) For the determination of the relative slenderness $\bar{\lambda}$ and the elastic critical force N_{cr} , the characteristic value of the effective flexural stiffness $(EI)_{eff}$ of a cross section of a composite column should be calculated from:

$$(EI)_{eff} = E_a I_a + E_s I_s + K_e E_{cm} I_c, \quad (6.40)$$

where: K_e is a correction factor that should be taken as 0.6.

I_a, I_c and I_s are the second moments of area of the structural steel section, the un-cracked concrete section and the reinforcement for the bending plane being considered.

(4) Account should be taken to the influence of long-term effects on the effective elastic flexural stiffness. The modulus of elasticity of concrete E_{cm} should be reduced to the value $E_{c,eff}$ in accordance with the following expression:

$$E_{eff} = E_{cm} \frac{1}{1 + (N_{G,Ed} / N_{Ed}) \varphi_t}, \quad (6.41)$$

where:

φ_t is the creep coefficient according to 5.4.2.2(2);

N_{Ed} is the total design normal force;

$N_{G,Ed}$ is the part of this normal force that is permanent.

6.7.3.4 Methods of analysis and member imperfections

(1) For member verification, analysis should be based on second-order linear elastic analysis.

(2) For the determination of the internal forces the design value of effective flexural stiffness $(EI)_{eff,II}$ should be determined from the following expression:

$$(EI)_{eff,II} = K_0 \cdot (E_a I_a + E_s I_s + K_{e,II} E_{cm} I_c), \quad (6.42)$$

where:

$K_{e,II}$ is a correction factor which should be taken as 0.5;

K_0 is a calibration factor which should be taken as 0.9.

Long-term effects should be taken into account in

згідно з 6.7.3.3 (4).	accordance with 6.7.3.3 (4).
-----------------------	------------------------------

<p>(3) Ефекти другого порядку можуть не враховуватися там, де застосовується 5.2.1 (3), а пружне критичне навантаження визначається із згинальної жорсткістю $(EI)_{\text{eff,II}}$ згідно з (2).</p> <p>(4) Вплив геометричних і конструктивних відхилень може враховуватися шляхом розгляду еквівалентних геометричних відхилень. Еквівалентні відхилення елементів для сталезалізобетонних стійок наводяться в таблиці 6.5, де L це довжина стійки.</p> <p>(5) У межах довжини стійки ефекти другого порядку враховуються за допомогою множення найбільшого розрахункового згинального моменту першого порядку M_{Ed} на коефіцієнт k, одержуваний з виразу</p> $K = \frac{\beta}{1 - N_{\text{Ed}} / N_{\text{cr,eff}}} \geq 1,0, \quad (6.43)$ <p>де $N_{\text{cr,eff}}$ - критична нормальна сила для характерною осі, відповідна ефективної згинальної жорсткості (див. 6.7.3.4 (2)), при цьому розрахункова довжина приймається як довжина стійки; β - коефіцієнт приведенного моменту (див. таблицю 6.4).</p>	<p>(3) Second-order effects need not to be considered where 5.2.1(3) applies and the elastic critical load is determined with the flexural stiffness $(EI)_{\text{eff,II}}$ in accordance with (2).</p> <p>(4) The influence of geometrical and structural imperfections may be taken into account by equivalent geometrical imperfections. Equivalent member imperfections for composite columns are given in Table 6.5, where L is the column length.</p> <p>(5) Within the column length, second-order effects may be allowed for by multiplying the greatest first-order design bending moment M_{Ed} by a factor k given by:</p> $K = \frac{\beta}{1 - N_{\text{Ed}} / N_{\text{cr,eff}}} \geq 1,0, \quad (6.43)$ <p>where: $N_{\text{cr,eff}}$ is the critical normal force for the relevant axis and corresponding to the effective flexural stiffness given in 6.7.3.4(2), with the effective length taken as the column length; β is an equivalent moment factor given in Table 6.4.</p>
---	--

Таблиця 6.4 — Коефіцієнти β для визначення моментів за теорією другого порядку

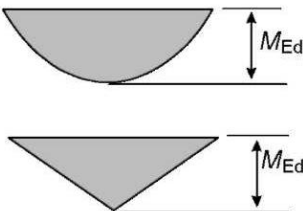
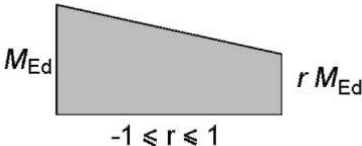
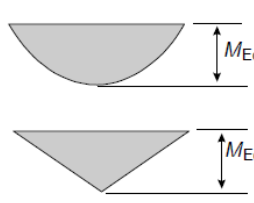
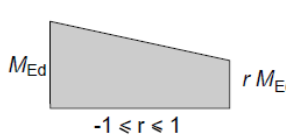
Розподіл моментів	Коефіцієнти моментів β	Примітка
	Згинальні моменти першого порядку від відхилення елемента або поперечного навантаження $\beta=1,0$	M_{Ed} – максимальний згинальний момент у межах довжини стійки без урахування впливів другого порядку
	Кінцеві моменти : $\beta=0,66+0,44r$, але $\beta \geq 0,44$	M_{Ed} і rM_{Ed} - кінцеві моменти, які вираховано за допомогою загального розрахунку першого або другого порядку

Table 6.4 Factors β for the determination of moments to second order theory

Moment distribution	Moment factors β	Comment
	<p>First-order bending moments from member imperfection or lateral load:</p> $\beta = 1.0$	<p>M_{Ed} is the maximum bending moment within the column length ignoring second-order effects</p>
	<p>End moments:</p> $\beta = 0.66 + 0.44r$ <p>but $\beta \geq 0.44$</p>	<p>M_{Ed} and $r M_{Ed}$ are the end moments from first-order or second-order global analysis</p>

6.7.3.5 Опір елементів при осьовому стиску

(1) Елементи можна перевіряти за допомогою розрахунку другого порядку відповідно до 6.7.3.6 з урахуванням відхилень елементів.

(2) З метою спрощення для елементів, що піддіються осьовому стиску, розрахункове значення нормальної сили N_{Ed} має задовольняти умові

$$\frac{N_{Ed}}{\chi N_{pl,Rd}} \geq 1,0, \quad (6.44)$$

де $N_{pl,Rd}$ – пластичний опір сталі залізобетонного перерізу згідно з 6.7.3.2 (1), але з f_{yd} , який визначено за допомогою частого коефіцієнта γ_{M1} відповідно до EN 1993-1-1: 2005, 6.1(1);

χ - коефіцієнт зменшення для відповідної форми втрати стійкості згідно з EN 1993-1-1: 2005, 6.3.1.2, в елементах з відповідною відносною гнучкістю $\bar{\lambda}$.

У таблиці 6.5 наведено характерні криві втрати стійкості для поперечних перерізів сталезалізобетонних стійок, де ρ_s це коефіцієнт армування A_s / A_c .

6.7.3.5 Resistance of members in axial compression

(1) Members may be verified using second order analysis according to 6.7.3.6 taking into account member imperfections.

(2) For simplification for members in axial compression, the design value of the normal force N_{Ed} should satisfy:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi N_{pl,Rd}} \geq 1,0, \quad (6.44)$$

where:

$N_{pl,Rd}$ is the plastic resistance of the composite section according to 6.7.3.2(1), but with f_{yd} determined using the partial factor γ_{M1} given by EN 1993-1-1: 2005, 6.1(1);

χ is the reduction factor for the relevant buckling mode given in EN 1993-1-1: 2005, 6.3.1.2 in terms of the relevant relative slenderness $\bar{\lambda}$.

The relevant buckling curves for cross-sections of composite columns are given in Table 6.5, where ρ_s is the reinforcement ratio A_s / A_c .

Таблиця 6.5 – Криві втрати стійкості та відхилення елементів для сталезалізобетонних стійок

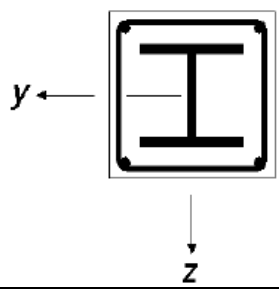
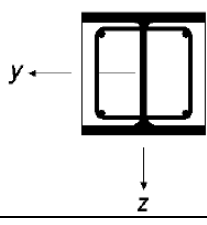
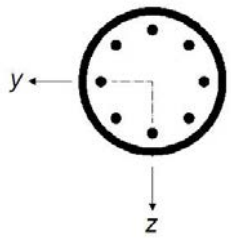
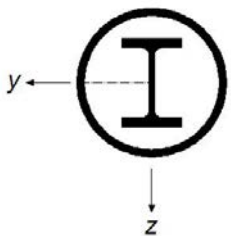
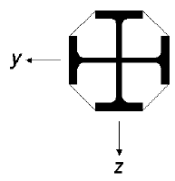
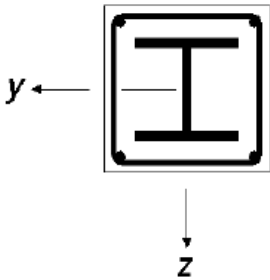
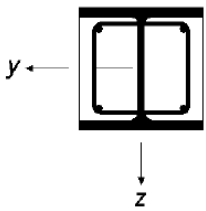
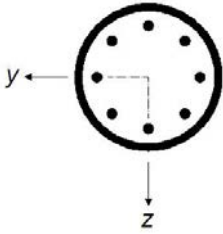
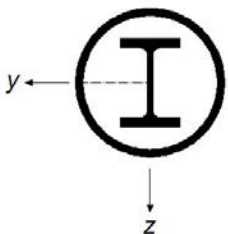
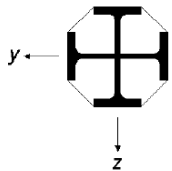
Поперечний переріз	Граничні значення	Вісь втрати стійкості	Крива втрати стійкості	Відхилення елемента
Переріз у бетонній оболонці 	$\rho_s \leq 3\%$	Будь-яка	<i>a</i>	L/300
	$3\% < \rho_s \leq 6\%$	Будь-яка	<i>b</i>	L/200
Переріз, частково закладений у бетону оболонку 		<i>y-y</i>	<i>b</i>	L/200
		<i>z-z</i>	<i>c</i>	L/150
Порожнистий сталевий профіль круглої та прямокутної форми 	$\rho_s \leq 3\%$	Будь-яка	<i>a</i>	L/300
	$3\% < \rho_s \leq 6\%$	Будь-яка	<i>b</i>	L/200
Круглий сталевий профіль з додатковим двотавровим перерізом 		<i>y-y</i>	<i>b</i>	L/200
		<i>z-z</i>	<i>b</i>	L/200
Профіль, частково закладений у бетону оболонку з хрестовим двотавровим перерізом 		Будь-яка	<i>b</i>	L/200

Table 6.5: Buckling curves and member imperfections for composite columns

Cross-section	Limits	Axis of buckling	Buckling curve	Member imperfection
concrete encased 		$\rho_s \leq 3\%$	<i>a</i>	L/300
		$3\% < \rho_s \leq 6\%$	<i>b</i>	L/200
partially concrete encased section 		<i>y-y</i>	<i>b</i>	L/200
			<i>z-z</i>	<i>c</i>
circular and rectangular hollow steel 	$< \rho_s \leq 3\%$	any	<i>a</i>	L/300
	$3\% < \rho_s \leq 6\%$	any	<i>b</i>	L/200
circular hollow steel sections with additional I-section 		<i>y-y</i>	<i>b</i>	L/200
			<i>z-z</i>	<i>b</i>
partially concrete encased section with crossed I-sections 		any	<i>b</i>	L/200

<p>6.7.3.6 Опір елементів при сумісному впливі стиску і одноосного згину (1) Має задовольнятися такий вираз на базі кривої взаємодії, що визначається згідно з 6.7.3.2 (2) - (5):</p>	<p>6.7.3.6 Resistance of members in combined compression and uniaxial bending (1) The following expression based on the interaction curve determined according to 6.7.3.2 (2) - (5) should be satisfied:</p>
$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,N,Rd}} = \frac{M_{Ed}}{\mu_d M_{pl,Rd}} \leq \alpha_M, \quad (6.45)$	$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,N,Rd}} = \frac{M_{Ed}}{\mu_d M_{pl,Rd}} \leq \alpha_M, \quad (6.45)$
<p>де M_{Ed} - найбільший з граничних моментів і максимального згинального моменту в межах довжини стійки, що розраховується згідно з 6.7.3.4, включаючи, за необхідності, відхилення і впливи другого порядку; $M_{pl,N,Rd}$ - опір пластичному згину з урахуванням нормальної сили N_{Ed}, яку виражено за допомогою $\mu_d M_{pl,Rd}$, див. рисунок 6,18; $M_{pl,Rd}$ — опір пластичному згину, представлений в точці В на рисунку 6.19. Для сталей марки від S235 до S355 включно коефіцієнт α_M має становити 0,9, а для сталей марки S420 і S460 він має дорівнювати 0,8. (2) Значення $\mu_d = \mu_{dy}$ або μ_{dz} (рисунок 6.20) відноситься до розрахункового пластичного граничного моменту $M_{pl,Rd}$ для даної площини згину. Значення μ_d, що перевищують 1,0, мають використовуватися тільки у випадку, коли згинальний момент M_{Ed} прямо залежить від дії нормальної сили N_{Ed}, наприклад, якщо момент M_{Ed} є результатом ексцентриситету нормальної сили N_{Ed}. В іншому випадку потрібна додаткова перевірка згідно з 6.7.1 (7).</p>	<p>where: M_{Ed} is the greatest of the end moments and the maximum bending moment within the column length, calculated according to 6.7.3.4, including imperfections and second order effects if necessary; $M_{pl,N,Rd}$ is the plastic bending resistance taking into account the normal force N_{Ed}, given by $\mu_d M_{pl,Rd}$, see Figure 6.18; $M_{pl,Rd}$ is the plastic bending resistance, given by point B in Figure 6.19. For steel grades between S235 and S355 inclusive, the coefficient α_M should be taken as 0.9 and for steel grades S420 and S460 as 0.8. (2) The value $\mu_d = \mu_{dy}$ or μ_{dz}, see Figure 6.20, refers to the design plastic resistance moment $M_{pl,Rd}$ for the plane of bending being considered. Values μ_d greater than 1.0 should only be used where the bending moment M_{Ed} depends directly on the action of the normal force N_{Ed}, for example where the moment M_{Ed} results from an eccentricity of the normal force N_{Ed}. Otherwise an additional verification is necessary in accordance with clause 6.7.1 (7).</p>

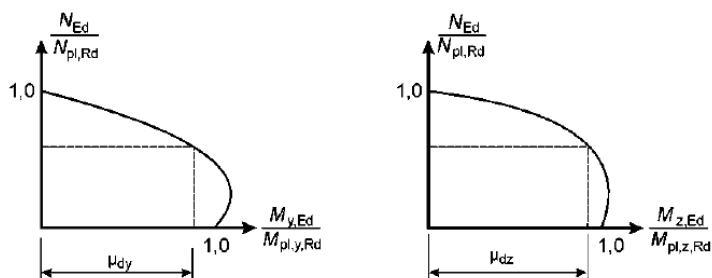


Рисунок 6.20 - Розрахунок на стиск і двовісний згин
Figure 6.20: Design for compression and biaxial bending

6.7.3.7 Сумісний вплив стиску і двовісного згину

(1) Для сталезалізобетонних стійок і стиснутих елементів з двохосьовим згином значення μ_{dy} і μ_{dz} на рисунку 6,20 можуть розраховуватися згідно з 6.7.3.6 окремо для кожної осі. Відхилення мають розглядатися тільки в площині, в якій прогнозується можливе руйнування. Якщо ж критична площину неочевидна, перевіряти слід обидві площини.

(2) При сумісному впливі стиску і двовісного згину мають задовольнятися такі умови для перевірки стійкості в межах довжини стійки і для перевірки на її кінці:

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} M_{pl,y,Rd}} \leq \alpha_{M,y}, \quad \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} M_{pl,z,Rd}} \leq \alpha_{M,z}; \quad (6.46)$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} M_{pl,z,Rd}} \leq 1,0, \quad (6.47)$$

де

$M_{pl,y,Rd}$ і $M_{pl,z,Rd}$ - опір пластичному згину відповідної площини згину;

$M_{y,Ed}$ і $M_{z,Ed}$ - розрахункові згинальні моменти, включаючи впливи другого порядку і відхилення згідно з 6.7.3.4;

μ_{dy} і μ_{dz} - визначаються згідно з 6.7.3.6;

$\alpha_M = \alpha_{M,y}$ і $\alpha_M = \alpha_{M,z}$ визначаються відповідно до 6.7.3.6 (1).

6.7.4 Зсувне з'єднання і додаток навантаження

6.7.4.1 Загальні положення

(1) Р У сферах введення навантаження необхідно передбачити, щоб внутрішні зусилля, прикладені з елементів, об'єднаних з кінцевими ділянками, а також навантаження, що додаються у межах довжини, розподілялись між сталевими і бетонними компонентами з урахуванням опору зрушенню на межі розподілу між сталлю і бетоном. Слід забезпечити певний шлях навантаження, який не включає величину прослизання на цій межі розподілу, що в іншому випадку зробило б проектні розрахунки недійсними.

(2) Р У випадках, коли сталезалізобетонні стійки і стиснені елементи зазнають значного поперечному зсуву (наприклад,

6.7.3.7 Combined compression and biaxial bending

(1) For composite columns and compression members with biaxial bending the values μ_{dy} and μ_{dz} in Figure 6.20 may be calculated according to 6.7.3.6 separately for each axis. Imperfections should be considered only in the plane in which failure is expected to occur. If it is not evident which plane is the more critical, checks should be made for both planes.

(2) For combined compression and biaxial bending the following conditions should be satisfied for the stability check within the column length and for the check at the end:

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} M_{pl,y,Rd}} \leq \alpha_{M,y}, \quad \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} M_{pl,z,Rd}} \leq \alpha_{M,z}; \quad (6.46)$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} M_{pl,z,Rd}} \leq 1,0, \quad (6.47)$$

where:

$M_{pl,y,Rd}$ and $M_{pl,z,Rd}$ are the plastic bending resistances of the relevant plane of bending;

$M_{y,Ed}$ and $M_{z,Ed}$ are the design bending moments including second-order effects and imperfections according to 6.7.3.4;

μ_{dy} and μ_{dz} are defined in 6.7.3.6;

$\alpha_M = \alpha_{M,y}$ and $\alpha_M = \alpha_{M,z}$ are given in 6.7.3.6(1).

6.7.4 Shear connection and load introduction

6.7.4.1 General

(1) P Provision shall be made in regions of load introduction for internal forces and moments applied from members connected to the ends and for loads applied within the length to be distributed between the steel and concrete components, considering the shear resistance at the interface between steel and concrete. A clearly defined load path shall be provided that does not involve an amount of slip at this interface that would invalidate the assumptions made in design.

(2) P Where composite columns and compression members are subjected to significant transverse shear, as for example by local transverse loads and by end

<p>під впливом місцевих поперечних навантажень і кінцевих моментів), слід передбачити передачу відповідного напруження поздовжнього зсуву на межі розподілу між сталлю і бетоном.</p> <p>(3) Для центрально-стиснених стійок і стиснених елементів поздовжній зсув за межами області прикладання навантаження не розглядається.</p>	<p>moments, provision shall be made for the transfer of the corresponding longitudinal shear stress at the interface between steel and concrete.</p> <p>(3) For axially loaded columns and compression members, longitudinal shear outside the areas of load introduction need not be considered.</p>
<p>6.7.4.2 Прикладення навантаження</p> <p>(1) Зсувні з'єднувальні елементи має бути передбачено в місцях прикладання навантаження і в місцях зміни поперечного перерізу у випадку перевищення розрахункової міцності на зсув η_{Rd} (див. 6.7.4.3) на межі розподілу сталі і бетону.</p> <p>Зсувні зусилля мають визначатися по зміні окремих зусиль сталевого або залізобетонного перерізу у межах довжини прикладання навантаження. Якщо навантаження прикладаються тільки до поперечного перерізу бетонного елемента, слід враховувати значення, які отримано в результаті пружного розрахунку з урахуванням повзучості і усадки. В іншому випадку зусилля на межі розподілу мають визначатися за допомогою теорії пружної або пластичної деформації з метою виявлення найбільш несприятливого випадку.</p> <p>(2) Якщо відсутні більш точні методи, довжина прикладання навантаження не має перевищувати $2d$ або $L/3$, де d - це мінімальний поперечний розмір стійки, а L - довжина стійки.</p> <p>(3) Для сталезалізобетонних стійок і стиснених елементів не передбачають зсувне з'єднання для прикладання навантаження через кінцеві пластини, якщо повна границя розподілу між бетонним перерізом і кінцевою пластиною постійно перебуває під впливом стиснення з урахуванням повзучості та усадки. В іншому випадку введення навантаження слід перевіряти згідно з (5). Для труб круглого перерізу, що заповнені бетоном, може враховуватись вплив обмеження, якщо задовольняються умови 6.7.3.2 (6) при використанні значень η_a і η_c для величини λ, що дорівнює нулю.</p>	<p>6.7.4.2 Load introduction</p> <p>(1) Shear connectors should be provided in the load introduction area and in areas with change of cross section, if the design shear strength τ_{Rd}, see 6.7.4.3, is exceeded at the interface between steel and concrete. The shear forces should be determined from the change of sectional forces of the steel or reinforced concrete section within the introduction length. If the loads are introduced into the concrete cross section only, the values resulting from an elastic analysis considering creep and shrinkage should be taken into account. Otherwise, the forces at the interface should be determined by elastic theory or plastic theory, to determine the more severe case.</p> <p>(2) In absence of a more accurate method, the introduction length should not exceed $2d$ or $L/3$, where d is the minimum transverse dimension of the column and L is the column length.</p> <p>(3) For composite columns and compression members no shear connection need be provided for load introduction by endplates if the full interface between the concrete section and endplate is permanently in compression, taking account of creep and shrinkage. Otherwise the load introduction should be verified according to (5). For concrete filled tubes of circular cross-section the effect caused by the confinement may be taken into account if the conditions given in 6.7.3.2(6) are satisfied using the values η_a and η_c for λ equal to zero.</p>

<p>(4) У випадках, коли з'єднувальні стержні упорів кріпляться до стінки сталевих двотаврового або аналогічного профілю, повністю або частково укладеного у бетон, можуть бути враховані сили тертя, які утворюються через запобігання поперечного розширення бетону під впливом суміжних сталевих полиць.</p>	<p>(4) Where stud connectors are attached to the web of a fully or partially concrete encased steel I-section or a similar section, account may be taken of the frictional forces that develop from the prevention of lateral expansion of the concrete by the adjacent steel flanges.</p>
<p>Даний опір може додаватися до розрахованого опору з'єднувальних стержнів упорів. Можна вважати, що додатковий опір дорівнює $\mu P_{Rd}/2$ на кожній полиці і кожному горизонтальному ряду стержнів упорів (рисунок 6.21), де μ - відповідний коефіцієнт тертя, яке можна допустити.</p> <p>Для незабарвленого сталевих профілю можна прийняти μ таким, що дорівнює 0,5. P_{Rd} є опором одного стержня упору згідно з 6.6.3.1.</p> <p>За умови відсутності більш точних експериментальних даних, відстань у просвіті між полицями не має перевищувати значень, наведених на рисунку 6.21.</p>	<p>This resistance may be added to the calculated resistance of the shear connectors. The additional resistance may be assumed to be $\mu P_{Rd}/2$ on each flange and each horizontal row of studs, as shown in Figure 6.21, where μ is the relevant coefficient of friction that may be assumed. For steel sections without painting, μ may be taken as 0.5. P_{Rd} is the resistance of a single stud in accordance with 6.6.3.1. In absence of better information from tests, the clear distance between the flanges should not exceed the values given in Figure 6.21.</p>

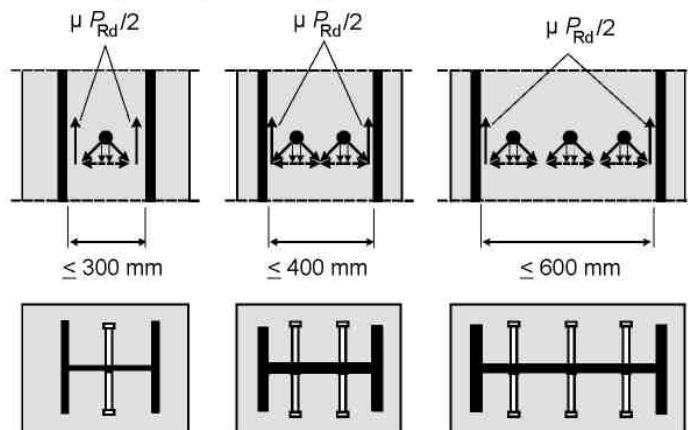


Рисунок 6.21 - Додаткові сили тертя у сталезалізобетонних стійках при використанні стержнів упорів з головками
 Figure 6.21: Additional frictional forces in composite columns by use of headed studs

<p>(5) Якщо поперечний переріз частково завантажено (як, наприклад, на рисунку 6.22а), навантаження можуть розподілятися відносно 1:2,5 по товщині t_e кінцевої пластини. У цьому випадку напруження у бетоні мають обмежуватися площею прикладення розрахункового навантаження для порожнистих перерізів, заповнених бетоном згідно з (6), а також для інших типів перерізів згідно з EN</p>	<p>(5) If the cross-section is partially loaded (as, for example, Figure 6.22A), the loads may be distributed with a ratio of 1:2.5 over the thickness t_e of the end plate. The concrete stresses should then be limited in the area of the effective load introduction, for concrete filled hollow sections in accordance with (6) and for all other types of cross-sections in accordance with</p>
--	--

<p>1992-1-1:2004, 6.7</p> <p>(6) Якщо бетон у заповненому порожнистому профілі круглого або квадратного перерізу тільки частково навантажено впливом, наприклад, косинок або інших елементів жорсткості (див. рисунок 6.22), локальну розрахункову міцність бетону $\zeta_{c,Rd}$ під косинкою або</p>	<p>(6) If the concrete in a filled circular hollow section or a square hollow section is only partially loaded, for example by gusset plates through the profile or by stiffeners as shown in Figure 6.22, the local design strength of concrete, $\zeta_{c,Rd}$ under the gusset plate or stiffener resulting from the sectional forces of the concrete section should be determined by:</p>
<p>елементом жорсткості визначають за допомогою такого рівняння:</p> $\sigma_{c,Rd} = f_{cd} \cdot \left(1 + \eta_{cL} \cdot \frac{1}{a} \cdot \frac{f_y}{f_{ck}} \right) \cdot \sqrt{\frac{A_c}{A_1}} \leq \frac{A_c \cdot f_{cd}}{A_1} \leq f_{yd}, \quad (6.48)$ <p>де t - товщина стінки сталеві труби; a - діаметр труби або ширина квадратного перерізу; A_c - площа поперечного перерізу бетонного профілю колони; A_1 - навантажена площа під косинкою (див. рисунок 6.22); $\eta_{cL} = 4,9$ - для круглих сталевих труб і $3,5$ - для квадратних перетинів. Відношення A_c/A_1 має не перевищувати 20. Зварні шви між косинками і сталевими порожнистими перерізами мають проектуватися згідно з EN 1993-1-8:2005, розділ 4.</p>	$\sigma_{c,Rd} = f_{cd} \cdot \left(1 + \eta_{cL} \cdot \frac{1}{a} \cdot \frac{f_y}{f_{ck}} \right) \cdot \sqrt{\frac{A_c}{A_1}} \leq \frac{A_c \cdot f_{cd}}{A_1} \leq f_{yd}, \quad (6.48)$ <p>where: t is the wall thickness of the steel tube; a is the diameter of the tube or the width of the square section; A_c is the cross sectional area of the concrete section of the column; A_1 is the loaded area under the gusset plate, see Figure 6.22; $\eta_{cL} = 4.9$ for circular steel tubes and 3.5 for square sections. The ratio A_c/A_1 should not exceed the value 20. Welds between the gusset plate and the steel hollow sections should be designed according to EN1993-1-8: 2005, Section 4.</p>

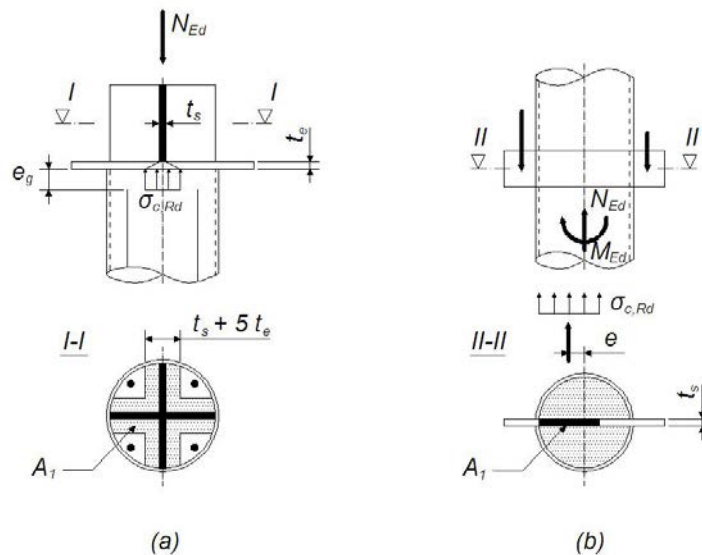


Рисунок 6.22 - Частково навантажене кругле порожнистий перетин, заповнений бетоном
Figure 6.22: Partially loaded circular concrete filled hollow section

<p>(7) Для круглих порожнистих перерізів, заповнених бетоном, поздовжню арматуру може бути враховано у розрахунку опору стійки, навіть якщо ця арматура не приварена до кінцевих пластин або знаходиться у прямому контакті з</p>	<p>(7) For concrete filled circular hollow sections, longitudinal reinforcement may be taken into account for the resistance of the column, even where the reinforcement is not welded to the end plates or in direct contact with the endplates provided that: - verification for fatigue is not required;</p>
---	--

кінцевими пластинами, за умови, що: - не потрібна перевірка для втомності ; - зазор e_g між арматурою і кінцевими пластинами не перевищує 30 мм (див. рисунок 6.22а).	- the gap e_g between the reinforcement and the end plate does not exceed 30 mm, see Figure 6.22A.
(8) Поперечна арматура має відповідати вимогам EN 1992-1-1:2004, 9.5.3. Для сталевих профілю у частковій оболонці бетон має фіксуватися на місці поперечною арматурою, розташованою згідно з рисунком 6.10 стандарту EN 1994-1-1:2004	(8) Transverse reinforcement should be in accordance with EN 1992-1-1; 2004, 9.5.3. In case of partially encased steel sections, concrete should be held in place by transverse reinforcement arranged in accordance with Figure 6.10 of EN 1994-1-1: 2004

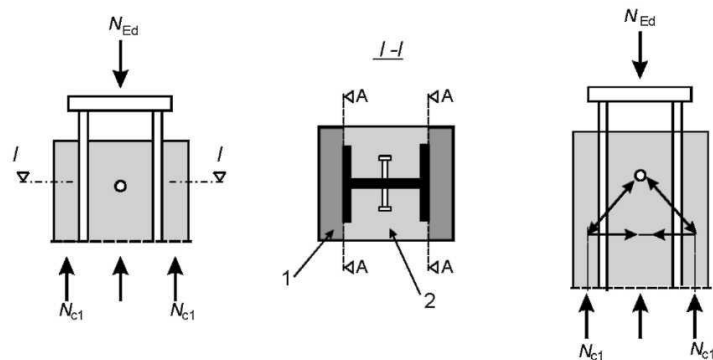


Рисунок 6.23 - Проектування поперечної арматури з прямим і непрямим з'єднанням бетонних ділянок

Figure 6.23: Directly and not directly connected concrete areas for the design of transverse reinforcement
Key: 1) not directly connected ; 2) directly connected

(9) Якщо навантаження прикладається тільки через сталеве або бетонний перерізом поперечна арматура для сталевих перерізів у повній оболонці має розраховуватися на поздовжній зсув, який розвивається в результаті передачі нормальної сили (N_{c1} на рисунку 6.23) від ділянок бетону, які мають пряме з'єднання з використанням зсувних з'єднувальних елементів, на ділянки бетону, що не мають прямого зсувного з'єднання (див. рисунок 6.23, розріз А - А; заштриховану область за межами полиць рисунка 6.23 слід розглядати як таку, що не має прямого з'єднання). Конструкція і розташування поперечної арматури мають базуватися на моделі ферми, за умови, що між бетонними стисненими стійками і віссю елемента кут 45°.	(9) In the case of load introduction through only the steel section or the concrete section, for fully encased steel sections the transverse reinforcement should be designed for the longitudinal shear that results from the transmission of normal force (N_{c1} in Figure 6.23) from the parts of concrete directly connected by shear connectors into the parts of the concrete without direct shear connection (see Figure 6.23, section A-A; the hatched area outside the flanges of Figure 6.23 should be considered as not directly connected). The design and arrangement of transverse reinforcement should be based on a truss model assuming an angle of 45° between concrete compression struts and the member axis.
6.7.4.3 Поздовжній зсув за межами області прикладання навантаження (1) За межами області прикладання навантаження поздовжній зсув на межі	6.7.4.3 Longitudinal shear outside the areas of load introduction (1) Outside the area of load introduction, longitudinal shear at the interface between concrete and steel

розподілу між бетоном і сталлю має контролюватися, якщо він був викликаний впливом поперечних навантажень і / або граничними моментами.	should be verified where it is caused by transverse loads and /or end moments.
Зсувні з'єднувальні елементи мають забезпечуватися, виходячи з розподілу величини розрахункового поздовжнього зсуву, там, де вона перевищує розрахункову міцність на зсув τ_{Rd} . (2) В умовах відсутності більш точного методу, пружний метод, що враховує довгострокові ефекти і тріщиноутворення у бетоні, може використовуватися для визначення прокольного зсуву на межі розподілу. (3) Якщо поверхня сталевих перерізів, що контактує з бетоном, не пофарбована, знежирена і не має слідів окалини або іржі, для τ_{Rd} можуть використовуватися значення, наведені у таблиці 6.6.	Shear connectors should be provided, based on the distribution of the design value of longitudinal shear, where this exceeds the design shear strength τ_{Rd} . (2) In absence of a more accurate method, elastic analysis, considering long term effects and cracking of concrete, may be used to determine the longitudinal shear at the interface. (3) Provided that the surface of the steel section in contact with the concrete is unpainted and free from oil, grease and loose scale or rust, the values given in Table 6.6 may be assumed for τ_{Rd} .

Таблица 6.6 — Расчетное сопротивление сдвигу τ_{Rd}

Тип поперечного перерізу	$\tau_{Rd}, \text{H/mm}^2$
Сталевий профіль, повністю укладений у бетонну оболонку	0,30
Круглий порожнистий переріз, заповнений бетоном	0,55
Прямокутний порожнистий переріз, заповнений бетоном	0,40
Полки частково укладених у оболонку перерізів	0,20
Стінки частково укладених у оболонку перерізів	0,00

Table 6.6: Design shear strength τ_{Rd}

Type of cross section	$\tau_{Rd}, \text{H/mm}^2$
Completely concrete encased steel sections	0,30
Concrete filled circular hollow sections	0,55
Concrete filled rectangular hollow sections	0,40
Flanges of partially encased sections	0,20
Webs of partially encased sections	0,00

(4) Значення τ_{Rd} , що наведено у таблиці 6.6 для сталевих профілів, повністю укладених в бетонну оболонку, стосуються перерізів з мінімальним захисним шаром бетону 40 мм, а також з поперечною і поздовжньою арматурою згідно з 6.7.5.2. Для більшого захисного шару бетону і відповідної арматури можуть використовуватися більш високі значення τ_{Rd} . Якщо не підтверджено випробуваннями, для перерізів у повній оболонці може використовуватися збільшене значення β_c з τ_{Rd} , де β_c	(4) The value of τ_{Rd} given in Table 6.6 for completely concrete encased steel sections applies to sections with a minimum concrete cover of 40mm and transverse and longitudinal reinforcement in accordance with 6.7.5.2. For greater concrete cover and adequate reinforcement, higher values of τ_{Rd} may be used. Unless verified by tests, for completely encased sections the increased value $\beta_c \tau_{Rd}$ may be used, with β_c given by:
--	---

<p>визначається за формулою:</p> $\beta_c = 1 + 0,02C_z \cdot \left(1 - \frac{C_{z,\min}}{C_z}\right) \leq 2,5, \quad (6.49)$	$\beta_c = 1 + 0,02C_z \cdot \left(1 - \frac{C_{z,\min}}{C_z}\right) \leq 2,5, \quad (6.49)$
<p>де c_z - номінальна товщина захисного шару бетону, мм, див. рисунок 6.17а; $c_{z,\min}$ - мінімальний захисний шар бетону, що дорівнює 40 мм. (5) Якщо не підтверджено інше, зсувні з'єднувальні елементи мають завжди передбачатися для двотаврових перерізів, частково укладених в оболонку, з поперечним зрушенням, що викликано згином навколо слабкої осі через поперечної навантаження або граничних моментів. Якщо опір поперечному зсуву не приймається тільки як опір конструкційної сталі, то необхідну поперечну арматуру для зсувного зусилля $V_{c,Ed}$ згідно з 6.7.3.2 (4) слід приварювати до стінки сталевого профілю або вона має проходити через його стінку.</p> <p>6.7.5 Деталізуючі умови 6.7.5.1 Захисний шар бетону сталевих перерізів і арматури (1) Р Для сталевих перерізів у повній оболонці потрібно, хоча б, мінімальний захисний шар залізобетону для забезпечення безпечної передачі сил зчеплення, захисту сталі від корозії і відшаровування бетону. (2) Захисний шар бетону полиць сталевого профілю у повній оболонці має становити не менше 40 мм і не менше 1/6 ширини b полки. (3) Опис захисного шару мостової арматури наводиться у розділі 4.</p> <p>6.7.5.2 Поздовжня і поперечна арматура (1) Поздовжня арматура у стійках бетонної оболонки, яка враховується при розрахунку опору поперечного перерізу, має становити не менше ніж 0,3% поперечного перерізу бетону. У порожнистих перерізах, заповнених бетоном, поздовжня арматура, як правило, не вимагається, якщо ця конструкція не відноситься до типу вогнестійких. (2) Поперечна і поздовжня арматура у стійках повної або часткової бетонної оболонки має проектуватися і деталізуватися згідно з EN 1992-1-1:2004, 9.5.</p>	<p>where: c_z is the nominal value of concrete cover in mm, see Figure 6.17a; $c_{z,\min} = 40$ mm is the minimum concrete cover. (5) Unless otherwise verified, for partially encased I-sections with transverse shear due to bending about the weak axis due to lateral loading or end moments, shear connectors should always be provided. If the resistance to transverse shear is not be taken as only the resistance of the structural steel, then the required transverse reinforcement for the shear force $V_{c,Ed}$ according to 6.7.3.2(4) should be welded to the web of the steel section or should pass through the web of the steel section.</p> <p>6.7.5 Detailing Provisions 6.7.5.1 Concrete cover of steel profiles and reinforcement (1)P For fully encased steel sections at least a minimum cover of reinforced concrete shall be provided to ensure the safe transmission of bond forces, the protection of the steel against corrosion and spalling of concrete. (2) The concrete cover to a flange of a fully encased steel section should be not less than 40 mm, nor less than one-sixth of the breadth b of the flange. (3) For cover of reinforcement in bridges see Section 4.</p> <p>6.7.5.2 Longitudinal and transverse reinforcement (1) The longitudinal reinforcement in concrete-encased columns which is allowed for in the resistance of the cross-section should be not less than 0,3% of the cross-section of the concrete. In concrete filled hollow sections normally no longitudinal reinforcement is necessary, if design for fire resistance is not required. (2) The transverse and longitudinal reinforcement in fully or partially concrete encased columns should be designed and detailed in accordance with EN 1992-1-1: 2004, 9.5.</p>

(3) Відстань у проєкті між поздовжніми арматурними стержнями і перерізом з конструкційної сталі може бути менше, ніж потрібно (2), доходячи до нуля. У цьому випадку для зчеплення ефективний периметр з арматурного стержня має бути прийнято як половину або чверть його периметра, як наведено на рисунку 6.24 (a) і (b) відповідно.

(4) Для елементів у повній або частковій оболонці, коли умови доквілля відносяться до класу X0 згідно з EN 1992-1-1:2004, таблиця 4.1 і поздовжня арматура не враховується при проектуванні, у конструкції необхідно передбачити мінімальну поздовжню арматуру діаметром 6 мм з кроком 200 мм і поперечну арматуру діаметром 8 мм і кроком 250 мм. Альтернативно допускається використання зварної арматурної сітки діаметром 4 мм.

(3) The clear distance between longitudinal reinforcing bars and the structural steel section may be smaller than required by (2), even zero. In this case, for bond the effective perimeter c of the reinforcing bar should be taken as half or one quarter of its perimeter, as shown in Figure 6.24 at (a) and (b) respectively.

(4) For fully or partially encased members, where environmental conditions are class X0 according to EN 1992-1-1: 2004, Table 4.1, and longitudinal reinforcement is neglected in design, a minimum longitudinal reinforcement of diameter 8 mm and 250 mm spacing and a transverse reinforcement of diameter 6 mm and 200 mm spacing should be provided. Alternatively welded mesh reinforcement of diameter 4 mm may be used.

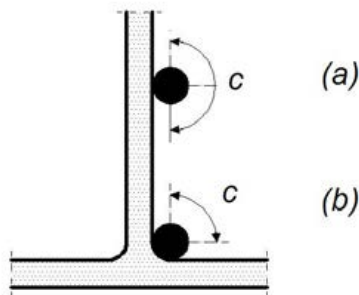


Рисунок 6.24 - Ефективний периметр з арматурного стержня
Figure 6.24: Effective perimeter c of a reinforcing bar

6.8 Витривалість

6.8.1 Загальні положення

(1) Р Втомна міцність сталезалізобетонних конструкцій має контролюватися у випадках, коли конструкції піддаються впливу повторюваних коливань напруги.

(2) Р Граничний стан за витривалістю конструкції (з допустимим ступенем ймовірності) має розраховуватися так, щоб у період розрахункового строку служби конструкція не зруйнувалася через втомність або не вимагала ремонту пошкоджень, викликаних втомністю.

(3) Для зсувних з'єднувальних стержнів упорів з головками у мостах, при характерному поєднанні впливів, максимальна поздовжня зсуває сила не має перевищувати $k_s P_{Rd}$, де P_{Rd} визначається згідно з 6.6.3.1.

Примітка :- Коефіцієнт k_s може наводитися у національному додатку. Рекомендоване значення: $k_s = 0,75$.

6.8 Fatigue

6.8.1 General

(1)P The resistance of composite structures to fatigue shall be verified where the structures are subjected to repeated fluctuations of stresses.

(2)P Design for the limit state of fatigue shall ensure, with an acceptable level of probability, that during its entire design life, the structure is unlikely to fail by fatigue or to require repair of damage caused by fatigue.

(3) For headed stud shear connectors in bridges, under characteristic combination of actions the maximum longitudinal shear force per connector should not exceed $k_s P_{Rd}$ where P_{Rd} is determined according to 6.6.3.1.

NOTE: The factor k_s may be given in the National Annex. The recommended value is $k_s = 0,75$.

(4) Оцінка конструкційної сталі на витривалість не потрібна, якщо використовується 9.1.1 (2) стандарту EN 1993-2.

(5) Оцінка бетону та арматури на витривалість не потрібна, якщо використовується EN 1992-2, 6.8.4 (107), або винятки, які наведено в 6.8.1 (102) EN 1992-2.

6.8.2 Часні коефіцієнти оцінки втомності мостів

(1) Часні коефіцієнти γ_{Mf} втомної міцності наведено в EN 1993-2, 9.3 для сталевих елементів і в EN 1992-1-1, 2.4.2.4 – для бетону та арматури. Для стержнів упорів з головками, які працюють на зсув, слід застосовувати $\gamma_{Mf,s}$

(2) Для втомного навантаження слід застосовувати часні коефіцієнти γ_{Ff}

Примітка: часні коефіцієнти γ_{Ff} наводяться у примітка EN 1993-2.9.3 (1).

6.8.3 Втомна міцність

(1) Значення втомної міцності для конструкційної сталі і для зварних швів наведено в EN 1993-1-9:2005, 7.

(2) Втомна міцність арматурної сталі і напруженої арматури наводиться в EN 1992-1-1:2004. Для бетону застосовується EN 1992-1-1:2004, 6.8.5.

(3) Крива втомної міцності автоматично приварених стержнів упорів з головками згідно з 6.6.3.1 показана на рисунку 6.25 і розрахована для звичайного важкого бетону таким чином:

$$(\Delta\tau_R)^m \cdot N_R = (\Delta\tau_c)^m \cdot N_c, \quad (6.50)$$

де

$\Delta\tau_R$ - втомна міцність при зсуві, що стосується площі поперечного перерізу стержня упору з використанням номінального діаметра d стержня;

$\Delta\tau_c$ - опорне значення для $N_C = 2 \times 10^6$ циклів, де $\Delta\tau_c = 90 \text{ Н/мм}^2$;

m - нахил кривої втомної міцності, де $m = 8$;

N_R - кількість циклів амплітуди напружень.

(4) For structural steel, no fatigue assessment is required where 9.1.1(2) of EN 1993-2 applies.

(5) For concrete and reinforcement, no fatigue assessment is required when EN 1992-2, 6.8.4 (107) or the exceptions listed in 6.8.1(102) of EN 1992-2 apply.

6.8.2 Partial factors for fatigue assessment of bridges

(1) Partial factors γ_{Mf} for fatigue strength are given in EN 1993-2, 9.3 for steel elements and in EN 1992-1-1; 2004, 2.4.2.4 for concrete and reinforcement. For headed studs in shear, a partial factor $\gamma_{Mf,s}$ should be applied.

(2) Partial factors for fatigue loading γ_{Ff} should be applied.

NOTE: Partial factors γ_{Ff} are given in Notes in EN 1993-2, 9.3 (1).

6.8.3 Fatigue strength

(1) The fatigue strength for structural steel and for welds should be taken from EN 1993-1-9: 2005, 7.

(2) The fatigue strength of reinforcing steel and pre-stressing steel should be taken from EN 1992-1-1: 2004. For concrete EN 1992-1-1: 2004, 6.8.5 applies.

(3) The fatigue strength curve of an automatically welded headed stud in accordance with 6.6.3.1 is shown in Fig. 6.25 and given for normal weight concrete by:

$$(\Delta\tau_R)^m \cdot N_R = (\Delta\tau_c)^m \cdot N_c, \quad (6.50)$$

where:

$\Delta\tau_R$ is the fatigue shear strength related to the cross-sectional area of the shank of the stud, using the nominal diameter d of the shank;

$\Delta\tau_c$ is the reference value at $N_C = 2 \times 10^6$ cycles with $\Delta\tau_c$ equal to 90 N/mm^2 ;

m is the slope of the fatigue strength curve with the value $m = 8$;

N_R is the number of stress-range cycles.

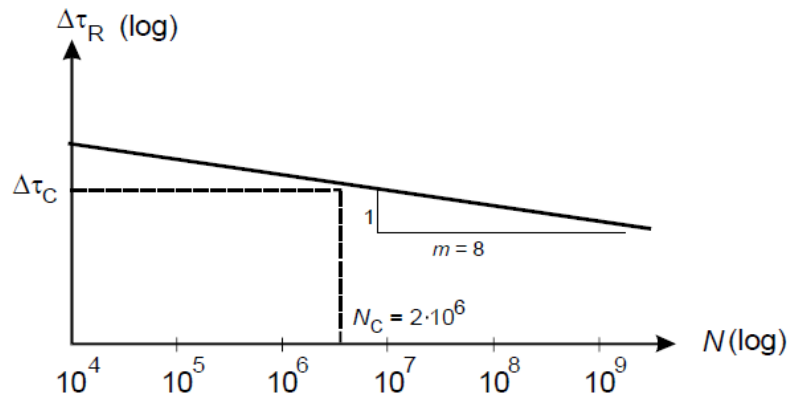


Рисунок 6.25 — Кривая усталостной прочности для стержней упоров с головками в сплошных плитах
 Figure 6.25: Fatigue strength curve for headed studs in solid slabs

(4) Для стержнів упорів у легкому бетоні з класом щільності згідно з EN 1992-1-1:2004, 11, втомна міцність має визначатися згідно з (3), але з заміною $\Delta\tau_c$ $\Delta\tau_R$ на $\eta_E \Delta\tau_R$, а $\Delta\tau_c$ з на $\eta_E \Delta\tau_c$, де значення η_E наведено в EN 1992-1-1:2004, 11.3.2.

6.8.4 Внутрішні зусилля і втомні навантаження

(1) Внутрішні зусилля мають визначатися за допомогою загального пружного розрахунку конструкції згідно з 5.4.1 і 5.4.2 і для поєднання впливів згідно з EN 1992-1-1:2004, 6.8.3.

(2) Максимальні і мінімальні внутрішні згинальні моменти і / або внутрішні сили, як результат комбінованої навантаження згідно (1), визначаються як $M_{Ed,max,f}$ і $M_{Ed,min,f}$.

(3) Значення втомного навантаження слід приймати за EN 1991-2:2003. Там, де втомне навантаження не наведено, може використовуватися додаток A.1 EN 1993-1-9:2005.

(4) Для контролю втомного опору, для автодорожніх мостів може бути використано спрощені методи згідно з EN 1992-2 і EN 1993-2 на базі моделі втомного навантаження з стандарту EN 1991-2:2003, 4.6.

(5) Для автодорожніх мостів, попередньо напружених за допомогою арматурних елементів і / або деформацій, що накладаються, модель розрахункового навантаження має використовуватися для перевірки арматури і напружених арматурних елементів згідно з EN 1992-2, NN 2.1.

(4) For studs in lightweight concrete with a density class according to EN 1992-1-1: 2004, 11, the fatigue strength should be determined in accordance with (3) but with $\Delta\tau_c$ replaced by $\eta_E \Delta\tau_R$ and $\Delta\tau_c$ replaced by $\eta_E \Delta\tau_c$, where η_E is given in EN 1992-1-1: 2004, 11.3.2.

6.8.4 Internal forces and fatigue loadings

(1) Internal forces and moments should be determined by elastic global analysis of the structure in accordance with 5.4.1 and 5.4.2 and for the combination of actions given in EN 1992-1-1: 2004, 6.8.3.

(2) The maximum and minimum internal bending moments and/or internal forces resulting from the load combination according to (1) are defined as $M_{Ed,max,f}$ and $M_{Ed,min,f}$.

(3) Fatigue loading should be obtained from EN 1991-2: 2003. Where no fatigue loading is specified, Annex A.1 of EN 1993-1-9: 2005 may be used.

(4) For road bridges simplified methods according to EN 1992-2 and EN 1993-2, based on Fatigue Load Model 3 of EN 1991-2: 2003, 4.6 may be used for verifications of fatigue resistance.

(5) For road bridges prestressed by tendons and/or imposed deformations, the factored load model according to EN 1992-2, NN 2.1 should be used for the verification of reinforcement and tendons.

(6) Для залізничних мостів мають використовуватися характеристичні значення для моделі 71 згідно з EN 1991-2:2003.

6.8.5 Напруження

6.8.5.1 Загальні положення

- (1) Розрахунок напружень має ґрунтуватися на 7.2.1.
- (2) Р Для визначення напружень у місцях з тріщинами необхідно враховувати вплив жорсткості при розтягуванні бетону на напруження в арматурі.
- (3) За відсутності іншого, більш точного методу, вплив жорсткості при розтягуванні на напруження в арматурі може враховуватися згідно з 6.8.5.4.
- (4) Якщо не використовується більш точний метод, вплив жорсткості при розтягуванні для визначення напружень у конструкційної сталі не враховується.
- (5) Необхідно враховувати вплив жорсткості при розтягуванні на напруження у напружуваній арматурі. Можна використовувати 6.8.5.6.

6.8.5.2 Бетон

- (1) Для визначення напружень у бетонних елементах використовується EN 1992-1-1:2004, 6.8.

6.8.5.3 Конструкционная сталь

- (1) Там, де $M_{Ed,max,f}$ і $M_{Ed,min,f}$ викликають розтягувальне напруження у бетонній плиті, напруження в конструкційної сталі для даних згинальних моментів можуть визначатися, виходячи з моменту інерції перерізу I_2 згідно з 1.5.2.12.
- (2) Там, де $M_{Ed,max,f}$ і $M_{Ed,min,f}$ викликають стиснення з бетонній плиті, напруження в конструкційної сталі для даних згинальних моментів можуть визначатися за допомогою властивостей поперечного перерізу без тріщин.

6.8.5.4 Арматура

- (1) У місцях, де згинальний момент $M_{Ed,max,f}$ викликає напруження розтягу в бетонній плиті і якщо не використовується більш точний метод, вплив жорсткості бетону при розтягуванні на напруження $M_{Ed,max,f}$ в арматурі, обумовлене $M_{Ed,max,f}$ визначається з рівнянь (7.4) - (7.6) у 7.4.3
- (3). У рівнянні (7.5) в 7.4.3 (3) замість коефіцієнта 0,4 слід використовувати коефіцієнт 0,2.

(6) For railway bridges the characteristic values for load model 71 according to EN 1991-2: 2003 should be used.

6.8.5 Stresses

6.8.5.1 General

- (1) The calculation of stresses should be based on 7.2.1.
- (2) P For the determination of stresses in cracked regions the effect of tension stiffening of concrete on the stresses in reinforcement shall be taken into account.
- (3) Unless verified by a more accurate method, the effect of tension stiffening on the stresses in reinforcement may be taken into account according to 6.8.5.4.
- (4) Unless a more accurate method is used, for the determination of stresses in structural steel the effect of tension stiffening may be neglected.
- (5) The effect of tension stiffening on the stresses in prestressing steel should be taken into account. Clause 6.8.5.6 may be used.

6.8.5.2 Concrete

- (1) For the determination of stresses in concrete elements EN 1992-1-1: 2004, 6.8 applies.

6.8.5.3 Structural steel

- (1) Where the bending moments $M_{Ed,max,f}$ and $M_{Ed,min,f}$ cause tensile stresses in the concrete slab, the stresses in structural steel for these bending moments may be determined based on the second moment of area I_2 according to 1.5.2.12.
- (2) Where $M_{Ed,min,f}$ and $M_{Ed,max,f}$, or only $M_{Ed,min,f}$ cause compression in the concrete slab, the stresses in structural steel for these bending moments should be determined with the cross-section properties of the uncracked section.

6.8.5.4 Reinforcement

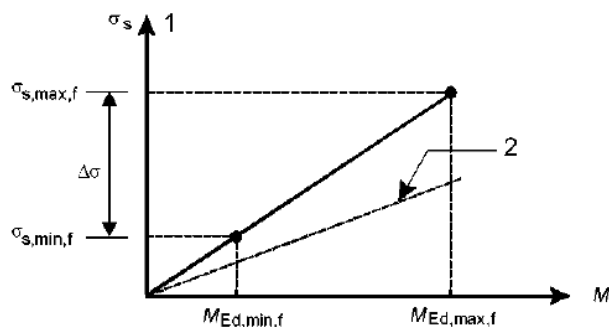
- (1) Where the bending moment $M_{Ed,max,f}$ causes tensile stresses in the concrete slab and where no more accurate method is used, the effects of tension stiffening of concrete on the stress $\zeta_{s,max,f}$ in reinforcement due to $M_{Ed,max,f}$ should be determined from the equations (7.4) to (7.6) in 7.4.3 (3). Inequation (7.5) in 7.4.3(3), a factor 0.2 should be used, in place of the factor 0.4.
- (2) Where also the bending moment $M_{Ed,min,f}$ causes

(2) У місцях, де згинальний момент $M_{Ed,min,f}$ також викликає розтягувальне напруження в бетонній плиті при розтягуванні, діапазон напружень $\Delta\zeta$ наведено на рисунку 6.26, а $\sigma_{s,min}$ в арматурі, обумовлене $M_{Ed,min,f}$, визначається за формулою

$$\sigma_{s,min,f} = \sigma_{s,max,f} \cdot \frac{M_{Ed,min,f}}{M_{Ed,max,f}}, \quad (6.51)$$

tensile stress in the concrete slab the stress range $\Delta\zeta$ is given by Figure 6.26 and the stress $\sigma_{s,min}$ in reinforcement due to $M_{Ed,min,f}$ can be determined from:

$$\sigma_{s,min,f} = \sigma_{s,max,f} \cdot \frac{M_{Ed,min,f}}{M_{Ed,max,f}}, \quad (6.51)$$



1 — розтягнута плита; 2 — переріз, який повністю розтріскався

Рисунок 6.26 - Визначення напружень $\sigma_{s,max,f}$ і $\sigma_{s,min,f}$ в місцях тріщино утворення
Figure 6.26: Determination of the stresses $\zeta_{s,max,f}$ and $\zeta_{s,min,f}$ in cracked regions

Key: 1) slab in tension, 2) fully cracked section

(3) У місцях, де $M_{Ed,min,f}$ і $M_{Ed,max,f}$ або тільки $M_{Ed,min,f}$ викликають стиснення в бетонній плиті, напруження в арматурі для даних згинальних моментів слід визначати за характеристиками поперечного перерізу без тріщин.

6.8.5.5 Зсувні з'єднання

(1) P Поздовжній зсув на одиницю довжини розраховується за допомогою пружного розрахунку.

(2) В елементах, в яких має місце тріщиноутворення в бетоні, слід враховувати жорсткість при розтягу за допомогою відповідної моделі. Для спрощення, сили поздовжнього зсуву на межі розподілу між конструкційною сталлю і бетоном визначаються за допомогою характеристик перерізу без тріщин.

6.8.5.6 Напруження у ненапружуваній і напружуваній арматурі в конструкціях, які попередньо напружені арматурними елементами, що мають зчеплення з бетоном

(1) P Для конструкцій з арматурними елементами, що мають зчеплення з бетоном, інший режим зчеплення

(3) Where $M_{Ed,min,f}$ and $M_{Ed,max,f}$ or only $M_{Ed,min,f}$ cause compression in the concrete slab, the stresses in reinforcement for these bending moments should be determined with the cross-section properties of the uncracked section.

6.8.5.5 Shear Connection

(1)P The longitudinal shear per unit length shall be calculated by elastic analysis.

(2) In members where cracking of concrete occurs the effects of tension stiffening should be taken into account by an appropriate model. For simplification, the longitudinal shear forces at the interface between structural steel and concrete may be determined by using the properties of the uncracked section.

6.8.5.6 Stresses in reinforcement and prestressing steel in members prestressed by bonded tendons

(1)P For members with bonded tendons the different bond behaviour of reinforcement and tendons shall be taken into account for the determination of stresses in

<p>арматури і напружених арматурних елементів слід враховувати для визначення напружень в арматурі і напружених арматурних елементах.</p> <p>(2) Напруження слід визначати відповідно до 6.8.5.4; при цьому $\zeta_{s,max,f}$ визначається згідно з 7.4.3 (4).</p> <p>6.8.6 Діапазони напружень</p> <p>6.8.6.1 Конструкційна сталь і арматура</p> <p>(1) Діапазони напружень мають визначатися, виходячи з напружень, визначених згідно з 6.8.5.</p> <p>(2) Якщо перевірка втомності базується на еквівалентних діапазонах напружень руйнування, діапазон $\Delta\sigma_E$, як правило, визначається за формулою:</p> $\Delta\sigma_E = \lambda\phi \sigma_{max,f} - \sigma_{min,f} , \quad (6.52)$ <p>де $\zeta_{max,f}$ і $\zeta_{min,f}$ - максимальні і мінімальні напруження згідно з 6.8.4 та 6.8.5; λ- еквівалентний коефіцієнт пошкодження; v - еквівалентний динамічний коефіцієнт пошкодження.</p> <p>(3) У місцях, де елемент піддається комбінованим загальним і місцевим впливам, слід враховувати також окремі впливи. Якщо не використовується більш точний метод, еквівалентне напруження постійної амплітуди, яке викликано загальними і місцевими впливами, має комбінуватися з використанням формули:</p> $\Delta\sigma_E = \lambda_{glob}\phi_{glob}\Delta\sigma_{E,glob} + \lambda_{loc}\phi_{loc}\Delta\sigma_{E,loc}, \quad (6.53)$ <p>де нижні індекси «glob» і «loc» означають загальні та місцеві впливи відповідно.</p> <p>(4) Еквівалентний коефіцієнт пошкодження λ залежить від спектру навантаження і нахилу кривої втомної міцності.</p> <p>(5) Коефіцієнт λ для елементів з конструкційної сталі наводиться в EN 1993-2, 9.5.2 для автомобільних мостів і в EN 1993-2, 9.5.3 - для залізничних мостів.</p> <p>Примітка: Коефіцієнти $\lambda=\lambda_s$ для ненапруженої і напруженої арматури наводяться в EN 1992-2, NN.2 (довідковий) - для автомобільних мостів і NN.3 (довідковий) - для залізничних мостів.</p>	<p>reinforcement and tendons</p> <p>(2) Stresses should be determined according to 6.8.5.4 but with $\zeta_{s,max,f}$ determined according to 7.4.3 (4).</p> <p>6.8.6 Stress ranges</p> <p>6.8.6.1 Structural steel and reinforcement</p> <p>(1) The stress ranges should be determined from the stresses determined in accordance with 6.8.5</p> <p>(2) Where the verification for fatigue is based on damage equivalent stress ranges, in general a range $\Delta\sigma_E$ should be determined from:</p> $\Delta\sigma_E = \lambda\phi \sigma_{max,f} - \sigma_{min,f} , \quad (6.52)$ <p>where: $\sigma_{max,f}$ and $\sigma_{min,f}$ are the maximum and minimum stresses due to 6.8.4 and 6.8.5; λ is a damage equivalent factor; v is a damage equivalent impact factor.</p> <p>(3) Where a member is subjected to combined global and local effects the separate effects should be considered. Unless a more precise method is used the equivalent constant amplitude stress due to global effects and local effects should be combined using:</p> $\Delta\sigma_E = \lambda_{glob}\phi_{glob}\Delta\sigma_{E,glob} + \lambda_{loc}\phi_{loc}\Delta\sigma_{E,loc}, \quad (6.53)$ <p>in which subscripts “glob” and “loc” refer to global and local effects, respectively.</p> <p>(4) The damage equivalent factor λ depends on the loading spectrum and the slope of the fatigue strength curve.</p> <p>(5) The factor λ for structural steel elements is given in EN 1993-2, 9.5.2 for road bridges and in EN1993-2, 9.5.3 for railway bridges.</p> <p>NOTE: Factors $\lambda = \lambda_s$ for reinforcement and prestressing steel are given in EN 1992-2, NN.2 (Informative) for road bridges and NN.3 (Informative) for railway bridges.</p>
--	---

(6) Для залізничних мостів еквівалентний динамічний коефіцієнт пошкодження v визначається відповідно до EN 1991-2:2003, 6.4.5.

(7) Для автодорожніх мостів еквівалентний динамічний коефіцієнт пошкодження може прийматися таким, що дорівнює 1,0.

6.8.6.2 Зсувне з'єднання

(1) Для перевірки зсувних з'єднувальних стержнів на основі номінальних діапазонів напружень, еквівалентний постійний діапазон напружень при зсуві $\Delta\tau_{E,2}$ для 2 млн. циклів виражається за допомогою

$$\Delta\tau_{E,2} = \lambda_v \Delta\tau, \quad (6.54)$$

де λ_v - еквівалентний коефіцієнт руйнування, що залежить від спектру і нахилу m кривої втомної міцності; $\Delta\tau$ - область напружень при зсуві через втомне напруження, яка стосується площі поперечного перерізу стержня шпильки, при використанні номінального діаметра d стержня.

(2) Еквівалентний постійний діапазон амплітуди напружень при зсуві в зварних швах інших типів зсувних з'єднань слід розраховувати відповідно до EN 1993-1-9:2005, 6.

(3) Для мостів еквівалентний коефіцієнт λ_v для стержнів упорів з головками при зсуві має визначатися з $\lambda_v = \lambda_{v,1} \lambda_{v,2} \lambda_{v,3} \lambda_{v,4}$, де коефіцієнти від $\lambda_{v,1}$ до $\lambda_{v,4}$ визначаються у (4) і (5).

(4) Для автодорожніх мостів з прогоном до 100 м має використовуватися коефіцієнт $\lambda_{v,1} = 1,55$. Коефіцієнти від $\lambda_{v,2}$ до $\lambda_{v,4}$ мають визначатися згідно з 9.5.2 (3) - (6) стандарту EN 1993-2, але з використанням експонент 8 і 1/8 замість представлених для обліку відповідного нахилу $m = 8$ кривої втомної міцності для стержнів з головками, наведених у 6.8.3.

(5) Для залізничних мостів коефіцієнт $\lambda_{v,1}$ має використовуватися на підставі рисунку 6.27.

Примітка: Коефіцієнти $\lambda_{v,2}$ - $\lambda_{v,4}$ визначаються відповідно до EN 1992-2, NN3.1 (104) - (106), але з використанням експоненти $m=8$ для шпильок з головками замість експоненти k_2 .

6.8.7 Оцінка витривалості на підставі номінальних діапазонів напружень

(6) For railway bridges the damage equivalent impact factor v is defined in EN 1991-2: 2003, 6.4.5.

(7) For road bridges the damage equivalent impact factor may be taken as equal to 1.0.

6.8.6.2 Shear connection

(1) For verification of stud shear connectors based on nominal stress ranges the equivalent constant range of shear stress $\Delta\tau_{E,2}$ for 2 million cycles is given by:

$$\Delta\tau_{E,2} = \lambda_v \Delta\tau, \quad (6.54)$$

where:

λ_v is the damage equivalent factor depending on the spectra and the slope m of the fatigue strength curve; $\Delta\tau$ is the range of shear stress due to fatigue loading, related to the cross-sectional area of the shank of the stud using the nominal diameter d of the shank.

(2) The equivalent constant amplitude shear stress range in welds of other types of shear connection should be calculated in accordance with EN 1993-1-9: 2005, 6.

(3) For bridges the damage equivalent factor λ_v for headed studs in shear should be determined from $\lambda_v = \lambda_{v,1} \lambda_{v,2} \lambda_{v,3} \lambda_{v,4}$ where the factors $\lambda_{v,1}$ to $\lambda_{v,4}$ are defined in (4) and (5).

(4) For road bridges of span up to 100 m the factor $\lambda_{v,1}=1,55$ should be used. The factors $\lambda_{v,2}$ to $\lambda_{v,4}$ should be determined in accordance with 9.5.2 (3) to (6) of EN 1993-2 but using exponents 8 and 1/8 in place of those given, to allow for the relevant slope $m = 8$ of the fatigue strength curve for headed studs, given in 6.8.3.

(5) For railway bridges the factor $\lambda_{v,1}$ should be taken from Figure 6.27.

NOTE: The factors $\lambda_{v,2}$ to $\lambda_{v,4}$ may be determined in accordance with EN 1992-2, NN3.1(104) to (106), but using the exponent $m = 8$ for headed studs instead of the exponent k_2 .

6.8.7 Fatigue assessment based on nominal stress ranges

6.8.7.1 Конструкційна сталь, арматура і бетон

- (1) Оцінка втомності арматури має відповідати умовам, наведеним у EN 1992-1-1:2004, 6.8.5 або 6.8.6.
- (2) Перевірка для стисненого бетону має відповідати умовам, наведеним у EN 1992-2, 6.8.7.
- (3) Для мостів оцінка втомності для конструкційної сталі має відповідати вимогам розділу 9 стандарту EN 1993-2.
- (4) Оцінка втомності напруженої арматури має відповідати вимогам стандарту EN 1992-1-1:2004, 6.8.5.

6.8.7.1 Structural steel, reinforcement and concrete

- (1) The fatigue assessment for reinforcement should follow EN 1992-1-1: 2004, 6.8.5 or 6.8.6.
- (2) The verification for concrete in compression should follow EN 1992-2, 6.8.7.
- (3) For bridges the fatigue assessment for structural steel should comply with Section 9 of EN 1993-2.
- (4) The fatigue assessment for prestressing steel should comply with EN 1992-1-1: 2004, 6.8.5.

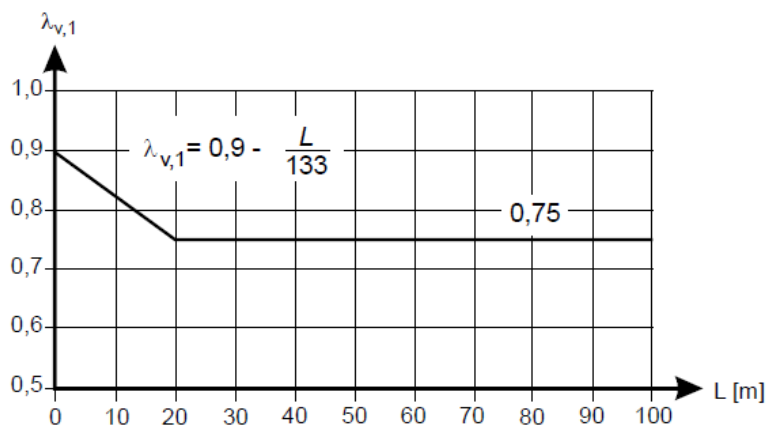


Рисунок 6.27 - Значення $\lambda_{v,1}$ як функція довжини прогону для стандартного та інтенсивного руху для моделі навантаження 71 відповідно до EN 1991-2:2003

Figure 6.27: Values $\lambda_{v,1}$ as a function of the span length for standard and heavy traffic for load model 71 according to EN 1991-2: 2003

6.8.7.2 Зсувне з'єднання

(1) Для з'єднувальних стержнів упорів, що приварені до сталевій полиці, яка завжди знаходиться у стислому стані під впливом відповідного поєднання впливів (див. 6.8.4 (1)), оцінка втомності має проводитися за допомогою перевірки критерію:

$$\gamma_{FF} \Delta\tau_{E,2} \leq \Delta\tau_c / \gamma_{M_{F,S}} \quad (6.55)$$

де $\Delta\tau_{E,2}$ - визначається згідно з 6.8.6.2 (1); $\Delta\tau_c$ - опорне значення втомної міцності при 2 млн. циклів, що визначається відповідно до 6.8.3.

Діапазон напружень $\Delta\tau$ в стержні упор має визначатися з урахуванням площі поперечного перерізу стержня при використанні його номінального діаметра d .

6.8.7.2 Shear connection

(1) For stud connectors welded to a steel flange that is always in compression under the relevant combination of actions (see 6.8.4 (1)), the fatigue assessment should be made by checking the criterion:

$$\gamma_{FF} \Delta\tau_{E,2} \leq \Delta\tau_c / \gamma_{M_{F,S}} \quad (6.55)$$

where: $\Delta\tau_{E,2}$ is defined in 6.8.6.2(1); $\Delta\tau_c$ is the reference value of fatigue strength at 2 million cycles determined in accordance with 6.8.3.

The stress range $\Delta\tau$ in the stud should be determined with the cross-sectional area of the shank of the stud using the nominal diameter d of the shank.

(2) Там, де максимальне напруження у сталевій полиці, до якої приварюються з'єднувальні стержні упорів, є розтягувальним під впливом відповідної комбінації, взаємозв'язок у будь-якому перерізі між діапазоном зсувних $\Delta\tau_E$ у зварному шві з'єднувального стержня і діапазоном нормальних напружень $\Delta\sigma_E$ у сталевій полиці слід перевіряти за допомогою таких виразів:

$$\frac{\gamma_{F,f}\Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{Ff}\Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_c/\gamma_{Mf,S}} \leq 1,3, \quad (6.56)$$

$$\frac{\gamma_{F,f}\Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}} \leq 1,0, \quad \frac{\gamma_{Ff}\Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_c/\gamma_{Mf,S}} \leq 1,0, \quad (6.57)$$

де $\Delta\sigma_{E,2}$ - діапазон напружень в полиці, визначений згідно з 6.8.6.1;

$\Delta\sigma_c$ - опорне значення втомної міцності, наведене в EN 1993-1-9:2005, 7, за допомогою застосування категорії 80; області напружень $\Delta\tau_{E,2}$ і $\Delta\tau_c$, які визначені в (1).

Вираз (6.56) має перевірятися для максимального значення $\Delta\sigma_{E,2}$ і відповідного значення $\Delta\tau_{E,2}$, а також для максимального значення $\Delta\tau_{E,2}$ і відповідного значення $\Delta\sigma_{E,2}$. Якщо вплив жорсткості при розтягуванні бетону не враховується за допомогою більш точних методів, критерій взаємодії перевіряється з відповідними діапазонами напружень, які визначаються із застосуванням характеристик поперечного перерізу з тріщинами і без тріщин.

6.9 Розтягнуті елементи в сталезалізобетонних мостах

(1) Ізольований залізобетонний розтягнутий елемент згідно з 5.4.2.8 (1) (а) слід проектувати відповідно до розділів 6 і 9 стандарту EN 1992-2. Для попереднього напруження арматурними елементами, має бути враховано відмінність зчеплення напруженої і арматурної сталі згідно з 6.8.2 EN 1992-1-1:2004.

(2) Для розтягнутих елементів у мостах з їздою посередині або мостах з їздою понизу, а також у арочних мостах із затягуванням, в яких розтягнутий елемент функціонує як мостове полотно і одночасно піддається комбінованим загальним і місцевим впливів, слід

(2) Where the maximum stress in the steel flange to which stud connectors are welded is tensile under the relevant combination, the interaction at any cross-section between shear stress range $\Delta\tau_E$ in the weld of stud connectors and the normal stress range $\Delta\sigma_E$ in the steel flange should be verified using the following interaction expressions.

$$\frac{\gamma_{F,f}\Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{Ff}\Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_c/\gamma_{Mf,S}} \leq 1,3, \quad (6.56)$$

$$\frac{\gamma_{F,f}\Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}} \leq 1,0, \quad \frac{\gamma_{Ff}\Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_c/\gamma_{Mf,S}} \leq 1,0, \quad (6.57)$$

where:

$\Delta\sigma_{E,2}$ is the stress range in the flange determined in accordance with 6.8.6.1;

$\Delta\sigma_c$ is the reference value of fatigue strength given in EN1993-1-9; 2005, 7, by applying category 80 and the stress ranges $\Delta\tau_{E,2}$ and $\Delta\tau_c$ are defined in (1).

Expression (6.56) should be checked for the maximum value of $\Delta\sigma_{E,2}$ and the corresponding value $\Delta\tau_{E,2}$, as well as for the combination of the maximum value of $\Delta\tau_{E,2}$ and the corresponding value of $\Delta\sigma_{E,2}$. Unless taking into account the effect of tension stiffening of concrete by more accurate methods, the interaction criterion should be verified with the corresponding stress ranges determined with both cracked and uncracked cross-sectional properties.

6.9 Tension members in composite bridges

(1) An isolated reinforced concrete tension member according to 5.4.2.8 (1) (a) should be designed in accordance with Sections 6 and 9 of EN 1992-2. For prestressing by tendons the effect of different bond behaviour of prestressing and reinforcing steel should be taken into account according to 6.8.2 of EN 1992-1-1: 2004.

(2) For tension members in half-through or through bridges and bowstring arch bridges where the tension member is simultaneously acting as a deck and is subjected to combined global and local effects, the design shear resistance for local vertical shear and for punching shear due to permanent loads and traffic loads should be verified. Unless a more precise method is used, the verification should be according to

<p>враховувати розрахунковий опір місцевому вертикальному зсуву і продавлюванню, що є результатом впливу постійних і транспортних навантажень. Якщо не використовується інший, більш точний метод, перевірка має проводитися згідно з 6.2 та 6.4 EN 1992-1-1:2004 і 6.2.2.5 (3) з урахуванням нормальної сили залізобетонного елемента згідно з 5.4.2.8 (3) і (6).</p> <p>(3) На кінцях бетонної частини сталезалізобетонних розтягнутого елемента для прикладання нормальної сили слід передбачити концентровану групу зсувних з'єднувальних елементів, які розроблено у відповідності до 6.6. Зсувне з'єднання має бути здатне передавати розрахункове значення нормальної сили бетонного розтягнутого елемента по довжині $1,5 b$, де b - найбільша з величин консолі бетонного елемента і половини відстані між суміжними сталевими елементами. Якщо зсувні з'єднувальні елементи перевіряються на дію нормальної сили, що визначено згідно з 5.4.2.8 (6), має застосовуватися рівняння (5.6-3).</p> <p>(4) Необхідно передбачити внутрішні зусилля від елементів, що приєднані до кінців сталезалізобетонних розтягнутого елемента, які потрібно розподілити між сталевими та залізобетонними елементами.</p> <p>(5) Для сталезалізобетонних розтягнутих елементів, що піддаються розтягуванню зі згином, необхідно передбачити зсувне з'єднання згідно з 6.6.</p> <p>(6) Для сталезалізобетонних розтягнутих елементів, таких як розкоси у фермах, довжина прикладання для нормальної сили у розрахунках має не перевищувати мінімальний поперечний розмір елемента в 2 рази .</p> <p>7 Граничні стани за умовою експлуатаційної придатності</p> <p>7.1 Загальні положення</p> <p>(1) Р Конструкція зі сталезалізобетонними елементами має бути розроблена і побудована таким чином, щоб всі відповідні граничні стани за умовою</p>	<p>6.2 and 6.4 of EN 1992-1-1: 2004 and 6.2.2.5 (3) by taking into account the normal force of the reinforced concrete element according to 5.4.2.8(3) and (6).</p> <p>(3) At the ends of a concrete part of a composite tension member, for the introduction of the normal force, a concentrated group of shear connectors designed according to 6.6 should be provided. The shear connection should be able to transfer the design value of the normal force of the concrete tension element over a length $1.5 b$, where b is the larger of the outstand of the concrete member and half the distance between adjacent steel elements. Where the shear connectors are verified for a normal force determined by 5.4.2.8(6), equation (5.6-3) should be used.</p> <p>(4)P Provision shall be made for internal forces and moments from members connected to the ends of a composite tension member to be distributed between the structural steel and reinforced concrete elements.</p> <p>(5) For composite tension members subject to tension and bending a shear connection should be provided according to 6.6.</p> <p>(6) For composite tension members such as diagonals in trusses, the introduction length for the normal force should not be</p> <p>Section 7 Serviceability limit states</p> <p>7.1 General</p> <p>(1)P A structure with composite members shall be designed and constructed such that all relevant serviceability limit states are satisfied according to the Principles of 3.4 of EN 1990: 2002.</p>
--	--

<p>експлуатаційної придатності відповідали положенням 3.4 стандарту EN 1990:2002</p> <p>(2) Перевірка граничних станів за умовою придатності до експлуатації має ґрунтуватися на критерії, наданому в EN 1990:2002, 3.4 (3).</p> <p>(3) Сталезалізобетонні міст або його окремі частини слід класифікувати за екологічним класам згідно з EN 1992-2, 4.</p> <p>(4) Для мостів або їх частин перевірка граничних значень за умовою придатності до експлуатації має проводитися як на стадіях будівництва, так і на стадіях експлуатації.</p> <p>(5) За необхідності, має бути враховано вимоги і критерії, що наведено в А.2.4 (додаток А.2) EN 1990:2002.</p> <p>(6) Граничні стани за умовою придатності до експлуатації сталезалізобетонних плит слід контролювати згідно з розділом 9.</p> <p>7.2 Напруження</p> <p>7.2.1 Загальні положення</p> <p>(1) Р При розрахунку напружень для балок у граничному стані за умовою придатності до експлуатації, до уваги мають братися такі характерні впливи:</p> <ul style="list-style-type: none"> - зсувне запізнювання; - повзучість і усадка бетону; - тріщиноутворення і жорсткість при розтягу бетону; - послідовність спорудження; - підвищена гнучкість у результаті істотного недоліку взаємодії, викликаного прослизанням зсувного з'єднання; - непружна робота сталі та арматури, якщо вона має місце; - скручувана і нескручувана деформація, якщо вона має місце. <p>(2) Зсувне запізнювання може враховуватися згідно з 5.4.1.2.</p> <p>(3) Якщо не використовується більш точний метод, вплив повзучості і усадки може враховуватися за допомогою використання модульних коефіцієнтів згідно з 5.4.2.2.</p> <p>(4) У перерізах з тріщинами первинні впливи усадки можуть не враховуватися при перевірці напружень.</p> <p>(5) Р При розрахунку перерізів міцність бетону на розтяг не враховується.</p> <p>(6) Слід враховувати вплив жорсткості бетону між тріщинами при розтягуванні</p>	<p>2) The verification of serviceability limit states should be based on the criteria given in EN 1990: 2002, 3.4(3).</p> <p>(3) The composite bridge or specific parts of it should be classified into environmental classes according to EN 1992-2, 4.</p> <p>(4) For bridges or parts of bridges, verifications for serviceability limit states should be performed for both the construction phases and for the persistent situations.</p> <p>(5) Where relevant, requirements and criteria given in A2.4 of Annex A2 of EN 1990: 2002 should be taken into account.</p> <p>(6) Serviceability limit states for composite plates should be verified in accordance with Section 9.</p> <p>7.2 Stresses</p> <p>7.2.1 General</p> <p>(1)P Calculation of stresses for beams at the serviceability limit state shall take into account the following effects, where relevant:</p> <ul style="list-style-type: none"> – shear lag; – creep and shrinkage of concrete; – cracking of concrete and tension stiffening of concrete; – sequence of construction; – increased flexibility resulting from significant incomplete interaction due to slip of shear connection; – inelastic behaviour of steel and reinforcement, if any; – torsional and distortional warping, if any. <p>(2) Shear lag may be taken into account according to 5.4.1.2.</p> <p>(3) Unless a more accurate method is used, effects of creep and shrinkage may be taken into account by use of modular ratios according to 5.4.2.2.</p> <p>(4) In cracked sections the primary effects of shrinkage may be neglected when verifying stresses.</p> <p>(5)P In section analysis the tensile strength of concrete shall be neglected.</p> <p>(6) The influence of tension stiffening of concrete between cracks on stresses in reinforcement and pre-</p>
--	---

на напруження у ненапружуваній і напружуваній арматурі. Якщо не використовується більш точний метод, напруження в арматурі мають визначатися згідно з 7.4.3.

(7) Вплив жорсткості при розтягуванні на напруження у конструкційній сталі може не враховуватися.

(8) Напруження у бетонній плиті і в арматурі, що викликані одночасним впливом загальних і місцевих впливів, слід підсумовувати.

7.2.2 Обмеження напружень для мостів

(1) Р Надлишкової повзучості і мікророзтріскуванню слід запобігати за допомогою обмеження стискального напруження.

(2) Обмеження напружень для бетону до значення $k_i f_{ck}$ має проводитися згідно з EN 1992-1-1:2004, 7.2, з поправками, що зазначені в EN 1992-2.

(3) Р Напруження у арматурної сталі і у напружених арматурних елементах має бути таким, щоб запобігати непружній деформації у сталі.

(4) Під впливом характеристичної комбінації впливів, напруження мають обмежуватися значеннями: $k_i f_{ck}$ - в арматурної сталі і $k_s f_{pk}$ - у напружених арматурних елементах, де значення k_i і k_s наводяться в EN 1992-1-1:2004, 7.2 (5).

(5) Напруження у конструкційній сталі повинні відповідати EN 1993-2, 7.3.

(6) Для граничних станів за умовою придатності до експлуатації сила поздовжнього зсуву на з'єднувальний елемент має обмежуватися згідно з 6.8.1 (3).

7.2.3 Коливання стінки

(1) Гнучкість нежорстких або жорстких стінок сталезалізобетонних балок слід обмежувати відповідно до 7.4 EN 1993-2.

7.3 Деформації мостів

7.3.1 Прогини

(1) За необхідності для граничного стану за деформації застосовуються EN 1990:2002, A.2.4 (додаток A2), і EN 1993-2, 7.5-7.8 і 7.12.

(2) Розрахунок прогинів має проводитися з використанням пружного аналізу згідно з розділом 5.

stressing steel should be taken into account. Unless more accurate methods are used, the stresses in reinforcement should be determined according to 7.4.3.

(7) The influences of tension stiffening on stresses in structural steel may be neglected.

(8) Stresses in the concrete slab and its reinforcement caused by simultaneous global and local actions should be added.

7.2.2 Stress limitation for bridges

(1) P Excessive creep and microcracking shall be avoided by limiting the compressive stress in concrete.

(2) Stress limitation for concrete to the value $k_i f_{ck}$ should be in accordance with EN 1991-1-1: 2002, 7.2 as modified by EN 1992-2.

(3) P The stress in reinforcing steel and in prestressing tendons shall be such that inelastic strains in the steel are avoided.

(4) Under the characteristic combination of actions the stresses should be limited to $k_i f_{ck}$ in reinforcing steel and to $k_s f_{pk}$ in tendons, where the values k_i and k_s are given in EN 1992-1-1: 2004, 7.2(5).

(5) The stresses in structural steel should be in accordance with EN 1993-2, 7.3.

(6) For serviceability limit states the longitudinal shear force per connector should be limited according to 6.8.1 (3).

7.2.3 Web breathing

(1) The slenderness of unstiffened or stiffened web plates of composite girders should be limited according to 7.4 of EN 1993-2.

7.3 Deformations in bridges

7.3.1 Deflections

(1) For the limit state of deformation EN 1990: 2002, A2.4 of Annex A2 and EN 1993-2, 7.5 to 7.8 and 7.12 apply, where relevant.

(2) Deflections should be calculated using elastic analysis in accordance with Section 5.

(3) Деформації під час будівництва мають контролюватися таким чином, щоб бетон не ушкоджувався під час його укладання і твердіння внаслідок некерованих переміщень і щоб довгострокову геометрію було досягнуто.

7.3.2 Вібрації

(1) За необхідності для обмеження вібрації застосовуються EN 1990:2002, A2.4 додатки A2, EN 1991-2:2003, 5.7 і 6.4, і EN 1993-2, 7.7 - 7.10.

7.4 Тріщиноутворення в бетоні

7.4.1 Загальні положення

((1) Для обмеження ширини розкриття тріщин у мостах, до сталезалізобетонних конструкцій мають застосовуватися загальні умови стандарту EN 1992-1-1:2004, 7.3.1, з поправками, що наведено в EN 1992-2. Обмеження ширини розкриття тріщин залежить від класів впливу згідно з EN 1992-2, 4.

(2) Оцінка ширини тріщин може проводитися з використанням EN 1992-1-1:2004, 7.3.4, де напруженн σ_s має розраховуватися з урахуванням впливу жорсткості при розтягуванні. Якщо не використовується більш точний метод, σ_s визначається згідно з 7.4.3 (3).

(3) В якості спрощеної і консервативної альтернативи ширина тріщини може обмежуватися до прийнятних розмірів за допомогою забезпечення мінімального армування, визначеного у 7.4.2, і кроку або діаметрів арматурних стержнів, які не перевищують граничні значення, зазначені в 7.4.3.

(4) Правила, що застосовуються для обмеження ширини розкриття тріщин значенням w_k , наводяться у 7.4.2 і 7.4.3.

Примітка: - Значення w_k і поєднання впливів беруться з національного додатка. Рекомендовані значення для відповідних класів впливів відповідають значенням w_{max} , наведеними у примітках EN 1992-2, 7.3.1 (105).

(5) У конструкціях, де спільна робота починається по мірі твердіння бетону, впливи теплоти гідратації цементу і відповідної термічної усадки мають враховуватися тільки на стадії

(3) Deformations during construction should be controlled such that the concrete is not impaired during its placing and setting by uncontrolled displacements and the required long-term geometry is achieved.

7.3.2 Vibrations

(1) For the limit state of vibration EN 1990: 2002, A2.4 of Annex A2, EN 1991-2: 2003, 5.7 and 6.4 and EN 1993-2, 7.7 to 7.10 apply where relevant.

7.4 Cracking of concrete

7.4.1 General

(1) For the limitation of crack width in bridges, the general considerations of EN 1992-1-1: 2004, 7.3.1 as modified in EN1992-2 apply to composite structures. The limitation of crack width depends on the exposure classes according to EN 1992-2, 4.

(2) An estimation of crack width can be obtained from EN 1992-1-1: 2004, 7.3.4, where the stress σ_s should be calculated by taking into account the effects of tension stiffening. Unless a more precise method is used, σ_s may be determined according to 7.4.3(3).

(3) As a simplified and conservative alternative, crack width limitation to acceptable width can be achieved by ensuring a minimum reinforcement defined in 7.4.2, and bar spacing or diameters not exceeding the limits defined in 7.4.3.

(4) Application rules for the limitation of crack widths to w_k are given in 7.4.2 and 7.4.3.

NOTE: The values of w_k and the combination of actions may be found in the National Annex. The recommended values for relevant exposure classes are as given (as w_{max}) in the Note to EN 1992-2, 7.3.1(105)

(5) Where composite action becomes effective as concrete hardens, effects of heat of hydration of cement and corresponding thermal shrinkage should be taken into account only during the construction stage for the serviceability limit state to define areas where tension is expected.

будівництва щодо граничного стану за умовою придатності до експлуатації для визначення місць, де передбачається розтяг.

(6) Якщо ніякі спеціальні заходи для обмеження впливів теплоти гідратації цементу не приймаються, для спрощення допускається використання постійної температурної різниці між бетонним і сталевим перерізами для визначення ділянок тріщиноутворення згідно з 7.4.2 (5) і обмеження ширини розкриття тріщин згідно з 7.4.2 і 7.4.3. Для визначення напружень у бетоні має використовуватися короткостроковий модуль.

Примітка: Опис спеціальних заходів і температурної різниці можна взяти з національного додатка. Рекомендоване значення для температурної різниці становить 20 К.

7.4.2 Мінімальне армування

(1) Якщо не використовується більш точний метод згідно з EN 1992-1-1:2004, 7.3.2 (1), у всіх перерізах, які не мають попереднього напруження за допомогою арматурних елементів і піддаються значному розтягуванню внаслідок обмеження прикладених деформацій (наприклад, первинних і вторинних впливів усадки) в поєднанні із впливом прямого навантаження або без нього, необхідна мінімальна площа арматури A_s для плит сталезалізобетонних балок виражається таким чином:

$$A_s = k_s k_c k f_{ct,eff} A_{ct} / \zeta_s, \quad (7.1)$$

де $f_{ct,eff}$ - середнє значення міцності бетону на розтяг, чинне на момент появи першої передбачуваної тріщини. В якості значень $f_{ct,eff}$ можна взяти значення, як для f_{ctm} (див. EN 1992-1-1:2004, таблиця 3.1) або як для f_{lctm} (див. таблицю 11.3.1) відповідно, з урахуванням класу міцності на момент передбачуваної появи тріщин. Якщо вік бетону на момент появи тріщин не може бути достовірно встановлено як менший, ніж 28 діб, мінімальна міцність на розтяг приймається такою, що дорівнює 3 Н/мм²; k - коефіцієнт, що враховує ефект нерівномірних напружень, що самозрівноважуються, і які можна прийняти такими, що дорівнюють 0,8; k_s - коефіцієнт, що враховує ефект зниження нормальної сили бетонної плити

(6) Unless specific measures are taken to limit the effects of heat of hydration of cement, for simplification a constant temperature difference between the concrete section and the steel section (concrete cooler) should be assumed for the determination of the cracked regions according to 7.4.2 (5) and for limitation of crack width according to 7.4.2 and 7.4.3. For the determination of stresses in concrete the short term modulus should be used.

NOTE: The National Annex may give specific measures and a temperature difference. The recommended value for the temperature difference is 20K.

7.4.2 Minimum reinforcement

(1) Unless a more accurate method is used in accordance with EN 1992-1-1: 2004, 7.3.2(1), in all sections without pre-stressing by tendons and subjected to significant tension due to restraint of imposed deformations (e.g. primary and secondary effects of shrinkage), in combination or not with effects of direct loading the required minimum reinforcement area A_s for the slabs of composite beams is given by:

$$A_s = k_s k_c k f_{ct,eff} A_{ct} / \zeta_s, \quad (7.1)$$

where : $f_{ct,eff}$ is the mean value of the tensile strength of the concrete effective at the time when cracks may first be expected to occur. Values of $f_{ct,eff}$ may be taken as those for f_{ctm} , see EN 1992-1-1: 2004, Table 3.1, or as f_{lctm} , see Table 11.3.1, as appropriate, taking as the class the strength at the time cracking is expected to occur. When the age of the concrete at cracking cannot be established with confidence as being less than 28 days, a minimum tensile strength of 3 N/mm² may be adopted;

k is a coefficient which allows for the effect of non-uniform self-equilibrating stresses which may be taken as 0.8;

k_s is a coefficient which allows for the effect of the reduction of the normal force of the concrete slab due to initial cracking and local slip of the shear

у результаті початкового тріщиноутворення і локального прослизання зсувного з'єднання, який можна прийняти таким, що дорівнює 0,9;
 k_c - коефіцієнт, що враховує розподіл напружень у перерізі безпосередньо перед утворенням тріщин і виражається таким чином:

$$k_c = \frac{1}{1 + h_c / (2z_0)} + 0,3 \leq 1,0, \quad (7.2)$$

h_c - товщина бетонної полки, за винятком всіх вутів або ребер;

z_0 - вертикальна відстань між центроїдами бетонної полиці і сталезалізобетонного перерізу без тріщин, що розраховано за допомогою модульного коефіцієнта n_0 для короткострокового навантаження;

σ_s - максимальне напруження, яке допускається в арматурі безпосередньо після утворення тріщин. Воно може прийматися за характеристичну межу текучості f_{sk} . При цьому, однак, може знадобитися більш низьке значення в залежності від розміру арматурних стержнів для забезпечення необхідних граничних значень ширини розкриття тріщини. Це значення наводиться у таблиці 7.1;

A_{ct} - площа розтягнутої зони (під впливом прямого навантаження і первинних ефектів усадки) безпосередньо перед утворенням тріщин у поперечному перерізі. З метою спрощення, допускається використання площі бетонного перерізу у межах дійсної ширини.

connection, which may be taken as 0.9;

k_c is a coefficient which takes account of the stress distribution within the section immediately prior to cracking and is given by:

$$k_c = \frac{1}{1 + h_c / (2z_0)} + 0,3 \leq 1,0, \quad (7.2)$$

h_c is the thickness of the concrete flange, excluding any haunch or ribs;

z_0 is the vertical distance between the centroids of the un-cracked concrete flange and the uncracked composite section, calculated using the modular ratio n_0 for short-term loading;

σ_s is the maximum stress permitted in the reinforcement immediately after cracking. This may be taken as its characteristic yield strength f_{sk} . A lower value, depending on the bar size, may however be needed to satisfy the required crack width limits. This value is given in Table 7.1;

A_{ct} is the area of the tensile zone (caused by direct loading and primary effects of shrinkage) immediately prior to cracking of the cross section. For simplicity the area of the concrete section within the effective width may be used.

Таблиця 7.1 - Максимальні значення діаметрів арматурних стержнів з високим рівнем зчеплення з бетоном

Напруження в сталі σ_s , Н/мм ²	Максимальний діаметр арматурних стержнів ϕ^* , мм, для розрахункової ширини розкриття тріщини		
	$w_k = 0,4$ мм	$w_k = 0,3$ мм	$w_k = 0,2$ мм
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	—

Table 7.1: Maximum bar diameters for high bond bars

Steel stress σ_s (N/mm ²)	Maximum bar diameter ϕ^* (mm) for design crack width w_k		
	$w_k=0.4$ mm	$w_k=0.3$ mm	$w_k=0.2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

(2) Максимальний діаметр арматурних стержнів для мінімального армування може змінюватися до значення v таким чином:

$$\theta = \theta^* f_{ct,eff} / f_{ct,0} \quad (7.3)$$

де v^* - максимальний розмір арматурних стержнів згідно з таблицею 7.1;
 $f_{ct,0}$ - опорне значення міцності 2,9 Н/мм².

(3) Половина необхідної мінімальної арматури має знаходитися між серединою товщини плити і зовнішньою поверхнею, що піддається впливу більшої деформації при розтягуванні.

(4) Для визначення мінімального армування в бетонних полицях із змінною товщиною, впоперек напрямку балки, може використовуватися локальна товщина.

(5) Мінімальну арматуру відповідно до (1) і (2) слід розміщувати там, де напруження в бетоні є розтягувальними під характеристичним сполученням впливів. Для елементів, попередньо напружених

(2) The maximum bar diameter for the minimum reinforcement may be modified to a value v given by:

$$\theta = \theta^* f_{ct,eff} / f_{ct,0} \quad (7.3)$$

where:

v^* is the maximum bar size given in Table 7.1;
 $f_{ct,0}$ is a reference strength of 2.9 N/mm².

(3) At least half of the required minimum reinforcement should be placed between mid-depth of the slab and the face subjected to the greater tensile strain.

(4) For the determination of the minimum reinforcement in concrete flanges with variable depth transverse to the direction of the beam the local depth should be used.

(5) The minimum reinforcement according to (1) and (2) should be placed where the stresses in concrete are tensile under the characteristic combination of actions. For members prestressed by bonded tendons EN 1992-1-1: 2004, 7.3.2 (4) applies.

<p>арматурними елементами, що мають зчеплення з бетоном, застосовується EN 1992-1-1:2004, 7.3.2 (4).</p> <p>(6) У місцях, де використовуються напружені арматурні елементи, що мають зчеплення з бетоном, мінімальне армування враховується згідно з EN 1992-1-1:2004, 7.3.2 (3).</p> <p>(6) Там, де використовуються напружені арматурні елементи, що мають зчеплення з бетоном, мінімальне армування враховується згідно з EN 1992-1-1:2004, 7.3.2 (3).</p>	<p>(6) Where bonded tendons are used, the contribution of bonded tendons to minimum reinforcement may be taken into account in accordance with EN 1992-1-1: 2004, 7.3.2 (3).</p> <p>(6) Where bonded tendons are used, the contribution of bonded tendons to minimum reinforcement may be taken into account in accordance with EN 1992-1-1: 2004, 7.3.2 (3).</p>
<p>7.4.3 Контроль за утворенням тріщин, які викликані прямими навантаженнями</p> <p>(1) Там, де є, принаймні, мінімальна арматура (див. 7.4.2), обмеження ширини розкриття тріщин до допустимих значень може досягатися за рахунок обмеження кроку або діаметра арматурних стержнів. Максимальний діаметр і крок арматурних стержнів залежить від напруження ζ_s в арматурі та розрахункової ширини розкриття тріщин. Максимальні значення діаметра арматурних стержнів наводяться в таблиці 7.1, а максимальні значення кроку - у таблиці 7.2.</p>	<p>7.4.3 Control of cracking due to direct loading</p> <p>(1) Where at least the minimum reinforcement given by 7.4.2 is provided, the limitation of crack widths to acceptable values may generally be achieved by limiting bar spacing or bar diameters. Maximum bar diameter and maximum bar spacing depend on the stress σ_s in the reinforcement and the design crack width. Maximum bar diameters are given in Table 7.1 and maximum bar spacing in Table 7.2.</p>

Таблиця 7.2 - Максимальні значення кроку арматурних стержнів з високим рівнем зчеплення з бетоном

Напруження в сталі σ_s , Н/мм ²	Максимальний крок арматурних стержнів \varnothing^* , мм, для розрахункової ширини розкриття тріщи		
	$w_k = 0,4$ мм	$w_k = 0,3$ мм	$w_k = 0,2$ мм
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Table 7.2 Maximum bar spacing for high bond bars

Steel stress σ_s (N/mm ²)	Maximum bar spacing (mm) for design crack width w_k		
	$w_k=0.4\text{mm}$	$w_k=0.3\text{mm}$	$w_k=0.2\text{mm}$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

<p>(2) Внутрішні зусилля слід визначати за допомогою пружного розрахунку згідно з розділом 5 з урахуванням впливу тріщиноутворення в бетоні. Напруження в арматурі визначаються з урахуванням впливу жорсткості бетону при розтягу між тріщинами. Якщо не використовується більш точний метод, розрахунок напружень має виконуватись згідно з (3).</p>	<p>(2) The internal forces should be determined by elastic analysis in accordance with Section 5 taking into account the effects of cracking of concrete. The stresses in the reinforcement should be determined taking into account effects of tension stiffening of concrete between cracks. Unless a more precise method is used, the stresses may be calculated according to (3).</p>
--	---

(3) У сталезалізобетонних балках, в яких передбачається утворення тріщин в бетонних плитах і відсутність їх попереднього напруження арматурними елементами, відбувається підвищення напружень в арматурі під впливом жорсткості бетону при розтягу між тріщинами в порівнянні з напруженнями, що діють в сталезалізобетонних перерізах без урахування бетону.

Напруження при розтягуванні в арматурі ζ_s під впливом прямого навантаження може розраховуватися за допомогою такого рівняння:

$$\sigma_s = \sigma_{s,0} + \Delta\sigma_s, \quad (7.4)$$

де
$$\Delta\sigma_s = \frac{0,4f_{ctm}}{\alpha_{St}\rho_s}, \quad (7.5)$$

$$\alpha_{St} = \frac{AI}{A_a I_a}, \quad (7.6)$$

де $\zeta_{s,0}$ - напруження в арматурі, викликане внутрішніми силами, які впливають на сталезалізобетонний переріз, і розраховане без урахування розтягнутого бетону;

f_{ctm} - середня міцність бетону на розтяг для нормального бетону, представлена як f_{ctm} з EN 1992-1-1:2004, таблиця 3.1, або для легкого бетону як f_{lctm} з таблиці 11.3.1;

ρ_s - коефіцієнт армування, що отримується з виразу $\rho_s = (A_s / A_{ct})$;

A_{ct} - робоча площа бетонної полки в межах розтягнутої зони; для спрощення має використовуватися площа бетонного перерізу в межах робочої ширини;

A_s - загальна площа всіх рядів поздовжньої арматури в межах робочої площі A_{ct} ;

A, I - площа і момент інерції перерізу відповідно ефективного

сталезалізобетонного перерізу без урахування розтягнутого бетону і профільованої опалубки за її наявності;

A_a, I_a - відповідні характеристики перерізу з конструкційної сталі.

(4) Там, де використовуються напружувані арматурні елементи, що мають зчеплення з бетоном, конструкція має відповідати вимогам EN 1992-1-1, 7.3, де σ_s має визначатися з урахуванням впливу жорсткості при розтягуванні.

(3) In composite beams where the concrete slab is assumed to be cracked and not pre-stressed by tendons, stresses in reinforcement increase due to the effects of tension stiffening of concrete between cracks compared with the stresses based on a composite section neglecting concrete. The tensile stress in reinforcement ζ_s due to direct loading may be calculated from:

$$\sigma_s = \sigma_{s,0} + \Delta\sigma_s, \quad (7.4)$$

with:
$$\Delta\sigma_s = \frac{0,4f_{ctm}}{\alpha_{St}\rho_s}, \quad (7.5)$$

$$\alpha_{St} = \frac{AI}{A_a I_a}, \quad (7.5)$$

where: $\zeta_{s,0}$ is the stress in the reinforcement caused by the internal forces acting on the composite section, calculated neglecting concrete in tension;

f_{ctm} is the mean tensile strength of the concrete, for normal concrete taken as f_{ctm} from EN 1992-1-1: 2004, Table 3.1 or for lightweight concrete as f_{lctm} from Table 11.3.1;

ρ_s is the reinforcement ratio, given by $\rho_s = (A_s / A_{ct})$;

A_{ct} is the effective area of the concrete flange within the tensile zone; for simplicity the area of the concrete section within the effective width should be used;

A_s is the total area of all layers of longitudinal reinforcement within the effective area A_{ct} ;

A, I are area and second moment of area, respectively, of the effective composite section neglecting concrete in tension and profiled sheeting, if any;

A_a, I_a are the corresponding properties of the structural steel section.

(4) Where bonded tendons are used, design should follow EN 1992-1-1, 7.3, where σ_s should be determined taking into account tension stiffening effects.

7.5 Балкові настили

7.5.1 Загальні положення

(1) Впливи для граничних станів за умовою придатності до експлуатації мають визначатися відповідно до 4.2.9 (1) - (4) і (6) - (8).

7.5.2 тріщиноутворення в бетоні

(1) Необхідно враховувати прикладні правила 7.4.1.

(2) Для арматурних стержнів у напрямку сталевих балок у межах всієї товщини плити мають застосовуватись 7.5.3 і 7.5.4.

7.5.3 Мінімальне армування

(1) За відсутності підтвердження більш точними методами, мінімальна поздовжня верхня арматура $A_{s,min}$ на одну балку має визначатися таким чином:

$$A_{s,min} \geq 0,01 A_{c,eff}, \quad (7.7)$$

де $A_{c,eff}$ - ефективна площа бетону, що отримується з виразу $A_{c,eff} = s_w c_{st} \leq s_w d_{eff}$; d_{eff} - ефективна товщина бетону, що отримується з виразу $d_{eff} = c + 7,5 v_s$; v_s - діаметр поздовжньої арматури, мм, у межах діапазону $10 \text{ мм} \leq v_s \leq 16 \text{ мм}$; c , c_{st} - захисний шар бетону для поздовжньої арматури і сталевого конструкційного профілю (див. рисунок 6.8);

s_w - визначається згідно з рисунком 6.8.

Крок арматурних стержнів s поздовжньої арматури має відповідати такій умові:

$$100 \text{ мм} \leq s \leq 150 \text{ мм}.$$

7.5.4 Контроль за тріщиноутворенням, яке викликано прямими навантаженнями

(1) Застосуються 7.4.3 (1).

(2) Напруження в арматурі слід розраховувати за допомогою використання характеристик сталезалізобетонного перерізу з тріщинами і моментом інерції перерізу I_2 відповідно до 1.5.2.12.

8 Збірні залізобетонні плити у сталезалізобетонних мостах

8.1 Загальні положення

(1) Цей розділ стосується армованих або попередньо напружених збірних бетонних плит, що використовуються як полиці мостових настилів повної висоти або плит часткової висоти, що працюють спільно з монолітним бетоном.

7.5 Filler beam decks

7.5.1 General

(1) The action effects for the serviceability limit states should be determined according to paragraphs (1) to (4) and (6) to (8) of 5.4.2.9.

7.5.2 Cracking of concrete

(1) The application rules of 7.4.1 should be considered.

(2) For the reinforcing bars in the direction of the steel beams within the whole thickness of the deck, 7.5.3 and 7.5.4 should be applied.

7.5.3 Minimum reinforcement

(1) Unless verified by more accurate methods, the minimum longitudinal top reinforcement $A_{s,min}$ per filler beam should be determined as follows:

$$A_{s,min} \geq 0,01 A_{c,eff}, \quad (7.7)$$

where $A_{c,eff}$ is the effective area of concrete given by

$$A_{c,eff} = s_w c_{st} \leq s_w d_{eff}$$

d_{eff} is the effective thickness of the concrete given by

$$d_{eff} = c + 7,5 v_s$$

v_s is the diameter of the longitudinal reinforcement in [mm] within the range $10 \text{ mm} \leq v_s \leq 16 \text{ mm}$

c , c_{st} is the concrete cover of the longitudinal reinforcement and the structural steel section (see Figure 6.8)

s_w is defined in Figure 6.8

The bar spacing s of the longitudinal reinforcement should fulfil the following condition

$$100 \text{ mm} \leq s \leq 150 \text{ mm}$$

7.5.4 Control of cracking due to direct loading

(1) Clause 7.4.3 (1) is applicable

(2) The stresses in the reinforcement may be calculated by using the cross-section properties of the cracked composite section with the second moment of area I_2 according to 1.5.2.12.

Section 8 Precast concrete slabs in composite bridges

8.1 General

(1) This Section 8 deals with reinforced or prestressed precast concrete slabs, used either as full depth flanges of bridge decks or as partial depth slabs acting with in-situ concrete.

(1) EN 1991-1-6:2005 застосовується до збірних елементів, що використовуються в якості постійної конструкційної опалубки. Дані вимоги не обов'язково є достатніми, і в розрахунок також повинні прийматися вимоги технології будівництва.

8.3 Проектування, розрахунок і деталізація мостовий плити

(1) Там, де передбачається, що збірні плити взаємодіють з монолітним бетоном, їх слід проектуватися як безперервні і в поздовжньому, і в поперечному напрямку. Конструкція швів між плитами має забезпечувати передачу плоскопаралельних сил, а також згинальних моментів і зрушень.

Стиснення, перпендикулярне шву, може передаватися за рахунок контактної тиску, якщо шов заповнюється розчином або клеєм або якщо випробування показують, що сполучні поверхні знаходяться в досить тісному контакті.

(2) Опис з'єднувальних стержнів упорів в групах наводиться у в.6.6.5.5 (4).

(3) Ступінчастий розподіл сил поздовжнього зсуву може використовуватися за умови дотримання обмежень, зазначених у в.6.6.1.2 (1).

8.4 Межа розподілу між сталеву балкою і бетонною плитою

8.4.1 Настил і допуски

(1) Якщо збірні плити використовуються без настилу, має бути визначено всі спеціальні вимоги, що пред'являються до допусків для опорних сталевих конструкцій

8.4.2 Корозія

(1) У сталевій полиці під збірними плитами без настилу мусить бути такий самий антикорозійний захист, як і у решти частини сталеву конструкції, за винятком того, що косметичне покриття, що наноситься після монтажу, може бути відсутнім.

8.4.3 Зсувне з'єднання і поперечна арматура

(1) Зсувне з'єднання і поперечна арматура слід проектувати на підставі відповідних умов розділів 6 та 7.

(2) Precast bridge slabs should be designed in accordance with EN 1992 and also for composite action with the steel beam.

(3) Tolerances of the steel flange and the precast concrete element should be considered in the design.

8.2 Actions

(1) EN 1991-1-6: 2005 is applicable to precast elements acting as permanent formwork. The requirements are not necessarily sufficient and the requirements of the construction method should also be taken into account.

8.3 Design, analysis and detailing of the bridge slab

(1) Where it is assumed that the precast slab acts with in-situ concrete, they should be designed as continuous in both the longitudinal and the transverse directions. The joints between slabs should be designed to transmit in-plane forces as well as bending moments and shears. Compression perpendicular to the joint may be assumed to be transmitted by contact pressure if the joint is filled with mortar or glue or if it is shown by tests that the mating surfaces are in sufficiently close contact.

(2) For the use of stud connectors in groups, see 6.6.5.5(4).

(3) A stepped distribution of longitudinal shear forces may be used provided that the limitations in 6.6.1.2(1) are observed.

8.4 Interface between steel beam and concrete slab

8.4.1 Bedding and tolerances

(1) Where precast slabs without bedding are used, any special requirements for the tolerances of the supporting steel work should be specified.

8.4.2 Corrosion

(1) A steel flange under precast slabs without bedding should have the same corrosion protection as the rest of the steelwork, except that any cosmetic coating applied after erection may be omitted.

8.4.3 Shear connection and transverse reinforcement

(1) The shear connection and transverse reinforcement should be designed in accordance with the relevant clauses of Section 6 and 7.

(2) Якщо зсувні з'єднувальні елементи, що приварені до сталеві балки, виступають у виймки в плитах або стиках між плитами, які заповнено розчином після монтажу, деталізація і властивості бетону (наприклад, розмір заповнювача) слід представляти так, щоб забезпечити його правильну заливку. Відстань у просвіті між зсувним з'єднувальними елементами і збірними елементом має бути достатнім у всіх напрямках, щоб врахувати повне ущільнення бетону заповнення, беручи до уваги допуски.

(3) Якщо зсувні з'єднувальні елементи розміщені по групах, арматуру слід передбачати поруч з кожною групою з метою запобігання передчасного місцевого руйнування збірного або монолітного бетону.

Примітка: У національному додатку можуть наводитися посилання на відповідну інформацію.

9 Сталезалізобетонні плити для мостів

9.1 Загальні положення

(1) Цей розділ дійсний для сталезалізобетонних плит, що складаються з номінально плоских плит з конструкційної сталі, з'єднаних з шаром монолітного бетону за допомогою стержнів упорів з головками для роботи в якості полиці мостового настилу, що сприймає поперечні навантаження і зусилля в одній площині, а також у якості нижньої полиці коробчастої балки. Плити з двобічною обшивкою або інші типи сполучних елементів не розглядаються.

(2) Сталева плита має підтримуватися під час заливки за допомогою постійних або тимчасових опор з метою обмеження її відхилення, менше ніж у 0,05 рази товщини бетонного шару, якщо при проектуванні сталеві плити до розрахунку не береться додаткова вага бетону через відхилення плити.

(3) Робоча ширина має визначатися відповідно до 5.4.1.2, де b_0 слід приймати як $2a_w$ с a_w , визначеними в 9.4 (4).

(4) Для загального розрахунку застосовуються 5.1 і 5.4.

9.2 Розрахунок для місцевих впливів

(1) Місцеві впливи - це згинальні моменти і зрушення, які викликані поперечними

(2) If shear connectors welded to the steel beam project into recesses within slabs or joints between slabs, which are filled with concrete after erection, the detailing and the properties of the concrete (e.g. size of the aggregate) should be such that it can be cast properly. The clear distance between the shear connectors and the precast element should be sufficient in all directions to allow for full compaction of the infill concrete taking account of tolerances.

(3) If shear connectors are arranged in groups, reinforcement should be provided near each group to prevent premature local failure in either the precast or the insitu concrete.

NOTE: The National Annex may refer to relevant information

Section 9 Composite plates in bridges

9.1 General

(1) This Section 9 is valid for composite plates consisting of a nominally flat plate of structural steel connected to a site cast concrete layer by headed studs for use as a flange in a bridge deck carrying transverse loads as well as in-plane forces, or as a bottom flange in a box girder. Double skin plates or other types of connectors are not covered.

(2) The steel plate should be supported during casting either permanently or by temporary supports in order to limit its deflection to less than 0,05 times the thickness of the concrete layer unless the additional weight of concrete due to the deflection of the plate is taken into account in the design of the steel plate.

(3) The effective width should be determined according to 5.4.1.2, where b_0 should be taken as $2a_w$ with a_w as defined in 9.4(4).

(4) For global analysis, 5.1 and 5.4 apply.

9.2 Design for local effects

(1) Local effects are bending moments and shears caused by transverse loads on the composite plate

навантаженнями, які впливають на сталезалізобетонних пластину, що функціонує як плита, оберта по двом сторонам або по контуру. Для розрахунку впливу місцевої впливу можна допустити, що сталезалізобетонних плита є пружною і без тріщин. Верхня полиця двотаврової балки може не проектуватися як сталезалізобетонна в поперечному напрямку.

(2) Можна допустити, що бетонна і сталеві плити будуть функціонувати спільно без прослизання.

(3) Опір згину і вертикальної зрушувальної сили може перевірятися як і для залізобетонної плити, де сталеві пластина розглядається як арматура. При цьому застосовується розрахунковий опір для вертикального зсуву 6.2.2.5 (3), де відстань у поздовжньому і поперечному напрямках між зсувними з'єднувальними елементами не перевищує в 3 рази товщину сталезалізобетонних плити.

9.3 Розрахунок для загальних впливів

(1) Р Конструкція сталезалізобетонних плити має забезпечувати її опір впливу всіх зусиль від осьових навантажень, загального згину і кручення поздовжніх або поперечних балок, частиною яких вона є.

(2) Розрахунковий опір стисненню в одній площині може сприйматися як сума розрахункових опорів бетонної і сталеві плити в межах робочої ширини. Зниження міцності через вплив ефектів другого порядку має розглядатися згідно з 5.8 стандарту EN 1992-1-1:2004.

(3) Розрахунковий опір розтягу в одній площині має сприйматися як сума розрахункових опорів сталеві плити і арматури у межах робочої ширини.

(4) Взаємодія з впливом місцевого навантаження може враховуватися для зсувних з'єднувальних елементів відповідно до 9.4. (1) Р. В іншому випадку вона може не розглядатися. З'єднувальні елементи, розроблені для зсувних зусиль у поздовжньому і поперечному напрямках, слід перевіряти на векторну суму сил, що одночасно впливають на з'єднувальний елемент.

acting as a one- or two-way slab. For the purpose of analysis of local action effects the composite plate may be assumed to be elastic and uncracked. A top flange of an I-girder need not be designed as composite in the transverse direction.

(2) The concrete and the steel plate may be assumed to act compositely without slip.

(3) The resistance to bending and vertical shear force may be verified as for a reinforced concrete slab where the steel plate is considered as reinforcement. The design resistance for vertical shear in 6.2.2.5(3) is applicable, where the distance, in longitudinal and transverse direction, between shear connectors does not exceed three times the thickness of the composite plate.

9.3 Design for global effects

(1)P The composite plate shall be designed to resist all forces from axial loads and global bending and torsion of all longitudinal girders or cross-girders of which it forms a part.

(2) The design resistance to in-plane compression may be taken as the sum of the design resistances of the concrete and the steel plate within the effective width. Reduction in strength due to second order effects should be considered according to 5.8 of EN 1992-1-1: 2004.

(3) The design resistance for in-plane tension should be taken as the sum of the design resistances of the steel plate and the reinforcement within the effective width.

(4) Interaction with local load effects should be considered for the shear connectors as stated in 9.4(1)P. Otherwise it need not be considered. Connectors designed for shear forces in both the longitudinal and transverse directions should be verified for the vector sum of the simultaneous forces on the connector.

9.4 Розрахунок зсувних з'єднувальних елементів

(1) Р Опір втоми і вимоги граничних станів за умовою придатності до експлуатації мають перевірятися для спільного локального і одночасного загального впливу.

(2) Розрахункову міцність з'єднувальних стержнів упорів у 6.6.3 і 6.8.3 слід використовувати в тому випадку, якщо бетонна плита має нижню арматуру, площа якої становить не менше ніж 0,002 площі бетону в кожному з двох перпендикулярних напрямів.

(3) Застосовуються правила деталізації 6.6.5.

(4) Для широких полиць балок розподіл поздовжнього зсуву, спричиненого загальними впливами для граничних станів за умовою придатності до експлуатації та втомності, для обліку прослизання і зсувного запізнювання визначається наступним чином. Поздовжня сила P_{Ed} , що впливає на з'єднувальний елемент на відстані x від найближчої стінки, може прийматися як:

$$P_{Ed} \frac{v_{L,Ed}}{n_{tot}} \left[\left[3,85 \left(\frac{n_w}{n_{tot}} \right)^{-0,17} - 3 \right] \left(1 - \frac{x}{b} \right)^2 + 0,15 \right], \quad (9.1)$$

де $v_{L,Ed}$ - розрахунковий поздовжній зсув на одиницю довжини в бетонній плиті, викликаний загальними впливами для стінки, що озглядається, і визначений за допомогою значень робочої ширини для зсувного запізнювання;

n_{tot} - загальна кількість з'єднувальних елементів одного і того ж самого розміру на одиницю довжини балки (рисунок 9.1) за умови, що кількість з'єднувальних елементів на одиницю площі не збільшується з x ;

n_w - кількість з'єднувальних елементів на одиницю довжини, що знаходяться на відстані від стінки, що дорівнює більшому із значень $10t_f$ і 200 мм, де t_f - товщина сталеві пластини. Для даних з'єднувальних елементів x приймається таким, що дорівнює 0;

b - половина відстані між суміжними стінками або відстань між стінкою і вільним краєм полиці.

9.4 Design of shear connectors

(1) P Resistance to fatigue and requirements for serviceability limit states shall be verified for the combined local and simultaneous global effect.

(2) The design strength of stud connectors in 6.6.3 and 6.8.3 may be used provided that the concrete slab has bottom reinforcement with area not less than 0.002 times the concrete area in each of two perpendicular directions.

(3) The detailing rules of 6.6.5 are applicable.

(4) For wide girder flanges the distribution of longitudinal shear due to global effects for serviceability and fatigue limit states may be determined as follows in order to account for slip and shear lag. The longitudinal force P_{Ed} on a connector at distance x from the nearest web may be taken as

$$P_{Ed} \frac{v_{L,Ed}}{n_{tot}} \left[\left[3,85 \left(\frac{n_w}{n_{tot}} \right)^{-0,17} - 3 \right] \left(1 - \frac{x}{b} \right)^2 + 0,15 \right], \quad (9.1)$$

where $v_{L,Ed}$ is the design longitudinal shear per unit length in the concrete slab due to global effects for the web considered, determined using effective widths for shear lag,

n_{tot} is the total number of connectors of the same size per unit length of girder as shown in Figure 9.1, provided that the number of connectors per unit area does not increase with x ,

n_w is the number of connectors per unit length placed within a distance from the web equal to the larger of $10t_f$ and 200 mm, where t_f is the thickness of the steel plate. For these connectors x should be taken as 0,

b is equal to half the distance between adjacent webs or the distance between the web and the free edge of the flange.

Якщо полкичка виступає назовні стінки на відстань a_w (див. рисунок 9.1), кількість з'єднувальних елементів n_{tot} і n_w може включати з'єднувальні елементи, що розміщені на даній полиці. Зсувні з'єднувальні елементи концентруються в області n_w відповідно до рисунку 9.1. Крок з'єднувальних елементів має відповідати умовам (7) з метою запобігання передчасної місцевої деформації плити.

In case of a flange projecting distance a_w outside the web according to Fig. 9.1, the number of connectors n_{tot} and n_w may include connectors placed on this flange. Shear connectors should be concentrated in the region for n_w according to Fig. 9.1. The spacing of the connectors should fulfill the conditions in (7) to avoid premature local buckling of the plate.

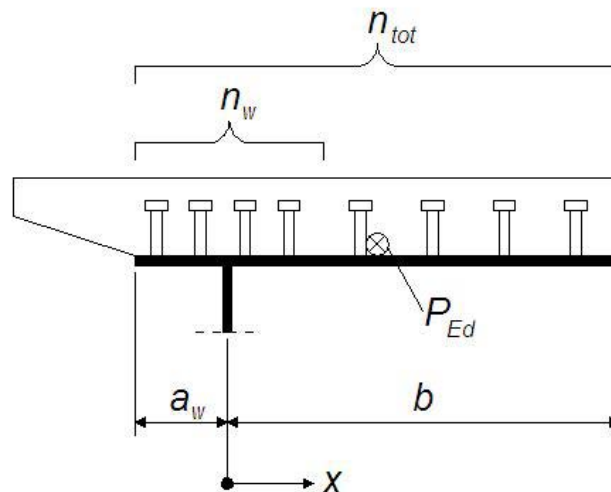


Рисунок 9.1 — Визначення позначень за рвнянням (9.1)
Figure 9.1: Definition of notations in equation (9.1)

(5) Більш точне визначення розподілу сил поздовжнього зсуву у сталезалізобетонних нижніх полицях коробчастих перерізів згідно з (4) не вимагається, якщо розташування зсувних з'єднувальних елементів вибирається на підставі таких правил:

- зсувні з'єднувальні елементи мають концентруватися у кутах балки коробчастого перерізу;
- принаймні 50% загальної кількості зсувних з'єднувальних елементів, що відповідають за передачу сили поздовжнього зсуву від стінки до нижньої бетонної полиці, мають прикріплюватись до стінки і в межах ширини b_f сталевій нижній полиці. Ширина b_f сталевій нижньої полиці має прийматися як найбільше із значень:
 $b_f = 20 t_f$, $b_f = 0.2 b_{ei}$ і $b_f = 400$ мм
де b_{ei} - робоча ширина нижньої полиці відповідно до 5.4.1.2;

(5) A more accurate determination of the distribution of longitudinal shear forces in composite bottom flanges of box sections according to (4) is not required, if the arrangement of the shear connectors is based on the following rules:

- Shear connectors should be concentrated in the corners of the box girder;
- At least 50% of the total amount of shear connectors, which are responsible for the transfer of the longitudinal shear force from a web in the bottom concrete flange should be attached to the web and within the width b_f of the steel bottom flange. The width b_f of the steel bottom flange should be taken as the largest of

$b_f = 20 t_f$, $b_f = 0.2 b_{ei}$ and $b_f = 400$ мм
where b_{ei} is the effective width of the lower flange according to 5.4.1.2 and t_f the thickness of the steel

<p>t_f - товщина сталевий нижньої полиці.</p> <p>(6) Для граничних станів за умовою втрати міцності можна припустити, що всі з'єднувальні елементи у межах робочої ширини несуть однакове поздовжнє зусилля.</p> <p>(7) Там, де обмеження від з'єднувальних елементів має запобігати місцевій втраті стійкості сталевих елементів сталезалізобетонної стиснутої плити, міжцентрові відстані з'єднувальних елементів не мають перевищувати граничні значення, що наведено у таблиці 9.1.</p>	<p>bottom flange.</p> <p>(6) For ultimate limit states it may be assumed that all connectors within the effective width carry the same longitudinal force.</p> <p>(7) Where restraint from shear connectors is relied upon to prevent local buckling of the steel element of a composite plate in compression, the centre-to-centre spacings of the connectors should not exceed the limits given in Table 9.1.</p>
--	---

Таблиця 9.1 - Верхні граничні значення інтервалів зсувних з'єднувальних елементів у стиснутій сталезалізобетонній плиті

		Клас 2	Клас 3
Впоперек напрямку стискального напруження	Консольна ділянка полиці	$14t_\varepsilon$	$20t_\varepsilon$
	Внутрішня ділянка полиці	$45t_\varepsilon$	$50t_\varepsilon$
У напрямку стискального напруження	Консольна і внутрішня ділянка полиці	$22t_\varepsilon$	$25t_\varepsilon$

$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$, де f_y наводиться у Н/мм²; t — товщина сталевий полиці.

Table 9.1: Upper limits to spacings of shear connectors in a composite plate in compression

		Class 2	Class 3
Transverse to the direction of compressive stress	outstand flange:	$14 t\varepsilon$	$20 t\varepsilon$
	interior flange:	$45 t\varepsilon$	$50 t\varepsilon$
In the direction of compressive stress	outstand and interior flanges:	$22 t\varepsilon$	$25 t\varepsilon$

$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$, with f_y in N/mm² t – thickness of the steel flange

Додаток С
(довідковий)

Стержні упорів з головками, що викликають появу розколювальних сил у напрямку товщини плити

С.1 Розрахунковий опір і деталізація

(1) Розрахунковий опір зрушенню стержня упору з головкою відповідно до 6.6.3.1, який викликає появу розколювальних сил у напрямку товщини плити (рисунок С.1), має визначатися для граничних станів за умовою міцності, крім втомної міцності, з рівняння (С.1), якщо при цьому виходить менше значення у порівнянні із значенням з рівнянь (6.18) і (6.19):

$$P_{Rd,L} = \frac{1,4(f_{ck}da'_r)0,4(a/S)0,3}{\gamma_V} [kH], \quad (C.1)$$

де a'_r - робоча відстань до краю; $= a_r - c_v - v$
 $s / 2 \geq 50$ мм;

k_v - для зсувного з'єднання у крайньому положенні дорівнює 1;

- для зсувного з'єднання у проміжному положенні дорівнює 1,14;

γ_V - частинний коефіцієнт;

Примітка - Див примітку у 6.6.3.1 (1) для γ_V .

f_{ck} - характеристична циліндрична міцність бетону розглянутого віку, Н/мм²;

d - діаметр стержня упору при $19 \leq d \leq 25$ мм;

h - загальна висота стержня упору з головкою при $h / d \geq 4$;

a - горизонтальний крок стержнів упорів при $110 \leq a \leq 440$ мм;

s - крок хомутів при $a/2 \leq s \leq a$ та $s/ar' \leq 3$;

v_s - діаметр хомутів при $v_s \geq 8$ мм;

v_l - діаметр поздовжньої арматури при $v_l \geq 10$ мм;

c_v - вертикальний захисний шар бетону [мм], згідно з рисунком С.1.

Annex C
(Informative)

Headed studs that cause splitting forces in the direction of the slab thickness

C.1 Design resistance and detailing

(1) The design shear resistance of a headed stud according to 6.6.3.1, that causes splitting forces in the direction of the slab thickness, see Figure C.1, should be determined for ultimate limit states other than fatigue from equation (C.1), if this leads to a smaller value than that from equations (6.18) and (6.19):

$$P_{Rd,L} = \frac{1,4(f_{ck}da'_r)0,4(a/S)0,3}{\gamma_V} [kN], \quad (C.1)$$

where:

a'_r is the effective edge distance; $= a_r - c_v - v$
 $s / 2 \geq 50$ mm;

$k_v = 1$ for shear connection in an edge position,
 $= 1.14$ for shear connection in a middle position;

γ_V is a partial factor;

NOTE: See the Note to 6.6.3.1(1) for γ_V

f_{ck} is the characteristic cylinder strength of the concrete at the age considered, in N/mm²;

d is the diameter of the shank of the stud with $19 \leq d \leq 25$ mm;

h is the overall height of the headed stud with $h/d \geq 4$;

a is the horizontal spacing of studs with $110 \leq a \leq 440$ mm;

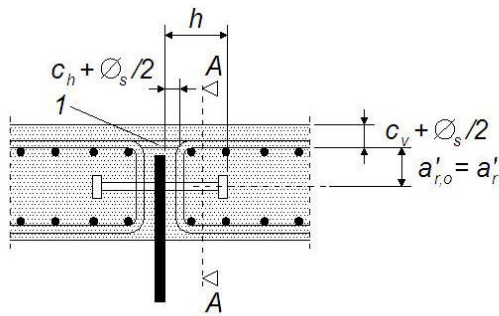
s is the spacing of stirrups with both $a/2 \leq s \leq a$ and $s/ar' \leq 3$;

v_s is the diameter of the stirrups with $v_s \geq 8$ mm;

v_l is the diameter of the longitudinal reinforcement with $v_l \geq 10$ mm;

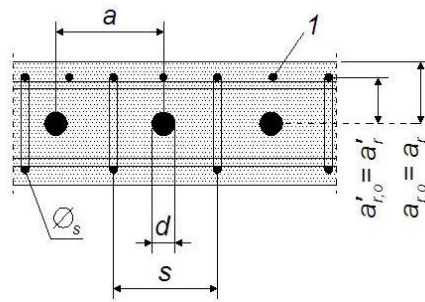
c_v is the vertical concrete cover according to Fig. C.1 in [mm].

Проміжне положення
middle position

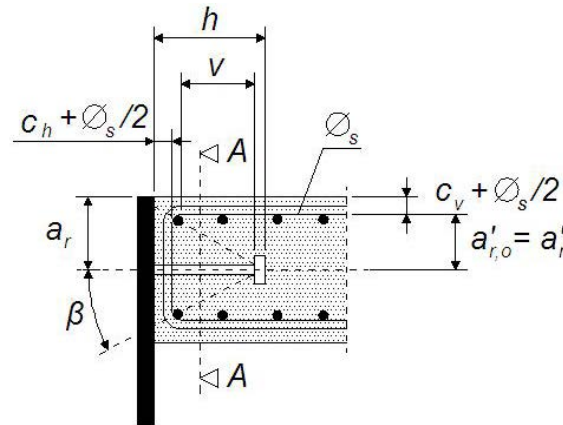


Section A-A

разрез А-А



Крайнє положення
edge position



1 - Поперечна арматура

Рисунок С.1 - Положення та геометричні параметри зсувних з'єднань зі стержнями упорів, розташованими у горизонтальному напрямку
Figure C.1: Position and geometrical parameters of shear connections with horizontally arranged studs

Key: 1) transverse reinforcement

(2) Руйнування в результаті відмови стержнів упорів на кромці плити має бути попереджено за допомогою виконання таких умов:

бетон без тріщин:

$$\beta \leq 30^\circ \text{ або } v \geq \max \{ 110 \text{ мм}; 1,7 a'_r; 1,7s/2 \};$$

бетон з тріщинами:

$$\beta \leq 23^\circ \text{ або } v \geq \max \{ 160 \text{ мм}; 2,4a'_r; 2,4s/2 \},$$

де v аналогічно значенню на рисунку С.1.

(3) Розколювальній силі в напрямку товщини плити мають протистояти хомути, що розраховані на розтягувальну силу відповідно до рівняння

$$T_d = 0.3 P_{Rd,L} \quad (C.2)$$

(4) Необхідно враховувати вплив вертикального зсуву на розрахунковий опір з'єднувального стержня упору, який викликано впливом вертикальної опори плити. Взаємодію може бути перевірено за формулою:

(2) A failure by pull-out of the stud at the edge of the slab should be prevented by fulfilling the following conditions:

uncracked concrete:

$$\beta \leq 30^\circ \text{ or } v \geq \max \{ 110 \text{ mm}; 1.7 a'_r; 1.7 s / 2 \}$$

cracked concrete:

$$\beta \leq 23^\circ \text{ or } v \geq \max \{ 160 \text{ mm}; 2.4 a'_r; 2.4 s / 2 \}$$

with v as shown in Figure C.1.

(3) The splitting force in direction of the slab thickness should be resisted by stirrups, which should be designed for a tensile force according the following equation:

$$T_d = 0.3 P_{Rd,L} \quad (C.2)$$

(4) The influence of vertical shear on the design resistance of a stud connector due to vertical support of the slab should be considered. The interaction may be verified by the following equation:

$\left(\frac{F_{d,L}}{P_{Rd,L}}\right)^{1,2} + \left(\frac{F_{d,V}}{P_{Rd,L}}\right)^{1,2} \leq 1, \quad (C.3)$ <p>де</p> $P_{Rd,L} = \frac{0,012(f_{ck}\phi)^{0,5}(d a/s)^{0,4}(\phi_s)^{0,3}(a'_{r,0})^{0,7}}{\gamma_v}, [kH] \quad (C.4)$ <p>де $a'_{r,0}$ - відповідна робоча відстань від кромки при $a'_{r,0} = a_{r,0} - c_v - v_s / 2 \geq 50$ мм.</p> <p>Крім проектних вимог, що зазначені в С.1 (1), мають бути задоволені умови: $h \geq 100$ мм; $110 \leq a \leq 250$ мм; $v_s \leq 12$ мм; $\theta_1 \leq 16$ мм.</p> <p>С.2 Втомна міцність</p> <p>(1) Крива втомної міцності стержнів упорів з головками, що викликають появу розколювальних сил у напрямку товщини плити згідно з С.1 (1), наводиться для звичайного важкого бетону з використанням нижніх значень з 6.8.3 і рівняння (С.5):</p> $(\Delta P_R)^m N = (\Delta P_c)^m N_c \quad (C.5)$ <p>де ΔP_R- втомна міцність на основі різниці поздовжнього зсуву на стержень упору; ΔP_c- опорне значення втомної міцності при $N_c = 2 \times 10^6$ згідно з таблицею С.1; m-нахил кривої втомної міцності при $m=8$; N - кількість циклів амплітуди сили. У таблиці С.1 a_r є робочою відстанню від кромки згідно з С.1 (1) і рисунком С.1.</p>	$\left(\frac{F_{d,L}}{P_{Rd,L}}\right)^{1,2} + \left(\frac{F_{d,V}}{P_{Rd,L}}\right)^{1,2} \leq 1, \quad (C.3)$ <p>With</p> $P_{Rd,L} = \frac{0,012(f_{ck}\phi)^{0,5}(d a/s)^{0,4}(\phi_s)^{0,3}(a'_{r,0})^{0,7}}{\gamma_v}, [kN] \quad (C.4)$ <p>where $a'_{r,0}$ is the relevant effective edge distance with $a'_{r,0} = a_{r,0} - c_v - v_s / 2 \geq 50$ mm. Beside the design requirements given in C.1(1) the following conditions should be satisfied: $h \geq 100$ mm; $110 \leq a \leq 250$ mm; $v_s \leq 12$ mm; $\theta_1 \leq 16$ mm.</p> <p>C.2 Fatigue strength</p> <p>(1) The fatigue strength curve of headed studs causing splitting forces in the direction of the slab thickness according to C.1(1) is given for normal-weight concrete by the lower of the values from 6.8.3 and equation (C.5):</p> $(\Delta P_R)^m N = (\Delta P_c)^m N_c \quad (C.5)$ <p>where: ΔP_R is the fatigue strength based on difference of longitudinal shear force per stud; ΔP_c is the reference value of fatigue strength at $N_c = 2 \times 10^6$ according to Table C.1; m is the slope of the fatigue strength curve with $m = 8$; N is the number of force range cycles. In Table C.1 a_r is the effective edge distance according Figure C.1 and clause C.1(1).</p>
---	--

Таблиця С.1 - Втомна міцність ΔP_c для з'єднувальних стержнів упорів, розміщених у горизонтальному положенні

a_r [мм]	50	≥ 100	Примітка: Для $50 < a_r < 100$ мм ΔP_c слід визначати за лінійною інтерполяцією.
ΔP_c [кН]	24,9	35,6	

Table C.1: Fatigue strength ΔP_c for horizontally arranged studs

a_r [mm]	50	≥ 100	NOTE: For $50 < a_r < 100$ mm ΔP_c should be determined by linear interpolation.
ΔP_c [kN]	24,9	35,6	

(2) Для максимальної сили поздовжнього зсуву на з'єднувальний елемент застосовується 6.8.1 (3).	(2) For the maximum longitudinal shear force per connector 6.8.1(3) applies.
---	--