



**НАЦІОНАЛЬНИЙ СТАНДАРТ УКРАЇНИ**

---

**ЄВРОКОД 8.  
ПРОЕКТУВАННЯ СЕЙСМОСТІЙКИХ КОНСТРУКЦІЙ  
Частина 2. МОСТИ  
(EN 1998-2:2005, IDT)**

**ДСТУ-Н Б EN 1998-2:201X**  
(Проект, остаточна редакція)

**Київ  
Мінрегіон України  
201X**

## ПЕРЕДМОВА

1 ВНЕСЕНО: Державне підприємство „Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій”

ПЕРЕКЛАД І НАУКОВО-ТЕХНІЧНЕ РЕДАГУВАННЯ: **Ю. Немчинов**, доктор техн. наук; **М. Мар'єнков**, канд. техн. наук; **О. Хавкін**, канд. техн. наук (науковий керівник); **В. Тарасюк**, канд. техн. наук; **Ю. Калюх**, д-р техн. наук; **Т. Мірошник**; **О. Недзведська**; **О. Панчик**

2 НАДАНО ЧИННОСТІ:  
наказ Мінрегіону України від \_\_.\_\_.201X . № \_\_\_\_ з \_\_\_\_\_

3 Національний стандарт відповідає EN 1998-2:2005 Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Part 2: Bridges (Єврокод 8. Проектування сейсмостійких конструкцій. Частина 2. Мости ) разом із змінами EN 1998-2:2005/A1:2009, EN 1998-2:2005/A2:2011 і технічною поправкою EN 1998-2:2005/AC:2010

Ступінь відповідності – ідентичний (IDT)

Переклад з англійської (en)

Цей стандарт видано з дозволу CEN

4 УВЕДЕНО ВПЕРШЕ

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

## НАЦІОНАЛЬНИЙ ВСТУП

Цей стандарт є тотожний переклад EN 1998-2:2005 Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Part 2: Bridges (Єврокод 8. Проектування сейсмостійких конструкцій. Частина 2. Мости ) разом із змінами EN 1998-2:2005/A1:2009, EN 1998-2:2005/A2:2011 і технічною поправкою EN 1998-2:2005/AC:2010.

EN 1998-2:2005 “Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Part 2: Bridges” підготовлено Технічним комітетом CEN/TC 250 “Structural Eurocodes” (Єврокоди конструкцій), секретаріатом якого керує BSI (Британський інститут стандартів).

До національного стандарту долучено англomовний текст.

На території України як національний стандарт діє ліва колонка тексту ДСТУ-Н Б EN 1998-2:201X “Єврокод 8. Проектування сейсмостійких конструкцій. Частина 2: Мости (EN 1998-2:2005, IDT)”, викладена українською мовою.

Відповідно до ДБН А.1.1-1-2009 ”Основні положення” цей стандарт відноситься до комплексу нормативних документів у галузі будівництва В.2.6 “Конструкції будинків і споруд”.

Стандарт містить вимоги, які відповідають чинному законодавству України.

Технічний комітет, відповідальний за цей стандарт – ТК 304 “Захист будівель і споруд”.

До стандарту внесено такі редакційні зміни:

- слова “цей європейський стандарт” замінено на “цей стандарт”;
- структурні елементи стандарту: “Обкладинка”, “Передмова”, “Національний вступ”, “Зміст” та “Бібліографічні дані”- оформлено згідно з вимогами національної стандартизації України;
- крапку замінено на кому як вказівник десяткових знаків.

Перелік національних стандартів України (ДСТУ), ідентичних МС, посилання на які є в EN 1998-2:2005, разом із змінами EN 1998-2:2005/A1:2009, EN 1998-2:2005/A2:2011 та технічною поправкою EN 1998-2:2005/AC:2010, наведено в Додатку НА.

Копії МС, що неприйняті як національні стандарти, але на які є посилання в EN 1998-2:2005, можна отримати в Головному фонді нормативних документів ДП «УкрНДНЦ».

## ЗМІСТ

	С.		Р.
Вступ	X	Foreword	X
Основи програми Єврокоду	XI	Background of the Eurocode programme	XI
Статус і сфера застосування Єврокодів	XII	Status and field of application of Eurocodes	XII
Національні Стандарти, що впроваджують Єврокоди	XV	National Standards implementing Eurocodes	XVI
Зв'язок між Єврокодами і гармонізованими умовами (EN-и і ЕТА-и) для виробів	XV	Links between Eurocodes and harmonised technical specifications (ENs and ETAs) for products	XV
Додаткова інформація, що відноситься до EN 1998-2	XVI	Additional information specific to EN 1998-2	XVI
Національний додаток до EN 1998-4	XVI	National annex for EN 1998-2	XVI
1 Загальні положення	1	1 Introduction	1
1.1 Сфера застосування	1	1.1 Scope	1
1.1.1 Сфера застосування EN 1998-2	1	1.1.1 Scope of EN 1998-2	1
1.1.2 Решта частин EN1998	3	1.1.2 Further parts of EN 1998	3
1.2 Посилання на нормативні документи	3	1.2 Normative References	3
1.2.1 Застосування	3	1.2.1 Use	3
1.2.2 Посилання на загальні стандарти	3	1.2.2 General reference standards	3
1.2.3 Посилання на коди і стандарти	3	1.2.3 Reference Codes and Standards	3
1.2.4 Посилання на додаткові загальні і інші стандарти для мостів	3	1.2.4 Additional general and other reference standards for bridges	3
1.3 Положення	4	1.3 Assumptions	4
1.4 Відмінності між принципами і правилами застосування	4	1.4 Distinction between principles and application rules	4
1.5 Визначення	4	1.5 Definitions	4
1.5.1 Загальні положення	4	1.5.1 General	4
1.5.2 Терміни, загальні для всіх Єврокодів	4	1.5.2 Terms common to all Eurocodes	4
1.5.3 Інші терміни, використовувані в EN 1998-2	4	1.5.3 Further terms used in EN 1998-2	4
1.6 Символи	6	1.6 Symbols	6
1.6.1 Загальні положення	6	1.6.1 General	6
1.6.2 Інші символи, що використані в розділах 2 і 3 стандарту EN 1998-2	6	1.6.2 Further symbols used in Sections 2 and 3 of EN 1998-2	6
1.6.3 Інші символи, використовувані в розділі 4 стандарту EN 1998-2	7	1.6.3 Further symbols used in Section 4 of EN 1998-2	7
1.6.4 Інші символи, використовувані в розділі 5 стандарту EN 1998-2	9	1.6.4 Further symbols used in Section 5 of EN 1998-2	9

1.6.5	Інші символи, використовувані в розділі 6 стандарту EN 1998-2	10	1.6.5	Further symbols used in Section 6 of EN 1998-2	10
1.6.6	Інші символи, використовувані в розділі 7 і в Додатках J, JJ та K стандарту EN 1998-2	11	1.6.6	Further symbols used in Section 7 and Annexes J, JJ and K of EN 1998-2	11
2	Основні вимоги і критерії відповідності	15	2	Basic requirements and compliance criteria	15
2.1	Розрахункова сейсмічна активність	15	2.1	Design seismic action	15
2.2	Основні вимоги	16	2.2	Basic requirements	16
2.2.1	Загальні положення	16	2.2.1	General	16
2.2.2	Без руйнування (граничний стан по втраті несучої здатності)	16	2.2.2	No-collapse (ultimate limit state)	16
2.2.3	Мінімізація збитку (граничний стан по міцності і експлуатації)	17	2.2.3	Minimisation of damage (serviceability limit state)	17
2.3	Критерій відповідності	18	2.3	Compliance criteria	18
2.3.1	Загальні положення	18	2.3.1	General	18
2.3.2	Передбачувані сейсмічні характеристики	18	2.3.2	Intended seismic behaviour	18
2.3.3	Перевірка міцності	21	2.3.3	Resistance verifications	21
2.3.4	Розрахунок несучої здатності	22	2.3.4	Capacity design	22
2.3.5	Забезпечення податливості	22	2.3.5	Provisions for ductility	22
2.3.6	З'єднання. Контроль переміщень. Конструювання	25	2.3.6	Connections. Control of displacements. Detailing	25
2.3.7	Спрощений критерій	30	2.3.7	Simplified criteria	30
2.4	Ескізне проектування	31	2.4	Conceptual design	31
3	Сейсмічна активність	34	3	Seismic action	34
3.1	Визначення сейсмічної активності	34	3.1	Definition of the seismic action	34
3.1.1	Загальні положення	34	3.1.1	General	34
3.1.2	Застосування компонентів руху	34	3.1.2	Application of the components of the motion	34
3.2	Кількісний вираз компонентів	35	3.2	Quantification of the components	35
3.2.1	Загальні положення	35	3.2.1	General	35
3.2.2	Спектр пружної реакції, залежний від напрямку	35	3.2.2	Site dependent elastic response spectrum	35
3.2.3	Представлення динаміки змін	36	3.2.3	Time-history representation	36
3.2.4	Визначення проектного спектру при лінійних розрахунках	37	3.2.4	Site dependent design spectrum for linear analysis	37
3.3	Просторова мінливість сейсмічної дії	37	3.3	Spatial variability of the seismic action	37
4	Розрахунок	42	4	Analysis	42
4.1	Моделювання	42	4.1	Modelling	42
4.1.1	Динамічні ступені свободи	42	4.1.1	Dynamic degrees of freedom	42
4.1.2	Маси	42	4.1.2	Masses	42
4.1.3	Амортизуючі пристрої і	43	4.1.3	Damping of the structure and	43

	жорсткість елементів			stiffness of members	
4.1.4	Моделювання ґрунтів	44	4.1.4	Modelling of the soil	44
4.1.5	Дія кручення	44	4.1.5	Torsional effects	44
4.1.6	Коефіцієнти роботи для лінійного розрахунку	46	4.1.6	Behaviour factors for linear analysis	46
4.1.7	Вертикальна складова сейсмічної дії	50	4.1.7	Vertical component of the seismic action	50
4.1.8	Стандартна і нестандартна сейсмостійкість податливих мостів	50	4.1.8	Regular and irregular seismic behaviour of ductile bridges	50
4.1.9	Нелінійний розрахунок нестандартних мостів	52	4.1.9	Non-linear analysis of irregular bridges	52
4.2	Методи розрахунку	52	4.2	Methods of analysis	52
4.2.1	Лінійний динамічний розрахунок. Спектрально-модальний метод	52	4.2.1	Linear dynamic analysis - Response spectrum method	52
4.2.2	Метод головних форм коливань	55	4.2.2	Fundamental mode method	55
4.2.3	Альтернативні лінійні методи	59	4.2.3	Alternative linear methods	59
4.2.4	Нелінійний динамічний розрахунок на акселерограми	59	4.2.4	Non-linear dynamic time-history analysis	59
4.2.5	Статичний нелінійний метод (розрахунок по несучій здатності)	62	4.2.5	Static non-linear analysis (pushover analysis)	62
5	Перевірка міцності	64	5	Strength verification	64
5.1	Загальні положення	64	5.1	General	64
5.2	Матеріали і проектна міцність	64	5.2	Materials and design strength	64
5.2.1	Матеріали	64	5.2.1	Materials	64
5.2.2	Проектна міцність	64	5.2.2	Design strength	64
5.3	Розрахунок допустимих навантажень	64	5.3	Capacity design	64
5.4	Ефекти другого порядку	67	5.4	Second order effects	67
5.5	Поєднання сейсмічної активності з іншими видами впливів	68	5.5	Combination of the seismic action with other actions	68
5.6	Перевірка стійкості залізобетонних перетинів	69	5.6	Resistance verification of concrete sections	69
5.6.1	Проектна стійкість	69	5.6.1	Design resistance	69
5.6.2	Структури з обмеженим параметром податливості	69	5.6.2	Structures of limited ductile behaviour	69
5.6.3	Конструкції з обмеженою податливістю	70	5.6.3	Structures of ductile behaviour	70
5.7	Перевірка стійкості для сталевих і складених елементів	80	5.7	Resistance verification for steel and composite members	80
5.7.1	Сталеві опори	80	5.7.1	Steel piers	80
5.7.2	Сталева або складена пролітна будова	82	5.7.2	Steel or composite deck	82
5.8	Фундаменти	82	5.8	Foundations	82
5.8.1	Загальні положення	82	5.8.1	General	82
5.8.2	Розрахункова дія	82	5.8.2	Design action effects	82
5.8.3	Перевірка стійкості	82	5.8.3	Resistance verification	82

6	Конструювання	83	6	Detailing	83
6.1	Загальні положення	83	6.1	General	83
6.2	Залізобетонні опори	83	6.2	Concrete piers	83
6.2.1	Непряме армування	83	6.2.1	Confinement	83
6.2.2	Втрата стійкості подовжньої стислої арматури	88	6.2.2	Buckling of longitudinal compression reinforcement	88
6.2.3	Інші правила	89	6.2.3	Other rules	89
6.2.4	Порожністі опори	89	6.2.4	Hollow piers	89
6.3	Сталеві опори	90	6.3	Steel piers	90
6.4	Фундаменти	90	6.4	Foundations	90
6.4.1	Фундаменти на природній основі	90	6.4.1	Spread foundation	90
6.4.2	Пальовий фундамент	90	6.4.2	Pile foundations	90
6.5	Конструкції з граничним обмеженням податливості	91	6.5	Structures of limited ductile behaviour	91
6.5.1	Перевірка податливості критичних перетинів	91	6.5.1	Verification of ductility of critical sections	91
6.5.2	Запобігання крихкому руйнуванню спеціальних неподатливих елементів	92	6.5.2	Avoidance of brittle failure of specific non-ductile components	92
6.6	Опорні частини і сейсмичні в'язі	92	6.6	Bearings and seismic links	92
6.6.1	Загальні вимоги	92	6.6.1	General requirements	92
6.6.2	Опорні частини	94	6.6.2	Bearings	94
6.6.3	Сейсмичні в'язі і елементи, що сприймають динамічні навантаження	95	6.6.3	Seismic links, holding-down devices, shock transmission units	95
6.6.4	Мінімальні значення довжини перекриття	98	6.6.4	Minimum overlap lengths	98
6.7	Бетонні опори і підпірні стінки	100	6.7	Concrete abutments and retaining walls	100
6.7.1	Загальні вимоги	100	6.7.1	General requirements	100
6.7.2	Опори, гнучко сполучені з пролітною будовою	100	6.7.2	Abutments flexibly connected to the deck	100
6.7.3	Опори, жорстко сполучені з пролітною будовою	101	6.7.3	Abutments rigidly connected to the deck	101
6.7.4	Водопрпускні труби з великою глибиною засипки	103	6.7.4	Culverts with large overburden	103
6.7.5	Підпірні стіни	105	6.7.5	Retaining walls	105
7	Мости з сейсмичною ізоляцією	106	7	Bridges with seismic isolation	106
7.1	Загальні положення	106	7.1	General	106
7.2	Визначення	106	7.2	Definition	106
7.3	Основні вимоги і критерій відповідності	108	7.3	Basic requirements and compliance criteria	108
7.4	Сейсмична дія	109	7.4	Seismic action	109
7.4.1	Сфера застосування	109	7.4.1	Design spectra	109
7.4.2	Представлення динаміки змін	109	7.4.2	Time-history representation	109
7.5	Процедури розрахунку і моделювання	109	7.5	Analysis procedures and modelling	109
7.5.1	Загальні положення	109	7.5.1	General	109
7.5.2	Розрахункові характеристики сейсмоізоляційної системи	110	7.5.2	Design properties of the isolating system	110

7.5.3	Умови застосування методів розрахунку	118	7.5.3	Conditions for application of analysis methods	118
7.5.4	Спектральний розрахунок з урахуванням вищих форм коливань	119	7.5.4	Fundamental mode spectrum analysis	119
7.5.5	Багаторежимний спектральний розрахунок	123	7.5.5	Multi-mode Spectrum Analysis	123
7.5.6	Розрахунок динаміки змін	125	7.5.6	Time history analysis	125
7.5.7	Вертикальна складова сейсмічної дії	125	7.5.7	Vertical component of seismic action	125
7.6	Перевірка	125	7.6	Verifications	125
7.6.1	Розрахункова сейсмічна ситуація	125	7.6.1	Seismic design situation	125
7.6.2	Сейсмоізоляційна система	125	7.6.2	Isolating system	125
7.6.3	Опори і пролітна будова	127	7.6.3	Substructures and superstructure	127
7.7	Спеціальні вимоги для сейсмоізоляційної системи	129	7.7	Special requirements for the isolating system	129
7.7.1	Поперечна відновна здатність	129	7.7.1	Lateral restoring capability	129
7.7.2	Обмеження поперечних переміщень в рівні верху сейсмоізоляції	131	7.7.2	Lateral restraint at the isolation interface	131
7.7.3	Контроль і технічне обслуговування	132	7.7.3	Inspection and Maintenance	132
Додаток А	Вірогідність, що стосується початкової сейсмічної дії. Рекомендації по вибору розрахункової сейсмічної дії на стадії будівництва	133	Annex A	Probabilities related to the reference seismic action. Guidance for the selection of design seismic action during the construction phase	133
Додаток В	Взаємозв'язок між податливістю до переміщення і податливістю до згину пластичних шарнірів в залізобетонних опорах	135	Annex B	Relationship between displacement ductility and curvature ductility factors of plastic hinges in concrete piers	135
Додаток С	Розрахунок ефективної жорсткості податливих залізобетонних елементів	137	Annex C	Estimation of the effective stiffness of reinforced concrete ductile members	137
Додаток Д	Просторова мінливість сейсмічного коливання ґрунту: модель і методи розрахунку	139	Annex D	Spatial variability of earthquake ground motion: model and methods of analysis	139
Додаток Е	Характеристики матеріалів і деформаційні властивості пластичних шарнірів для нелінійного розрахунку	149	Annex E	Probable material properties and plastic hinge deformation capacities for non linear analyses	149
Додаток F	Додана маса води, що залучається, для опор, розташованих нижче за рівень води	155	Annex F	Added mass of entrained water for immersed piers	155
Додаток G	Розрахунок допустимих навантажень	157	Annex G	Calculation of capacity design effects	157
Додаток H		159	Annex H		159



Статичний нелінійний розрахунок (розрахунок по несучій здатності)		Static non-linear analysis (pushover)	
Додаток J	163	Annex J	163
Зміна проектних характеристик сейсмічних ізоляторів		Variation of design properties of seismic isolator units	
Додаток JJ	166	Annex JJ	166
Коефіцієнти $\lambda$ для сейсмоізоляторів загального типу		$\lambda$ – factors for common isolator types	
Додаток K	168	Annex K	168
Випробування для перевірки розрахункових характеристик сейсмоізоляторів		Tests for validation of design properties of seismic isolator units	
Додаток NA	174	Annex NA	174
Перелік національних стандартів України (ДСТУ), ідентичних MS, посилання на які є в EN 1998-2:2005, разом із змінами EN 1998-2:2005/A1:2009, EN 1998- 2:2005/A2:2011 і технічною поправкою EN 1998-2:2005/AC:2010		List of National Standards of Ukraine (SSU), identical MS, which are referenced in EN 1998-2:2005, together with changes EN 1998-2:2005 / A1: 2009, EN 1998- 2:2005 / A2: 2011 and technical amendment EN 1998-2:2005 / AC: 2010	

## Вступ

Цей Європейський Стандарт EN 1998-2, Єврокод 8. Проектування сейсмостійких конструкцій. Частина 2: Мости, був підготовлений Технічним Комітетом CEN/TC 250 "Єврокоди в галузі будівництва", секретаріат якого працює під керівництвом BSI. Секретаріат Технічного комітенту 250 відповідає за всі Єврокоди конструкцій.

Цей Європейський Стандарт повинен отримати статус національного стандарту, або шляхом опублікування ідентичного тексту, або схвалення, не пізніше травня 2006 року. Національні стандарти, що суперечать даному, повинні бути відкликани не пізніше березня 2010 року.

Цей документ замінює собою ENV 1998-2:1994.

Згідно регламенту CEN-CENELEC, Організації Національних стандартів наступних країн зобов'язані застосовувати цей Європейський Стандарт: Австрія, Бельгія, Кіпр, Чеська Республіка, Данія, Естонія, Фінляндія, Франція, Німеччина, Греція, Угорщина, Ісландія, Ірландія, Італія, Латвія, Литва, Люксембург, Мальта, Нідерланди, Норвегія, Польща, Португалія, Словаччина, Словенія, Іспанія, Швеція, Швейцарія та Сполучене Королівство.

## Foreword

This European Standard EN 1998-2, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance: Bridges, has been prepared by Technical Committee CEN/TC250 «Structural Eurocodes», the Secretariat of which is held by BSI. CEN/TC250 is responsible for all Structural Eurocodes.

This European Standard shall be given the status of a National Standard, either by publication of an identical text or by endorsement, at the latest by May 2006, and conflicting national standards shall be withdrawn at latest by March 2010.

This document supersedes ENV 1998-2:1994.

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

## Основи програми Єврокоду

В 1975 році, комісією Європейського Співтовариства було прийнято рішення про програму дій в області будівництва, на підставі статті 95 Договору. Метою програми було усунення технічних перешкод для торгівлі та гармонізації технічних специфікацій.

У рамках цієї програми дій, Комісія ухвалила ініціативу щодо створення набору гармонізованих технічних правил для проектування будівельних робіт, які, на першому етапі будуть служити в якості альтернативи для національних норм, чинних в державах - Членах а, в кінцевому рахунку, замінити їх.

Протягом п'ятнадцяти років, комісія, за допомогою Керівного комітету з Представниками держав - Членів, провела розробку програми Єврокодів, яка привела до першого покоління європейських кодів у 1980-х роках.

В 1989 році, комісія і держави - члени ЄС і **Європейська асоціація вільної торгівлі (ЄАВТ)** вирішили, на підставі згоди<sup>1</sup> між комісією і CEN, передати підготовку і публікацію Єврокодів до CEN через ряд Мандатів, з тим щоб забезпечити їм (Єврокодам) майбутній статус Європейського Стандарту (EN). Це зв'язує фактично Єврокоди з положеннями всіх директив Ради і/або рішень комісії, пов'язаних з європейськими стандартами (наприклад, директива Ради 89/106/ЕЕС про будівельну продукцію - CPD - і директиви Ради 93/37/ЕЕС, 92/50/ЕЕС і 89/440/ЕЕС про громадські роботи, послуги а також відповідних Директив європейської асоціації вільної торгівлі ЄАВТ, ініційованих з ціллю створення

<sup>1</sup>Угода між комісією Європейських Співтовариств і Європейського комітету з Стандартизації (CEN) відносно роботи з ЕВРОКОДАМИ для проектування будівель та будівельних робіт (BC/CEN/03/89).

## Background of the Eurocode programme

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

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

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

In 1989, the Commission and the Member States of the EU and **European Free Trade Association (EFTA)** decided, on the basis of an agreement<sup>1</sup> between the Commission and CEN, to transfer the preparation and the publication of the Eurocodes to CEN through a series of Mandates, in order to provide them with a future status of European Standard (EN). This links *de facto* the Eurocodes with the provisions of all the Council's Directives and/or Commission's Decisions dealing with European standards (e.g. the Council Directive 89/106/EEC on construction products - CPD - and Council Directives 93/37/EEC, 92/50/EEC and 89/440/EEC on public works and services and equivalent EFTA Directives initiated in pursuit of setting

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

внутрішнього ринку.

Структурно програма Будівельних Єврокодів включає в себе такі стандарти, які, як правило, складаються з декількох частин:

EN 1990 Єврокод : Основи проектування конструкцій

EN 1991 Єврокод 1: Дії на конструкції

EN 1992 Єврокод 2: Проектування залізобетонних конструкцій

EN 1993 Єврокод 3: Проектування сталевих конструкцій

EN 1994 Єврокод 4: Проектування сталезалізобетонних конструкцій

EN 1995 Єврокод 5: Проектування дерев'яних конструкцій

EN 1996 Єврокод 6: Проектування кам'яних конструкцій

EN 1997 Єврокод 7: Геотехнічне проектування

EN 1998 Єврокод 8: Проектування сейсмостійких споруд

EN 1999 Єврокод 9: Проектування алюмінієвих конструкцій

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

### **Статус і сфера застосування Єврокодів**

Держави-Члени ЄС і ЄАВТ визнали, що Єврокоди служать в якості довідкового матеріалу для таких цілей:

up the internal market).

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

EN 1990 Eurocode : Basis of Structural Design

EN 1991 Eurocode 1: Actions on structures

EN 1992 Eurocode 2: Design of concrete structures

EN 1993 Eurocode 3: Design of steel structures

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

EN 1995 Eurocode 5: Design of timber structures

EN 1996 Eurocode 6: Design of masonry structures

EN 1997 Eurocode 7: Geotechnical design

EN 1998 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance

EN 1999 Eurocode 9: Design of aluminium structures

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

### **Status and field of application of Eurocodes**

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

- як спосіб доказу відповідності будівель і споруд основним вимогам директиви Ради 89/106/ЕЕС, особливо важлива Вимога № 1 - Механічна стійкість і стабільність - і важлива Вимога № 2 - Безпека у разі пожежі;

- як основа для визначення контрактів на будівельні роботи і суміжні інженерні послуги;

- як основа для розробки гармонізованих технічних специфікацій на будівельну продукцію (європейські норми-EN і європейські технічні допуски –ЕТА).

Єврокоди, в тій мірі, в якій вони стосуються саме будівельних робіт, матимуть прямий зв'язок з Пояснювальними Документами<sup>2</sup>, передбаченими в Статті 12, CPD, хоча вони мають іншу природу від гармонізованих продуктів стандартизації<sup>3</sup>. Таким чином, технічні аспекти, що впливають при роботі з Єврокодами, повинні бути належним чином розглянуті Технічними Комітетами CEN і/або Робочими Групами EOTA, що працюють з стандартами продукції з метою досягнення повної сумісності цих технічних специфікацій з Єврокодами.

Єврокоди надають загальні структурні правила проектування для повсякденного використання при проектуванні будівель і окремих конструкцій як традиційного так і інноваційного характеру. Незвичайні форми конструкцій або проектування умов, які не підпадають до додаткового експертного розгляду, потребують особливого підходу в таких випадках.

<sup>2</sup> Згідно ст. 3.3 CPD, основним вимогам (ER-ам), повинна бути дана конкретна форма в тлумаченні документів для створення необхідних зв'язків між основним вимогам і мандатами для гармонізованих EN-и і ETAG-и/ЕТА-и.

<sup>3</sup> Згідно ст. 12 CPD пояснювальні документи повинні:

а) дати конкретну форму необхідним вимогам по гармонізації термінології і технічним основам і зазначенням класів і рівнів по кожній вимозі в разі

– as a means to prove compliance of building and civil engineering works with the essential requirements of Council Directive 89/106/EEC, particularly Essential Requirement №1 – Mechanical resistance and stability – and Essential Requirement №2 – Safety in case of fire ;

– as a basis for specifying contracts for construction works and related engineering services ;

– as a framework for drawing up harmonised technical specifications for construction products (ENs and ETAs).

The Eurocodes, as far as they concern the construction works themselves, have a direct relationship with the Interpretative Documents<sup>2</sup> referred to in Article 12 of the CPD, although they are of a different nature from harmonised product standards<sup>3</sup>. Therefore, technical aspects arising from the Eurocodes work need to be adequately considered by CEN Technical Committees and/or EOTA Working Groups working on product standards with a view to achieving full compatibility of these technical specifications with the Eurocodes.

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

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

<sup>3</sup> According to Art. 12 of the CPD the interpretative documents shall:

a) give concrete form to the essential requirements by harmonising the terminology and the technical bases and indicating classes or levels for each requirement

потреби;

b) вказати способи зв'язку цих класів і рівнів вимог з технічними характеристиками, *наприклад*, методи обчислення і докази, технічні правила для розробки проекту тощо;

c) служити керівництвом для розробки гармонізованих стандартів і керівних принципів для європейських технічних схвалень.

Єврокоди, *фактично*, грають аналогічну роль у ER 1, та, частково, у ER 2.

where necessary ;

b) indicate methods of correlating these classes or levels of requirement with the technical specifications, *e.g.* methods of calculation and of proof, technical rules for project design, etc. ;

c) serve as a reference for the establishment of harmonised standards and guidelines for European technical approvals.

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

**Національні Стандарти, що впроваджують Єврокоди**

**National Standards implementing Eurocodes**

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

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

Національний додаток може містити тільки інформацію про ті параметри, які залишаються відкритими в Єврокодах для національного вивикористання, відомий як національно встановлені параметри, які будуть використовуватися для проектування та будівництва у конкретній країні, а саме:

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

- значення та/або класи, де варіанти наведені в Єврокодi,
- значення, які можна використовувати там, де символ дано тільки в Єврокодi,
- конкретні дані країни (географічні, кліматичні тощо), наприклад, карту снігового покриву,
- процедура, яка повинна використовуватися як альтернативна процедури, наведеної в Єврокодi.

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

Він також може містити:

It may also contain:

- рішення щодо застосування інформаційних доповнень,
- посилання на несуперечливу додаткову інформацію, щоб допомогти користувачеві застосувати Єврокод.

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

**Зв'язок між Єврокодами і гармонізованими технічними умовами (EN-и і ETA-и) для виробів**

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

Існує необхідність забезпечення

There is a need for consistency between the

послідовності між гармонізуванням технічних специфікацій на будівельні вироби і технічними правилами для роботи<sup>4</sup>. Крім того, вся інформація, яка супроводжує CE-маркировку на будівельну продукцію, яка відноситься до Єврокодів, повинна чітко вказувати, які параметри, визначені на національному рівні, було прийнято до уваги.

### **Додаткова інформація, що відноситься до EN 1998-2**

Обсяг даної частини EN 1998 визначений у **1.1**. За винятком випадків, зазначених у цій частині, сейсмічні впливи визначаються відповідно до EN 1998-1:2004, розділ **3**.

У зв'язку з особливостями опорної мостової антисейсмічної системи, у порівнянні з тими будівлями та іншими спорудами, всі інші розділи цієї частини в загальному випадку безпосередньо не пов'язані з іншими в EN 1998-1:2004. Однак ряд положень EN 1998-1:2004 використовуються в прямих посиланнях.

Так як сейсмічна дія в основному діє на причали і останні, як правило, побудовані із залізобетону, більшу увагу було приділено таким причалам. Каткові опори у багатьох випадках є важливішою частиною сейсмічної системи опори моста і, отже, розглядається відповідним чином. Те ж саме стосується систем пристроїв сейсмоізоляції.

### **Національний додаток до EN 1998-2**

Цей стандарт дає альтернативні процедури, вимоги та рекомендації з примітками, що вказують, де національні уточнення повинні бути зроблені. Тому Національний Стандарт, реалізуючий EN 1998-2, повинен мати Національну програму, що містить всі встановлені

<sup>4</sup> див. розд. 3.3 і розд. 12 з CPD, а також 4.2, 4.3.1, 4.3.2 і 5.2 ID 1.

harmonised technical specifications for construction products and the technical rules for works<sup>4</sup>. Furthermore, all the information accompanying the CE Marking of the construction products which refer to Eurocodes shall clearly mention which Nationally Determined Parameters have been taken into account.

### **Additional information specific to EN 1998-2**

The scope of this Part of EN 1998 is defined in **1.1**. Except where otherwise specified in this Part, the seismic actions are as defined in EN 1998-1:2004, Section **3**.

Due to the peculiarities of the bridge seismic resisting systems, in comparison to those of buildings and other structures, all other sections of this Part are in general not directly related to those of EN 1998-1:2004. However several provisions of EN 1998-1:2004 are used by direct reference.

Since the seismic action is mainly resisted by the piers and the latter are usually constructed of reinforced concrete, a greater emphasis has been given to such piers.

Bearings are in many cases important parts of the seismic resisting system of a bridge and are therefore treated accordingly. The same holds for seismic isolation devices.

### **National annex for EN 1998-2**

This standard gives alternative procedures, values and recommendations for classes, with notes indicating where national choices may have to be made. Therefore the National Standard implementing EN 1998-2 should have a National annex containing all

<sup>4</sup> see Art.3.3 and Art.12 of the CPD, as well as 4.2, 4.3.1, 4.3.2 and 5.2 of ID 1.



державою параметри, які будуть використовуватися для проектування будівель і будівельних робіт, які повинні бути виконані у відповідній країні.

Nationally Determined Parameters to be used for the design of buildings and civil engineering works to be constructed in the relevant country.

Національний вибір допускається в EN 1998-2:2005 через пункти:

National choice is allowed in EN 1998-2:2005 through clauses:

1.1.1 (8)	Інформаційні Додатки А, В, С, D, E, F, H і JJ Informative Annexes A, B, C, D, E, F, H and JJ
2.1(3)P	Визначення періоду повторюваності повернення $T_{NCR}$ сейсмічної дії для потреб розрахунку сейсмостійкості мостів (або, що еквівалентно, визначення ймовірності перевищення в 50 років, $P_{NCR}$ ). Reference return period $T_{NCR}$ of seismic action for the no-collapse requirement of the bridge (or, equivalently, reference probability of exceedance in 50 years, $P_{NCR}$ ).
2.1(4)P	Класи важливості для мостів Importance classes for bridges
2.1(6)	Фактори важливості для мостів Importance factors for bridges
2.2.2(5)	Умови, при яких сейсмічний вплив можна розглядати як випадкову дію, і вимоги 2.2.2(3) і 2.2.2(4) можуть бути послаблені. Conditions under which the seismic action may be considered as accidental action, and the requirements of 2.2.2(3) and 2.2.2(4) may be relaxed.
2.3.5.3 (1)	Вираз для довжини петлі гістерезиса Expression for the length of plastic hinges
2.3.6.3 (5)	Частини проектування зміщення для некритичних структурних елементів Fractions of design displacements for non-critical structural elements
2.3.7 (1)	Випадки з низькою сейсмічністю Cases of low seismicity
2.3.7 (1)	Спрощені критерії для проектування мостів у випадках низької сейсмічності Simplified criteria for the design of bridges in cases of low seismicity
3.2.2.3	Визначення активної похибки Definition of active fault
3.3 (1) P	Довжина суцільного настилу мосту, що має враховуватися для просторової мінливості сейсмічної дії Length of continuous deck beyond which the spatial variability of seismic action may have to be taken into account
3.3 (6)	Відстань, за якою сейсмічні коливання ґрунту можуть бути розглядатися як повністю некорельовані Distance beyond which the seismic ground motions may be considered as completely uncorrelated
3.3 (6)	Параметр розрахункової величини зсуву основи, що відбувається в протилежному напрямку в сусідніх опорах Factor accounting for the magnitude of ground displacements occurring in opposite direction at adjacent supports
4.1.2 (4) P	$\psi_{21}$ значення для транспортного навантаження враховується одночасно з проектуванням сейсмічного впливу $\psi_{21}$ values for traffic loads assumed concurrent with the design seismic

	action
4.1.8 (2)	Верхня межа для значення в лівій стороні виразу (4.4) вважається нерегулярною для сейсмічної поведінки мостів Upper limit for the value in the left-hand-side of expression (4.4) for the seismic behavior of a bridge to be considered irregular
5.3 (4)	Значення коефіцієнту надміцності $\gamma_o$ Value of overstrength factor $\gamma_o$
5.4 (1)	Спрощені методи для визначення вторинних ефектів в лінійному аналізі Simplified methods for second order effects in linear analysis
5.6.2 (2) P b	Значення додаткового коефіцієнту $\gamma_{Bd1}$ зсуву у основі Value of additional safety factor $\gamma_{Bd1}$ on shear resistance
5.6.3.3(1) P b	Альтернативи для визначення коефіцієнта додаткової безпеки $\gamma_{Bd}$ на опір зсуву пластичних елементів за межами петлі гістерезису Alternatives for determination of additional safety factor $\gamma_{Bd}$ on shear resistance of ductile members outside plastic hinges
6.2.1.4 (1) P	Типи периферійної арматури Type of confinement reinforcement
6.5.1 (1) P	Спрощені правила перевірки для мостів з обмеженою граничною пластичністю для випадків з низької сейсмічності Simplified verification rules for bridges of limited ductile behavior in low seismicity cases
6.6.2.3 (3)	Допустима ступінь пошкодження еластомерних опор в мостах, де сейсмічний вплив розглядається як випадкова дія, але не повністю протидіє еластомерним опорам Allowable extent of damage of elastomeric bearings in bridges where the seismic action is considered as accidental action, but is not resisted entirely by elastomeric bearings
6.6.3.2 (1) P	Відсоток стиснення (зверху вниз) реакції в зв'язку з постійними навантаженнями, які перевищують загальну вертикальну реакцію на допоміжні зв'язки проектної сейсмічної дії, необхідної для переведення пристроїв вниз. Percentage of the compressive (downward) reaction due to the permanent load that is exceeded by the total vertical reaction on a support due to the design seismic action, for holding-down devices to be required.
6.7.3 (7)	Верхнє значення проектного сейсмічного переміщення, яке обмежено пошкодженням ґрунту або дамби для випадку жорстко пов'язаних з настилом мосту. Upper value of design seismic displacement to limit damage of the soil or embankment behind abutments rigidly connected to the deck
7.4.1 (1) P	Значення контрольного періоду $T_D$ для проектного спектру мостів з сейсмоізоляцією Value of control period $T_D$ for the design spectrum of bridges with seismic isolation
7.6.2 (1) P	Значення коефіцієнту посилення $\gamma_{IS}$ з проектного переміщення для ізолятора Value of amplification factor $\gamma_{IS}$ on design displacement of isolator units
7.6.2 (5)	Значення $\gamma_m$ для еластомерних підшипників Value of $\gamma_m$ for elastomeric bearings
7.7.1 (2)	Значення коефіцієнтів $\delta_w$ і $\delta_b$ для побічної здатності відновлення системи ізоляцій Values of factors $\delta_w$ and $\delta_b$ for the lateral restoring capability of the

	isolation system
J.1 (2)	Значення мінімальної температури ізолятора в проектних сейсмічних ситуаціях Values of minimum isolator temperature in the seismic design situation
J.2 (1)	Значення коефіцієнту $\lambda$ для ізоляторів, що часто використовуються. Values of $\lambda$ -factors for commonly used isolators



# НАЦІОНАЛЬНИЙ СТАНДАРТ УКРАЇНИ

## ЄВРОКОД 8. ПРОЕКТУВАННЯ СЕЙСМОСТІЙКИХ КОНСТРУКЦІЙ Частина 2. Мости

## ЕВРОКОД 8. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СЕЙСМОСТОЙКИХ КОНСТРУКЦИЙ Часть 2. Мосты

## EUROCODE 8 DESIGN OF STRUCTURES FOR EARTHQUAKE RESISTANCE Part 2: Bridges

Чинний від **201X - XX - XX**

### 1 ЗАГАЛЬНІ ПОЛОЖЕННЯ

#### 1.1 Сфера застосування

##### 1.1.1 Сфера застосування EN 1998-2

(1) Сфера застосування Єврокоду 8 приведена в стандарті EN 1998-1:2004, **1.1.1**, а сфера застосування даного стандарту вказана в **1.1.1**. Додаткові частини Єврокоду 8 приводяться в EN 1998-1:2004, **1.1.3**.

(2) В рамках кола дії стандарту EN 1998-1:2004 дана частина стандарту містить опис експлуатаційних вимог, критеріїв відповідності і правил застосування, що пред'являються до проектування сейсмостійких мостів.

(3) В даній частині розглядаються конструкції мостів, в яких стійкість до горизонтальної сейсмічної дії забезпечується за рахунок міцності вертикальних або похилих опор. Дана частина стосується також сейсмічного проектування вантових і арочних мостів, але не охоплює дані об'єкти в повному обсязі .

(4) Дана частина не розповсюджується на підвісні, дерев'яні, кам'яні і наплавні мости.

(5) У даній частині містяться тільки умови, які

### 1 INTRODUCTION

#### 1.1 Scope

##### 1.1.1 Scope of EN 1998-2

(1) The scope of Eurocode 8 is defined in EN 1998-1:2004, **1.1.1** and the scope of this Standard is defined in **1.1.1**. Additional parts of Eurocode 8 are indicated in EN 1998-1:2004, **1.1.3**.

(2) Within the framework of the scope set forth in EN 1998-1:2004, this part of the Standard contains the particular Performance Requirements, Compliance Criteria and Application Rules applicable to the design of earthquake resistant bridges.

(3) This Part primarily covers the seismic design of bridges in which the horizontal seismic actions are mainly resisted through bending of the piers or at the abutments; i.e. of bridges composed of vertical or nearly vertical pier systems supporting the traffic deck superstructure. It is also applicable to the seismic design of cable-stayed and arched bridges, although its provisions should not be considered as fully covering these cases.

(4) Suspension bridges, timber and masonry bridges, moveable bridges and floating bridges are not included in the scope of this Part.

(5) This Part contains only those provisions that,

є доповненням до інших Єврокодів або частин EN 1998, повинні дотримуватися відносно проектування мостів в сейсмічних районах. В умовах низької сейсмічності може використовуватися спрощений критерій проектування (див. **2.3.7(1)**).

(6) У даній частині розглядаються наступні теми:

- основні вимоги і критерії відповідності;
- сейсмічна дія;
- розрахунок;
- перевірка стійкості;
- конструювання.

У даній частині є також спеціальний розділ, присвячений сейсмічній ізоляції, в якому розглядаються також умови застосування даного методу сейсмічного захисту мостів.

(7) У Додатку G розглядаються правила розрахунку допустимих навантажень.

(8) У Додатку J розглядаються відхилення проектних характеристик амортизаторів і урахування даних відхилень при проектуванні.

ПРИМІТКА 1 У довідковому Додатку A наводяться опис вірогідних сейсмічних дій і рекомендації по вибору проектної сейсмічності на стадії будівництва.

ПРИМІТКА 2 У довідковому Додатку B наводяться дані про взаємозв'язок між зсувною і згинальною податливістю пластичних шарнірів залізобетонних опор.

ПРИМІТКА 3 У довідковому Додатку C наводяться розрахунок ефективної жорсткості податливих залізобетонних елементів.

ПРИМІТКА 4 У довідковому Додатку D наводяться дані для моделювання і розрахунку коливань ґрунту під час землетрусу.

ПРИМІТКА 5 У довідковому Додатку E наводяться опис характеристик матеріалів і допустимі деформації пластичних шарнірів для нелінійного розрахунку.

ПРИМІТКА 6 У довідковому Додатку F наводяться дані для розрахунку доданої маси води для погружних опор.

ПРИМІТКА 7 У довідковому Додатку H наводяться дані для статичного нелінійного розрахунку.

ПРИМІТКА 8 У довідковому Додатку J міститься інформація про коефіцієнти X для амортизаторів

in addition to other relevant Eurocodes or relevant Parts of EN 1998, should be observed for the design of bridges in seismic regions. In cases of low seismicity, simplified design criteria may be established (see **2.3.7(1)**).

(6) The following topics are dealt with in the text of this Part:

- Basic requirements and Compliance Criteria,
- Seismic Action,
- Analysis,
- Strength Verification,
- Detailing.

This Part also includes a special section on seismic isolation with provisions covering the application of this method of seismic protection to bridges.

(7) Annex G contains rules for the calculation of capacity design effects.

(8) Annex J contains rules regarding the variation of design properties of seismic isolator units and how such variation may be taken into account in design.

NOTE 1 Informative Annex A provides information for the probabilities of the reference seismic event and recommendations for the selection of the design seismic action during the construction phase.

NOTE 2 Informative Annex B provides information on the relationship between the displacement ductility and the curvature ductility of plastic hinges in concrete piers.

NOTE 3 Informative Annex C provides information for the estimation of the effective stiffness of reinforced concrete ductile members.

NOTE 4 Informative Annex D provides information for modelling and analysis for the spatial variability of earthquake ground motion.

NOTE 5 Informative Annex E gives information on probable material properties and plastic hinge deformation capacities for non-linear analyses.

NOTE 6 Informative Annex F gives information and guidance for the added mass of entrained water in immersed piers.

NOTE 7 Informative Annex H provides guidance and information for static non-linear analysis (pushover).

NOTE 8 Informative Annex JJ provides information on X-factors for common isolator types.

загального типу.

ПРИМІТКА 9 У довідковому Додатку К наводяться дані про випробування, направлені на підтвердження проектних характеристик сейсмічних ізоляторів.

NOTE 9 Informative Annex K contains tests requirements for validation of design properties of seismic isolator units.

### 1.1.2 Решта частин EN1998

См. EN 1998-1:2004.

### 1.1.2 Further parts of EN 1998

See EN 1998-1:2004.

## 1.2 Посилання на нормативні документи

## 1.2 Normative References

### 1.2.1 Застосування

(1) Наступні нормативні документи містять умови, які через посилання в даному тексті складають умови даного європейського стандарту. Для датованих посилань подальші зміни або поправки до даних публікацій не застосовуються. При цьому сторони, що співробітничать на базі даного стандарту, запрошуються вивчити можливості застосування останніх редакцій нормативних документів, вказаних нижче. Що стосується недатованих посилань, до них застосовується остання редакція вказаного нормативного документа (з поправками).

### 1.2.1 Use

(1)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 (including amendments).

### 1.2.2 Посилання на загальні стандарти

Застосовується EN 1998-1:2004, **1.2.1**.

### 1.2.2 General reference standards

EN 1998-1:2004, **1.2.1** applies.

### 1.2.3 Посилання на коди і стандарти

Застосовується EN 1998-1:2004, **1.2.2**.

### 1.2.3 Reference Codes and Standards

EN 1998-1:2004, **1.2.2** applies.

### 1.2.4 Посилання на додаткові загальні і інші стандарти для мостів

EN 1990: Додаток А2 Основи проектування конструкцій: стосовно мостів.

### 1.2.4 Additional general and other reference standards for bridges

EN 1990: Annex A2 Basis of structural design: Application for bridges

EN 1991-2:2003 Дії на конструкції: навантаження на мости від транспортних засобів.

EN 1991-2:2003 Actions on structures: Traffic loads on bridges

EN 1992-2:2005 Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 2 - Мости.

EN 1992-2:2005 Design of concrete structures. Part 2 – Bridges

EN 1993-2:2005 Проектування сталевих конструкцій. Частина 2 - Мости.

EN 1993-2:2005 Design of steel structures. Part 2 – Bridges

EN 1994-2:2005 Проектування сталезалізобетонних конструкцій. Частина 2 -

EN 1994-2:2005 Design of composite (steel-concrete) structures. Part 2 – Bridges

Мости.

EN 1998-1:2004 Проектування конструкцій на сейсмостійкість. Загальні правила, сейсмоактивність і правила для будівель.

EN 1998-1:2004 Design of structures for earthquake resistance. General rules, seismic actions and rules for buildings

EN 1998-5:2004 Проектування конструкцій з урахуванням сейсмостійкості. Фундаменти, стопорні конструкції і геотехнічні аспекти.

EN 1998-5:2004 Design of structures for earthquake resistance. Foundations, retaining structures and geotechnical aspects.

EN 1337-2:2000 Опорні частини. Частина 2: Елементи ковзання.

EN 1337-2:2000 Structural bearings - Part 2: Sliding elements

EN 1337-3:2005 Опорні частини -Частина 3: Еластомерні опорні частини.

EN 1337-3:2005 Structural bearings - Part 3: Elastomeric bearings

пр EN 15129:200X Сейсмостійкі пристрої.

прEN 15129:200X Antiseismic Devices

### **1.3 Положення**

### **1.3 Assumptions**

(1) На додаток до загальних припущень стандарту EN 1990:2002, **1.3** застосовується наступне припущення.

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

(2)Р Передбачається, що ніяких змін конструкції не відбудеться на стадії будівництва або в подальшій експлуатації, якщо не буде доведено інше. Згідно специфічному характеру сейсмічної реакції це залишається дійсним навіть у разі змін, що ведуть до підвищення конструктивної стійкості елементів.

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

### **1.4 Відмінності між принципами і правилами застосування**

### **1.4 Distinction between principles and application rules**

(1) Застосовуються правила EN 1990:2002, **1.4**.

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

### **1.5 Визначення**

### **1.5 Definitions**

#### **1.5.1 Загальні положення**

#### **1.5.1 General**

(1) Для цілей даного стандарту застосовуються наступні визначення.

(1) For the purposes of this standard the following definitions are applicable.

#### **1.5.2 Загальні терміни для всіх Єврокодів**

#### **1.5.2 Terms common to all Eurocodes**

(1) Застосовуються терміни і визначення стандарту EN 1990:2002, **1.5**.

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

#### **1.5.3 Інші терміни, використувані в EN 1998-2**

#### **1.5.3 Further terms used in EN 1998-2**



**розрахунок допустимих навантажень**  
процедура розрахунку конструкції з метою визначення ієрархії стійкості різних конструктивних елементів, що забезпечують утворення пластичних шарнірів передбачуваної конфігурації і запобігання крихким руйнуванням

**пластичні елементи**  
елементи, здатні розсіювати енергію за допомогою утворення пластичних шарнірів.

**пластична конструкція**  
конструкція, яка під сильною сейсмічною дією може розсіювати істотні об'єми вхідної енергії за рахунок утворення пластичних шарнірів передбачуваної конфігурації або інших механізмів.

**обмежений режим податливості**  
режим поведінки мостів при розрахунковій сейсмічній дії без істотного розсіювання енергії в пластичних шарнірах.

**позитивний зв'язок**  
з'єднання, забезпечене сейсмічними в'язями.

**сейсмічна ізоляція**  
мостові конструкції із спеціальними ізолюючими пристроями, призначеними для зменшення сейсмічної реакції (сили дії і/або зсувів).

**просторова мінливість** (сейсмічної дії)  
ситуація, при якій рух ґрунту різних опор моста має різне значення і сейсмічна дія не може базуватися на характеристиках руху однієї точки.

**сейсмічний режим**  
поведінка моста при розрахунковій сейсмічній дії, яка залежно від величини переміщення конструкції при дії всіх навантажень, може бути податливим, обмежено податливим і пружним.

**сейсмічні з'єднання**  
обмежувачі, через які передається частина або вся сейсмічна дія. У комбінації з опорами вони можуть мати певний запас, який активується тільки у разі перевищення розрахункової сейсмічної дії.

**мінімальна довжина опирання**

**capacity design**  
design procedure used when designing structures of ductile behaviour to ensure the hierarchy of strengths of the various structural components necessary for leading to the intended configuration of plastic hinges and for avoiding brittle failure modes.

**ductile members**  
members able to dissipate energy through the formation of plastic hinges

**ductile structure**  
structure that under strong seismic motions can dissipate significant amounts of input energy through the formation of an intended configuration of plastic hinges or by other mechanisms

**limited ductile behaviour**  
seismic behaviour of bridges, without significant dissipation of energy in plastic hinges under the design seismic action

**positive linkage**  
connection implemented by seismic links

**seismic isolation**  
provision of bridge structures with special isolating devices for the purpose of reducing the seismic response (forces and/or displacements)

**spatial variability** (of seismic action)  
situation in which the ground motion at different supports of the bridge differs and, hence, the seismic action cannot be based on the characterisation of the motion at a single point

**seismic behaviour**  
behaviour of the bridge under the design seismic event which, depending on the characteristics of the global force-displacement relationship of the structure, can be ductile or limited ductile/essentially elastic

**seismic links**  
restrainers through which part or all of the seismic action may be transmitted. Used in combination with bearings, they may be provided with appropriate slack, so as to be activated only in the case when the design seismic displacement is exceeded

**minimum overlap length**

захисна міра у формі мінімальної відстані між гранню елемента, на який опираються, і гранню елемента, що опирається. Мінімальне нахлюстування повинне забезпечити належне опирання в моменти екстремальних сейсмічних дій.

### **Розрахункова сейсмічна деформація**

деформація, викликана розрахунковою сейсмічною дією.

**загальні розрахункові деформації в заданих умовах сейсмічності** - деформації які визначають достатні зазори з метою захисту відповідальних конструктивних елементів. Вони включають розрахункові сейсмічні деформації, деформації, викликані тривалими постійними або квазіпостійними діями, а також певну частку деформацій від температурних переміщень.

## **1.6 Символи**

### **1.6.1 Загальні положення**

(1) Застосовуються символи, вказані в EN 1990:2002, **1.6**. Для символів, що відносяться до матеріалів, а також для символів, що не мають специфічного відношення до землетрусів, застосовуються умови відповідних єврокодів.

(2) Решта символів, використовуваних в рамках сейсмічної дії, визначається в тексті, де вони зустрічаються. При цьому символи EN 1998-2, що часто зустрічаються, указуються і характеризуються в подальших підрозділах.

### **1.6.2 Інші символи, що використані в розділах 2 і 3 стандарту EN 1998-2**

$d_E$  розрахункові сейсмічні переміщення (тільки в межах проектної сейсмічної дії)

$d_{Ee}$  сейсмічні переміщення, визначені в рамках лінійного розрахунку

$d_G$  тривалі переміщення, викликані постійною і квазіпостійною дією

$d_g$  розрахункові переміщення ґрунту згідно EN 1998-1:2004, **3.2.2.4**

$d_i$  переміщення ґрунту типу B на опорі i

$d_{ri}$  переміщення ґрунту на опорі i відносно нульової точки

$d_T$  переміщення, викликані тепловими

safety measure in the form of a minimum distance between the inner edge of the supported and the outer edge of the supporting member. The minimum overlap is intended to ensure that the function of the support is maintained under extreme seismic displacements

### **design seismic displacement**

displacement induced by the design seismic actions.

### **total design displacement in the seismic design situation**

displacement used to determine adequate clearances for the protection of critical or major structural members. It includes the design seismic displacement, the displacement due to the long term effect of the permanent and quasi-permanent actions and an appropriate fraction of the displacement due to thermal movements.

## **1.6 Symbols**

### **1.6.1 General**

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

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

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

$d_E$  design seismic displacement (due only to the design seismic action)

$d_{Ee}$  seismic displacement determined from linear analysis

$d_G$  long term displacement due to the permanent and quasi-permanent actions

$d_g$  design ground displacement in accordance with EN 1998-1:2004, **3.2.2.4**

$d_i$  ground displacement of set B at support i

$d_{ri}$  ground displacement at support i relative to reference support 0

$d_T$  displacement due to thermal movements

зрушеннями

$du$  граничні переміщення  
 $dy$  переміщення текучості  
 $A_{Ed}$  розрахункова сейсмічна дія  
 $F_{Rd}$  розрахункове значення стійкості при сейсмічній дії  
 $L_g$  відстань, за межами якого переміщення ґрунту можуть розглядатися, як повністю некорельовані  
 $L_i$  -відстань до опори  $i$  від нульової точки  
 $L_{i-1,i}$  відстань між послідовними опорами  $i-1$  і  $i$   
 $R_i$  реакція у основі опори  $i$   
 $S_a$  реакція, усереднена за площею  
 $S_i$  реакція, залежна від площі  
 $T_{eff}$  ефективний період сейсмоізоляційної системи  
 $\Delta d_i$  коефіцієнт відповідальності  
 $\Delta D_i$  деформації ґрунту проміжної опори  $i$  щодо суміжних опор  $i-1$  і  $i+1$

$\mu_d$  коефіцієнт пластичних деформацій  
 $\Psi_2$  коефіцієнт перетину для квазіпостійного значення температурної дії.

### 1.6.3 Інші символи, використовувані в розділі 4 стандарту EN 1998-2

$d_a$  середнє значення переміщення в поперечному напрямку всіх верхніх частин опор під сейсмічною дією або під впливом поперечного навантаження аналогічного розподілу  
 $d_i$  переміщення  $i$ -ої вузлової точки  
 $d_m$  асимптотична величина для  $m$ -ого діапазону тривалих періодів, виражена в значеннях деформації  
 $e = e_a + e_d$   
 $e_a$  випадковий ексцентриситет ( $=0,03 L$  або  $0,03B$ )  
 $e_d$  додатковий ексцентриситет, що відображає одночасну динамічну дію поступальних крутильних коливань ( $e_d=0,05 L$  або  $0,05B$ )  
 $e_0$  теоретичний ексцентриситет  
 $g$  прискорення вільного падіння  
 $h$  висота поперечного перетину пластичного шарніра у напрямі згину  
 $k_m$  результат  $m$ -ого незалежного руху  
 $r_i$  обов'язковий коефіцієнт зниження місцевого зусилля в пластичному елементі  
 $r_{min}$  мінімальне значення  $r_i$   
 $r_{max}$  максимальне значення  $r_i$

$du$  ultimate displacement  
 $dy$  yield displacement  
 $A_{Ed}$  design seismic action  
 $F_{Rd}$  design value of resisting force to the earthquake action  
 $L_g$  distance beyond which the ground motion may be considered completely uncorrelated  
 $L_i$  distance of support  $i$  from reference support 0  
 $L_{i-1,i}$  distance between consecutive supports  $i-1$  and  $i$   
 $R_i$  reaction force at the base of pier  $i$   
 $S_a$  site-averaged response spectrum  
 $S_i$  site-dependent response spectrum  
 $T_{eff}$  effective period of the isolation system  
 $\Delta d_i$  importance factor  
 $\Delta D_i$  ground displacement of intermediate support  $i$  relative to adjacent supports  $i-1$  and  $i+1$   
 $\mu_d$  displacement ductility factor  
 $\Psi_2$  combination factor for the quasi-permanent value of thermal action

### 1.6.3 Further symbols used in Section 4 of EN 1998-2

$d_a$  average of the displacements in the transverse direction of all pier tops under the transverse seismic action, or under the action of a transverse load of similar distribution  
 $d_i$  displacement of the  $i$ -th nodal point  
 $d_m$  asymptotic value of the spectrum for the  $m$ -th motion for long periods, expressed in terms of displacements  
 $e = e_a + e_d$   
 $e_a$  accidental mass eccentricity ( $= 0,03L$ , or  $0,03B$ )  
 $e_d$  additional eccentricity reflecting the dynamic effect of simultaneous translational and torsional vibration ( $e_d= 0,05L$  or  $0,055B$ )  
 $e_0$  theoretical eccentricity  
 $g$  acceleration of gravity  
 $h$  depth of the cross-section in the direction of flexure of the plastic hinge  
 $k_m$  effect of the  $m$ -th independent motion  
 $r_i$  required local force reduction factor at ductile member  $i$   
 $r_{min}$  minimum value of  $r_i$   
 $r_{max}$  maximum value of  $r_i$

$A_{Ed}$ розрахункова сейсмічна дія	$A_{Ed}$ design seismic action
$A_{Ex}$ сейсмічна дія у напрямі x	$A_{Ex}$ seismic action in direction x
$A_{Ey}$ сейсмічна дія в напрямі y	$A_{Ey}$ seismic action in direction y
$A_{Ez}$ сейсмічна дія у напрямі z	$A_{Ez}$ seismic action in direction z
$B$ ширина мостового полотна	$B$ width of the deck
$E$ можливе максимальне значення результату дії	$E$ probable maximum value of an action effect
$E_i$ реакція у формі коливань $i$	$E_i$ response in mode $i$
$F$ горизонтальне зусилля, визначене згідно методу головної форми коливань	$F$ horizontal force determined in accordance with the fundamental mode method
$G$ сумарна фактична вага конструкції, рівна сумарній вазі пролітної будови і опор	$G$ total effective weight of the structure, equal to the weight of the deck plus the weight of the top half of the piers
$G_i$ вага, сконцентрована в $i$ -ой вузловій точці	$G_i$ weight concentrated at the $i$ -th nodal point
$K$ жорсткість системи	$K$ stiffness of the system
$L$ загальна довжина пролітної будови	$L$ total length of the continuous deck
$L_s$ відстань від пластичного шарніра до точки нульового моменту	$L_s$ distance from the plastic hinge to the point of zero moment
$M$ загальна маса	$M$ total mass
$M_{Ed,i}$ максимальне значення розрахункового моменту розрахункової сейсмічної дії в наміченій точці пластичного шарніра податливого елемента	$M_{Ed,i}$ maximum value of design moment in the seismic design situation at the intended location of plastic hinge of ductile member $i$
$M_{Rd,i}$ розрахунковий опір вигину пластичного шарніра податливого елемента	$M_{Rd,i}$ design flexural resistance of the plastic hinge section of ductile member $i$
$M_t$ еквівалентний статичний момент щодо вертикальної осі через центр маси пролітної будови	$M_t$ equivalent static moment about the vertical axis through the centre of mass of the deck
$Q_{k1}$ нормативне значення транспортного навантаження	$Q_{k1}$ characteristic value of traffic load
$R_d$ розрахункова величина міцності	$R_d$ design value of resistance
$S_d(T)$ спектральне прискорення розрахункового спектру	$S_d(T)$ spectral acceleration of the design spectrum
$T$ період головної форми коливання для даного напрямку	$T$ period of the fundamental mode of vibration for the direction under consideration
$X$ горизонтальна подовжня вісь моста	$X$ horizontal longitudinal axis of the bridge
$Y$ горизонтальна поперечна вісь моста	$Y$ horizontal transverse axis of the bridge
$Z$ вертикальна вісь	$Z$ vertical axis
$\alpha_s$ коефіцієнт зрушення опори	$\alpha_s$ shear span ratio of the pier
$\Delta_d$ максимальна різниця переміщень в поперечному напрямі всіх опор, на які впливає поперечна сейсмічна дія або поперечне навантаження аналогічного розподілу	$\Delta_d$ maximum difference of the displacements in the transverse direction of all pier tops under the transverse seismic action, or under the action of a transverse load of similar distribution
$\eta_k$ приведені осьові зусилля ( $=N_{Ed}/(A_c f_{ck})$ )	$\eta_k$ normalized axial force ( $= N_{Ed}/(A_c/f_{ck})$ )
$\theta_{p,d}$ розрахункове значення пластичного граничного кута повороту перетину	$\theta_{p,d}$ design value of plastic rotation capacity
$\theta_{p,E}$ необхідне значення кута повороту пластичного шарніра	$\theta_{p,E}$ plastic hinge rotation demand
$\xi$ коефіцієнт вязкостного зменшення амплітуди коливань	$\xi$ viscous damping ratio
$\psi_{2,i}$ коефіцієнт квазіпостійної величини змінної дії $i$ .	$\psi_{2,i}$ factor for quasi-permanent value of variable action $i$

### 1.6.4 Інші символи, використовувані в розділі 5 стандарту EN 1998-2

$d_{Ed}$  відносне поперечне переміщення кінців даного пластичного елемента

$f_{ck}$  нормативне значення міцності бетону

$f_{ctd}$  - розрахункове значення міцності бетону на розтягування

$f_{sd}$  зменшена напруга арматури, для обмеження тріщиноутворень

$f_{sy}$  розрахункове значення межі текучості состыковой арматури

$z_b$  плече внутрішньої пари сил кінцевих перетинів балки

$z_c$  плече внутрішньої пари сил перетину пластичного шарніра колони

$A_C (V_C, M_C, N_C)$  розрахункове значення реакцій;

$A_c$  площа бетонного перетину

$A_{Ed}$  розрахункова сейсмічна дія (тільки сейсмічна дія)

$A_{Sd}$  дія в розрахунковій сейсмічній ситуації;

$A_{sx}$  площа горизонтальної зістикованої арматури

$A_{sz}$  площа вертикальної зістикованої арматури;

$E_d$  розрахункове значення результату дії в проектній сейсмічній ситуації

$G_k$  нормативне значення постійного навантаження

$M_o$  момент граничний

$M_{Ed}$  розрахунковий момент в проектній сейсмічній ситуації

$M_{Rd}$  розрахункове значення міцності перетину на вигин

$N_{Ed}$  осьове зусилля в проектній сейсмічній ситуації

$N_{cG}$  осьове зусилля в колоні, що знаходиться під впливом постійної і квазіпостійної сили в проектній сейсмічній ситуації

$N_{jz}$  вертикальне осьове зусилля в стикі

$Q_{ik}$  нормативне значення транспортного навантаження

$Q_2$  тривале квазіпостійне значення дії

$R_k$  нормативне значення попередньої напруги після всіх втрат

$R_d$  розрахункове значення міцності перетину

$R_{df}$  розрахункове значення максимальної сили тертя ковзання опорної частини

$r_{Rc}$  результуюча сила розтягнутої арматури

### 1.6.4 Further symbols used in Section 5 of EN 1998-2

$d_{Ed}$  relative transverse displacement of the ends of the ductile member under consideration

$f_{ck}$  characteristic value of concrete strength

$f_{ctd}$  design value of tensile strength of concrete

$f_{sd}$  reduced stress of reinforcement, for limitation of cracking

$f_{sy}$  design value of yield strength of the joint reinforcement

$z_b$  internal lever arm of the beam end sections

$z_c$  internal lever arm of the plastic hinge section of the column

$A_C (V_C, M_C, N_C)$  capacity design effects

$A_c$  area of the concrete section

$A_{Ed}$  design seismic action (seismic action alone)

$A_{Sd}$  action in the seismic design situation

$A_{sx}$  area of horizontal joint reinforcement

$A_{sz}$  area of vertical joint reinforcement

$E_d$  design value of action effect of in the seismic design situation

$G_k$  characteristic value of permanent load

$M_o$  overstrength moment

$M_{Ed}$  design moment in the seismic design situation

$M_{Rd}$  design value of flexural strength of the section

$N_{Ed}$  axial force in the seismic design situation

$N_{cG}$  axial force in the column under the permanent and the quasi-permanent actions in the seismic design situation

$N_{jz}$  vertical axial force in a joint

$Q_{ik}$  characteristic value of the traffic load

$Q_2$  quasi-permanent value of actions of long duration

$R_k$  characteristic value of prestressing after all losses

$R_d$  design value of the resistance of the section

$R_{df}$  design value of the maximum friction force of sliding bearing

$r_{Rc}$  resultant force of the tensile reinforcement of

колони

$V_{Ed}$  розрахункове значення поперечної сили

$V_{jx}$  розрахункове значення горизонтальної поперечної сили в стику

$V_{jz}$  розрахункове значення вертикальної поперечної сили в стику

$V_{1bC}$  поперечна сила в балці, суміжній з розтягнутою гранню колони

$\gamma_M$  частий коефіцієнт безпеки для матеріалу

$\gamma_o$  коефіцієнт надмірності

$\gamma_{of}$  масштабний коефіцієнт для тертя з урахуванням дії старіння

$\gamma_{Bd}, \gamma_{Bd1}$  додатковий коефіцієнт безпеки для запобігання крихкому руйнуванню

$\rho_x$  коефіцієнт армування для горизонтальної арматури в стику

$\rho_y$  коефіцієнт армування для замкнутих арматурного хомутів в поперечному напрямі стику (ортогонально до площині дії)

$\rho_z$  коефіцієнт армування для вертикальної арматури в стику

$\psi_{21}$  коефіцієнт поєднання

$\Delta A_{sx}$  площа горизонтальної арматури стику, що знаходиться за межами стику

$\Delta A_{sz}$  площа вертикальної арматури стику, що знаходиться за межами стику

### 1.6.5 Інші символи, використовувані в розділі 6 стандарту EN 1998-2

$a_g$  розрахункове прискорення ґрунту для ґрунту типу А (див. EN 1998-1:2004, 3.2.2.2);

$b$  площа ядра перетину бетону, перпендикулярного до напрямку даної непрямої арматури;

$b_{min}$  найменший розмір бетонного перетину;

$d_{bL}$  діаметр поздовжнього стрижня

$d_{eg}$  фактичне переміщення, викликане просторовими сейсмічними коливаннями ґрунту;

$d_{es}$  дійсне сейсмічне переміщення опори, викликане деформацією конструкції

$d_g$  розрахункове пікове переміщення ґрунту згідно EN 1998-1:2004 3.2.2.4

$f_t$  межа міцності на розтягування

$f_y$  межа текучості

$f_{ys}$  межа текучості подовжньої арматури

$f_{yt}$  межа текучості пучка

$l_m$  мінімальна довжина того, що спирається, що забезпечує безпечну передачу вертикальної реакції

the column

$V_{Ed}$  design value of shear force

$V_{jx}$  design value of horizontal shear of the joint

$V_{jz}$  design value of vertical shear of the joint

$V_{1bC}$  shear force of the beam adjacent to the tensile face of the column

$\gamma_M$  material partial factor

$\gamma_o$  overstrength factor

$\gamma_{of}$  magnification factor for friction due to ageing effects

$\gamma_{Bd}, \gamma_{Bd1}$  additional safety factor against brittle failure modes

$\rho_x$  ratio of horizontal reinforcement in joint

$\rho_y$  reinforcement ratio of closed stirrups in the transverse direction of the joint panel (orthogonal to the plane of action)

$\rho_z$  ratio of vertical reinforcement in joint

$\psi_{21}$ -combination factor

$\Delta A_{sx}$  area of horizontal joint reinforcement placed outside joint body

$\Delta A_{sz}$  area of vertical joint reinforcement placed outside joint body

### 1.6.5 Further symbols used in Section 6 of EN 1998-2

$a_g$  design ground acceleration on type A ground (see EN 1998-1:2004, 3.2.2.2).

$b$  cross-sectional dimension of the concrete core perpendicular to the direction of the confinement under consideration, measured to the centre line of the perimeter hoop

$b_{min}$  smallest dimension of the concrete core

$d_{bL}$  diameter of longitudinal bar

$d_{eg}$  effective displacement due to the spatial variation of the seismic ground displacement

$d_{es}$  effective seismic displacement of the support due to the deformation of the structure

$d_g$  design peak ground displacement as specified by EN 1998-1:2004, 3.2.2.4

$f_t$  tensile strength

$f_y$  yield strength

$f_{ys}$  yield strength of the longitudinal reinforcement

$f_{yt}$  yield strength of the tie

$l_m$  minimum support length securing the safe transmission of the vertical reaction

$l_{ov}$	мінімальна довжина нахльостуванн;	$l_{ov}$	minimum overlap length
$s$	відстань між центрами опор	$s$	spacing of tie legs on centres
$s_L$	максимальний (подовжній) крок	$s_L$	maximum (longitudinal) spacing
$s_T$	крок хомутів або додаткових діафрагм	$s_T$	spacing of between hoop legs or supplementary cross ties on centres
$s_t$	крок поперечних балок	$s_t$	transverse spacing
$v_g$	розрахункова швидкість ґрунту	$v_g$	design ground velocity
$v_s$	швидкість сдвигової хвилі в ґрунті при малих зрушувальних деформаціях	$v_s$	shear wave velocity in the soil at small shear strains
$A_c$	площа перетину бетону брутто	$A_c$	area of the gross concrete section
$A_{cc}$	площа поперечного перетину бетону з непрямым армуванням	$A_{cc}$	cross-sectional area of the confined concrete core of the section
$A_{sp}$	площа поперечного перетину спіральних або кільцевих стрижнів	$A_{sp}$	cross-sectional area of the spiral or hoop bar
$A_{sw}$	загальна площа поперечного перетину арматурних кілець або хомутів в поперечному напрямі	$A_{sw}$	total cross-sectional area of hoops or ties in the one transverse direction of confinement
$A_t$	площа поперечного перетину однієї стійки;	$A_t$	cross-sectional area of one tie leg
$D_i$	внутрішній діаметр	$D_i$	inside diameter
$D_{sp}$	діаметр спірального або кільцевого стрижня;	$D_{sp}$	diameter of the spiral or hoop bar
$E_d$	загальний тиск ґрунту, що впливає на опору в умовах сейсмічної активності згідно EN 1998-5:2004	$E_d$	total earth pressure acting on the abutment under seismic conditions as per EN1998-5: 2004
$F_{Rd}$	розрахункова стійкість	$F_{Rd}$	design resistance
$L_h$	розрахункова довжина пластичних шарнірів	$L_h$	design length of plastic hinges
$L_{eff}$	робоча довжина пролітної будови	$L_{eff}$	effective length of deck
$Q_d$	вага секції пролітної будови, сполученої з опорою, або найменша вага двох секцій пролітної будови з будь-якого боку проміжного стику	$Q_d$	weight of the section of the deck linked to a pier or abutment, or the least of the weights of the two deck sections on either side of an intermediate separation joint
$S$	коефіцієнт т ґрунту згідно EN 1998-1:2004, 3.2.2.2	$S$	soil factor specified in EN 1998-1:2004, 3.2.2.2
$T_C$	період кута пружного спектру згідно EN 1998-1:2004, 3.2.2.2	$T_C$	corner period of elastic spectrum as specified in EN 1998-1:2004, 3.2.2.2
$a_g$	розрахункове прискорення ґрунту типу А	$a_g$	design ground acceleration on type A ground
$\nu_1$	коефіцієнт важливості	$\nu_1$	importance factor
$\nu_s$	сейсмічні деформації вільної поверхні ґрунту	$\nu_s$	free-field seismic shear deformation of the soil
$\delta$	параметр, який залежить від відношення $f_t/f_y$ ;	$\delta$	parameter depending on the ratio $f_t/f_y$
$\mu_\phi$	коефіцієнт необхідної пластичності при згині;	$\mu_\phi$	required curvature ductility factor
$\Sigma A_s$	сума площ поперечного перетину подовжньої арматури, об'єднаної в пучок;	$\Sigma A_s$	sum of the cross-sectional areas of the longitudinal bars restrained by the tie
$\rho_L$	коефіцієнт подовжнього армування;	$\rho_L$	ratio of the longitudinal reinforcement
$\rho_w$	коефіцієнт поперечного армування;	$\rho_w$	transverse reinforcement ratio
$\omega_{wd}$	конструктивний коефіцієнт непрямого армування.	$\omega_{wd}$	mechanical ratio of confinement reinforcement

#### 1.6.6 Інші символи, використовувані в розділі 7 і в Додатках J, JJ та K стандарту EN 1998-2

$a_g$  розрахункове прискорення для ґрунту типу

#### 1.6.6 Further symbols used in Section 7 and Annexes J, JJ and K of EN 1998-2

$a_g$  design ground acceleration on type A ground

A;		$a_{g,R}$ reference peak ground acceleration on type A ground reference
$a_{g,R}$ базове пікове прискорення ґрунту типу А		
$d$ розрахункові переміщення		$d$ design displacement
$d_b$ переміщення ізолятора		$d_b$ displacement of isolator
$d_{bd}$ розрахункові переміщення ізолятора, відповідне розрахунковим переміщенням сейсмоізоляційної системи $d_{cd}$		$d_{bd}$ design displacement of isolator corresponding to the design displacement of the isolating system $d_{cd}$
$d_{bi}$ переміщення ізолятора		$d_{bi}$ displacement of isolator $i$
$d_{bi,a}$ підвищені розрахункові переміщення ізолятора $i$		$d_{bi,a}$ increased design displacement of isolator $i$
$d_{bi,d}$ розрахункові переміщення ізолятора		$d_{bi,d}$ design displacement of isolator $i$
$d_{cd}$ розрахункові переміщення сейсмоізоляційної системи		$d_{cd}$ design displacement of the isolating system
$d_{cf}$ розрахункові переміщення сейсмоізоляційної системи, виведене по методу основного типу коливань		$d_{cf}$ design displacement of the isolating system resulting from the fundamental mode method
$d_{d,m}$ переміщення центру маси, виведене на основі розрахунку		$d_{d,m}$ displacement of the stiffness centre derived from the analysis
$d_{id}$ переміщення пролітної будови в точці примикання до ізолятора $i$		$d_{id}$ displacement of the superstructure at the location of substructure and isolator $i$
$d_m$ здібність сейсмоізоляційної системи до переміщення		$d_m$ displacement capacity of the isolating system
$d_{max}$ максимальне переміщення		$d_{max}$ maximum displacement
$d_n, d_p$ мінімальні негативні і позитивні переміщення при випробуваннях, відповідно		$d_n, d_p$ minimum negative and positive displacement in test respectively
$d_m$ залишкові переміщення сейсмоізоляційної системи		$d_m$ residual displacement of the isolating system
$d_y$ переміщення текучості		$d_y$ yield displacement
$e_x$ ексцентриситет в подовжньому напрямі моста		$e_x$ eccentricity in the longitudinal bridge direction
$r$ радіус кручення маси пролітної будови навколо вертикальної осі через центр маси		$r$ radius of gyration of the deck mass about vertical axis through its centre of mass
$\text{sign}(d_{b*})$ знак вектора швидкості $d_{b*}$		$\text{sign}(d_{b*})$ sign of the velocity vector $d_{b*}$
$t_c$ загальна товщина еластомера		$t_c$ total elastomer thickness
$V$ швидкість руху пружного ізолятора		$V$ velocity of motion of a viscous isolator
$V_{max}$ максимальна швидкість руху пружного ізолятора		$V_{max}$ maximum velocity of motion of a viscous isolator
$x_i, y_i$ координати опори $i$ у плані		$x_i, y_i$ coordinates of pier $i$ in plan
$A_b$ робоча площа поперечного перетину еластомерної опорної частини		$A_b$ effective cross-sectional area of elastomeric bearing
$E_D$ розсіяна енергія за один цикл при розрахунковому переміщенні сейсмоізоляційної системи $d_{cd}$		$E_D$ dissipated energy per cycle at the design displacement of isolating system $d_{cd}$
$E_{Di}$ розсіяна енергія за один цикл ізолятора $i$ при розрахунковому переміщенні сейсмоізоляційної системи $d_{cd}$		$E_{Di}$ dissipated energy per cycle of isolator unit $i$ , at the design displacement of isolating system $d_{cd}$
$E_E$ розрахункові сейсмічні сили		$E_E$ design seismic forces
$E_{EA}$ сейсмічні внутрішні зусилля, визначені на основі розрахунку		$E_{EA}$ seismic internal forces derived from the analysis
$F_{max}$ максимальна сила, відповідна розрахунковому переміщенню		$F_{max}$ max force corresponding to the design displacement



$F_n, F_p$ мінімальні негативні і максимальні позитивні сили при випробуваннях, відповідно, для пристроїв з гістерезисними або фрикційними характеристиками, або негативні і позитивні сили при випробуваннях, відповідні з $p$ і $r$ , відповідно, для пристроїв з в'язкопружними характеристиками	$F_n, F_p$ minimum negative and maximum positive forces of test, respectively, for units with hysteretic or frictional behaviour, or negative and positive forces of test respectively corresponding to $d_n$ and $d_p$ , respectively, for units with viscoelastic behaviour
$F_y$ сила текучості при рівномірному навантаженні	$F_y$ yield force under monotonic loading
$F_0$ сила при нульовій деформації при циклічному навантаженні	$F_0$ force at zero displacement under cyclic loading
$G_b$ модуль зрушення еластомерної опорної частини	$G_b$ shear modulus of elastomeric bearing
$G_g$ умовний модуль зрушення еластомерної опорної частини згідно EN 1337-3:2005	$G_g$ apparent conventional shear modulus of elastomeric bearing in accordance with EN 1337-3:2005
HDRB високоамортизуюча гумова опорна частина	HDRB High Damping Rubber Bearing
$H_i$ висота опори $i$ ;	$H_i$ height of pier $i$
$K_{bi}$ фактична жорсткість ізолятора $i$ ;	$K_{bi}$ effective stiffness of isolator unit $i$
$K_e$ пружна жорсткість білінійного гістерезисного ізолятора при рівномірному навантаженні;	$K_e$ elastic stiffness of bilinear hysteretic isolator under monotonic loading
$K_L$ жорсткість металевого сердечника гумово-металевої опорної частини;	$K_L$ stiffness of lead core of lead-rubber bearing
$K_p$ жорсткість білінійного гістерезисного ізолятора за межами упругості;	$K_p$ post elastic stiffness of bilinear hysteretic isolator
$K_{eff}$ фактична жорсткість сейсмоізоляційної системи в главному горизонтальному напрямку при переміщеннях, рівних розрахунковому переміщенню $d_{cd}$ ;	$K_{eff}$ effective stiffness of the isolation system in the principal horizontal direction under consideration, at a displacement equal to the design displacement $d_{cd}$
$K_{eff,i}$ складена жорсткість ізоляторів $i$ відповідної опори $i$ ;	$K_{eff,i}$ composite stiffness of isolator units and the corresponding pier $i$
$K_{fi}$ крутильна жорсткість фундаменту опори $i$	$K_{fi}$ rotation stiffness of foundation of pier $i$
$K_R$ жорсткість гуми резино-металевої опорної частини;	$K_R$ stiffness of rubber of lead-rubber bearing
$K_{ri}$ крутильна жорсткість фундаменту опори $i$ ;	$K_{ri}$ rotation stiffness of foundation of pier $i$
$K_{si}$ сдвиговая жорсткість колони опори $i$ ;	$K_{si}$ displacement stiffness of shaft of pier $i$
$K_{ti}$ приведена жорсткість фундаменту опори $i$	$K_{ti}$ translation stiffness of foundation of pier $i$
$K_{xi}, K_{yi}$ фактична складена жорсткість ізоляторів та паль	$K_{xi}, K_{yi}$ effective composite stiffness of isolator unit and pier $i$
LRB резино-металева опорна частина;	LRB Lead Rubber Bearing
$M_d$ маса пролітної будови;	$M_d$ mass of the superstructure
$N_{sd}$ осьове зусилля на ізолятор;	$N_{sd}$ axial force through the isolator
PTFE політетрафторетилен (ПТФЕ);	PTFE polytetrafluorethylene
$Q_G$ осьове постійне навантаження на ізолятор;	$Q_G$ permanent axial load of isolator
$R_b$ радіус сферичної поверхні ковзання;	$R_b$ radius of spherical sliding surface
$S$ коефіцієнт пружності ґрунту згідно EN 1998-1:2004, <b>3.2.2.2</b> ;	$S$ soil factor of elastic spectrum in accordance with EN 1998-1:2004, <b>3.2.2.2</b>
$T_C, T_D$ кутові періоди пружного спектру згідно <b>7.4.1(1)P</b> і EN 1998-1:2004	$T_C, T_D$ corner periods of the elastic spectrum in accordance with <b>7.4.1(1)P</b> and EN 1998-1:2004,
$T_{eff}$ фактичний період сейсмоізоляційної системи;	$T_{eff}$ effective period of the isolating system

$T_{\min,b}$ мінімальна температура опори для розрахунку на сейсмічність;	$T_{\min,b}$ minimum bearing temperature for seismic design
$V_d$ максимальна поперечна сила, передана через ізолятор;	$V_d$ maximum shear force transferred through the isolation interface
$V_f$ максимальна поперечна сила, визначена методом головного типу	$V_f$ maximum shear force estimated through the fundamental mode method
UBDP верхні граничні розрахункові властивості ізоляторів;	UBDP Upper bound design properties of isolators
LBDP нижні граничні розрахункові властивості ізоляторів;	LBDP Lower bound design properties of isolators
$\alpha_b$ показник ступеня швидкості пружного амортизатора;	$\alpha_b$ exponent of velocity of viscous damper
$\gamma_i$ коефіцієнт відповідальності моста;	$\gamma_i$ importance factor of the bridge
$\Delta F_{Ed}$ додаткове вертикальне навантаження, викликане ефектами сейсмічного перекидання;	$\Delta F_{Ed}$ additional vertical load due to seismic overturning effects
$\Delta F_m$ підвищення зусилля між переміщеннями $d_m/2$ і $d_m$ ;	$\Delta F_m$ force increase between displacements $d_m/2$ and $d_m$
$\mu_d$ коефіцієнт динамічного тертя;	$\mu_d$ dynamic friction coefficient
$\zeta$ коефіцієнт еквівалентного пружного демпфування;	$\zeta$ equivalent viscous damping ratio
$\zeta_b$ внесок ізоляторів в робоче демпфування;	$\zeta_b$ contribution of isolators to effective damping
$\zeta_{eff}$ фактичне демпфування сейсмоізоляційної системи;	$\zeta_{eff}$ effective damping of the isolation system
$\Psi_{fi}$ коефіцієнт поєднання.	$\Psi_{fi}$ combination factor

## 2 ОСНОВНІ ВИМОГИ І КРИТЕРІЇ ВІДПОВІДНОСТІ

### 2.1 Розрахункова сейсмічна активність

(1)P Стратегія проектування в рамках даного стандарту полягає в розробці надійного вирішення неруйнування згідно **2.2.2** стандарту EN 19981:2004, **2.1(1)P** відносно розрахункової сейсмічної дії ( $A_{Ed}$ ).

(2)P Якщо в даній частині не обумовлене інше, застосовується розрахунок пружного спектру сейсмічної дії згідно EN 1998-1:2004, **3.2.2.2**, **3.2.2.3** і **3.2.2.4**. Для застосування еквівалентного лінійного методу **4.1.6** (з використанням коефіцієнта роботи  $q$ ), як діапазон використовуватиметься розрахунковий діапазон згодне EN 1998-1:2004, **3.2.2.5**.

(3)P Розрахункова сейсмічна дія,  $A_{Ed}$ , виражається через терміни: (а) базова сейсмічна дія,  $A_{Ek}$ , відповідне базовій можливості перевищення,  $P_{NCR}$ , протягом 50 років або в базовий період повторення,  $T_{NCR}$ , (див. EN 1998-1:2004, **2.1(1)P** і **3.2.1(3)**) і (b) і коефіцієнта відповідальності  $\gamma_i$  (див. EN 1990:2002 і EN 1998-1:2004, **2.1(2)P**, **2.1(3)P** і **(4)**) з урахуванням диференціації надійності:

$$A_{Ed} = \gamma_i A_{Ek} \quad (2.1)$$

ПРИМІТКА 1 Значення, що привласнюється базовому періоду повторення,  $T_{NCR}$ , відповідне базовій сейсмічній дії, вживаним в країні, можна знайти в національному застосуванні. Рекомендоване значення:  $T_{NCR} = 475$  років;

ПРИМІТКА 2 У довідковому застосуванні **A** наводяться дані, що стосуються базової сейсмічної дії і вибору розрахункової сейсмічної дії на стадії будівництва.

(4)P Мости повинні класифікуватися по класах відповідальності залежно від тяжкості наслідків для життя людей у разі їх руйнування, по їх комунікаційній важливості, зокрема, безпосередньо після землетрусу, а також по економічних наслідках їх руйнування.

ПРИМІТКА Визначення класів відповідальності для мостів в країні можна в національному застосуванні. Класифікація, що рекомендується, передбачає трінаступних класи відповідальності:

Автомобільні і залізничні мости належать до класу

## 2 BASIC REQUIREMENTS AND COMPLIANCE CRITERIA

### 2.1 Design seismic action

(1)P The design philosophy of this Standard is to achieve with appropriate reliability the non-collapse requirement of **2.2.2** and of EN 1998-1:2004, **2.1(1)P**, for the design seismic action ( $A_{Ed}$ ).

(2)P Unless otherwise specified in this part, the elastic spectrum of the design seismic action in accordance with EN 1998-1:2004, **3.2.2.2**, **3.2.2.3** and **3.2.2.4** applies. For application of the equivalent linear method of **4.1.6** (using the behaviour factor  $q$ ) the spectrum shall be the design spectrum in accordance with EN 1998-1:2004, **3.2.2.5**.

(3)P The design seismic action,  $A_{Ed}$ , is expressed in terms of: (a) the reference seismic action,  $A_{Ek}$ , associated with a reference probability of exceedance,  $P_{NCR}$ , in 50 years or a reference return period,  $T_{NCR}$ , (see EN 1998-1:2004, **2.1(1)P** and **3.2.1(3)**) and (b) the importance factor  $\gamma_i$  (see EN 1990: 2002 and EN 1998-1:2004, **2.1(2)P**, **2.1(3)P** and **(4)**) to take into account reliability differentiation:

NOTE 1 The value to be ascribed to the reference return period,  $T_{NCR}$ , associated with the reference seismic action for use in a country, may be found in its National Annex. The recommended value is:  $T_{NCR} = 475$  years.

NOTE 2 Informative Annex **A** gives information on the reference seismic action and on the selection of the design seismic action during the construction phase.

(4)P Bridges shall be classified in importance classes, depending on the consequences of their failure for human life, on their importance for maintaining communications, especially in the immediate post-earthquake period, and on the economic consequences of collapse.

NOTE The definitions of the importance classes for bridges in a country may be found in its National Annex. The recommended classification is in three importance classes, as follows:

In general road and railway bridges are considered to

відповідальності II з деякими виключеннями, вказаними нижче.

До класу відповідальності III відносяться мости критичного значення, що виконують функцію комунікаційного засобу, зокрема, в період безпосереднього після землетрусу, мости, руйнування яких загрожує численними жертвами, а також мости, розрахунковий термін служби яких перевищує стандартний період.

Міст можна віднести до класу відповідальності I за наявності двох наступних умов:

- міст не є критичним комунікаційним засобом;
- ухвалення базової можливості перевищення,  $P_{NCR}$ , протягом 50 років для розрахункової сейсмічної дії або стандартного розрахункового терміну служби в 50 років не виправдовується економічно.

Класи відповідальності I, II і III загалом відповідають класам CC1, CC2 і CC3 згідно EN 1990:2002, **B3.1**.

(5)P Класи відповідальності характеризуються різними коефіцієнтами відповідальності  $\gamma_i$  згідно **2.1(3)P** і EN 1998-1:2004, **2.1(3)P**.

(6) Коефіцієнт відповідальності  $\gamma_i = 1,0$  відповідає сейсмічній дії, базовий період повторення якої вказаний в **2.1(3)P** і EN 1998-1:2004, **3.2.1(3)**.

ПРИМІТКА Значення, що привласнюються величині  $\gamma_i$  для застосування в країні можна знайти в національному застосуванні. Значення  $\gamma_i$  можуть бути різними для різних сейсмічних зон в країні залежно від сейсмічної небезпеки і прийнятих норм суспільної безпеки (див. Примітка до EN 1998-1:2004, **2.1(4)**). Значення  $\gamma_i$ , що рекомендуються, для класів важливості I і III дорівнюють 0,85 і 1,3 відповідно.

## 2.2 Основні вимоги

### 2.2.1 Загальні положення

(1)P Проектування має бути направлене на задоволення двох наступних вимог.

### 2.2.2 Без руйнування (граничний стан по втраті несучої здатності)

(1)P Після розрахункової сейсмічної дії міст повинен зберегти свою конструктивну цілісність і адекватну залишкову міцність, хоча деякі його

belong to importance class II (average importance), with the exceptions noted below.

Importance class III comprises bridges of critical importance for maintaining communications, especially in the immediate post-earthquake period, bridges the failure of which is associated with a large number of probable fatalities and major bridges where a design life greater than normal is required.

A bridge may be classified to importance class I (less than average importance) when both of the following conditions are met.

- the bridge is not critical for communications, and
- the adoption of either the reference probability of exceedance,  $P_{NCR}$ , in 50 years for the design seismic action, or of the standard bridge design life of 50 years is not economically justified.

Importance classes I, II and III correspond roughly to consequences classes CCI, CC2 and CC3, respectively, defined in EN 1990:2002, **B3.1**.

(5)P The importance classes are characterised by different importance factors  $\gamma_i$  as described in **2.1(3)P** and in EN 1998-1:2004, **2.1(3)P**.

(6) The importance factor  $\gamma_i = 1,0$  is associated with a seismic action having the reference return period indicated in **2.1(3)P** and in EN 1998-1:2004, **3.2.1(3)**.

NOTE The values to be ascribed to  $\gamma_i$  for use in a country may be found in its National Annex. The values of  $\gamma_i$  may be different for the various seismic zones of the country, depending on the seismic hazard conditions and on public safety considerations (see NOTE to EN 1998-1:2004, **2.1(4)**). The recommended values of  $\gamma_i$  for importance classes I, and III are equal to 0,85, and 1,3, respectively.

## 2.2 Basic requirements

### 2.2.1 General

(1)P The design shall aim at fulfilling the following two basic requirements.

### 2.2.2 No-collapse (ultimate limit state)

(1)P After occurrence of the design seismic action, the bridge shall retain its structural integrity and adequate residual resistance, although at some parts of the bridge considerable damage may occur.

частини можуть виявитися пошкодженими.

(2) У опорах допускається пластичні деформації деяких згинальних перетинів (тобто утворення пластичних шарнірів). Якщо сейсмічна ізоляція відсутня, такі згинальні пластичні деформації, як правило, передбачаються в регіонах з високою сейсмічністю з тим, щоб понизити розрахункову сейсмічну дію до рівня, відповідного розумному збільшенню додаткових витрат на будівництво моста порівняно із звичайними не сейсмостійкими мостами.

(3) Пролітна будова моста також повинна проектуватися з метою запобігання пошкодженням, окрім місцевих, таких другорядних компонентів, як температурні шви, суцільні плити (див. **2.3.2.2(4)**) або парапет.

(4) Якщо розрахункова сейсмічна дія має істотну вірогідність перевищення протягом розрахункового терміну служби моста, проектування має бути направлене на створення конструкції, стійкої до пошкоджень. Частина моста, сприйнятливі до пошкоджень за рахунок участі в розсіювання енергії в умовах розрахункової сейсмічної дії, повинні проектуватися так, щоб міст міг швидко ремонтуватися і використовуватися для екстреного руху після землетрусу.

(5) Якщо розрахункова сейсмічна дія має низьку вірогідність перевищення протягом розрахункового терміну служби, сейсмічна активність може розглядатися як випадкове явище згідно EN 1990:2002, **1.5.3.5** і **4.1.1(2)**. В даному випадку вимоги **(3)** і **(4)** можуть бути пом'якшені.

ПРИМІТКА В національному Додатку можуть бути вказані умови застосування **(5)**, а також ступінь пом'якшення вимог **(3)** і **(4)**. **(3)** і **(4)** рекомендується застосовувати в тому випадку, якщо базовий період повторення  $T_{NCR}$  складає приблизно 475 років.

### **2.2.3 Мінімізація збитку (граничний стан по міцності і експлуатації)**

(1)P Сейсмічна дія з високою вірогідністю повторення може привести до невеликих пошкоджень другорядних елементів, а також частин моста, сприяючих розсіюванню енергії. Решта всіх частин моста повинна залишатися

(2) Flexural yielding of specific sections (i.e. the formation of plastic hinges) is allowed to occur in the piers. When no seismic isolation is provided, such flexural yielding is in general necessary in regions of high seismicity, in order to reduce the design seismic action to a level corresponding to a reasonable increase of the additional construction cost, compared to a bridge not designed for earthquake resistance.

(3) The bridge deck should in general be designed to avoid damage, other than locally to secondary components such as expansion joints, continuity slabs (see **2.3.2.2(4)**) or parapets.

(4) When the design seismic action has a substantial probability of exceedance within the design life of the bridge, the design should aim at a damage tolerant structure. Parts of the bridge susceptible to damage by their contribution to energy dissipation under the design seismic action should be designed to enable the bridge to be used by emergency traffic, following the design seismic action, and to be easily repairable.

(5) When the design seismic action has a low probability of being exceeded within the design life of the bridge, the seismic action may be considered as an accidental action, in accordance with EN 1990:2002, **1.5.3.5** and **4.1.1(2)**. In such a case the requirements of **(3)** and **(4)** may be relaxed.

NOTE The National Annex may specify the conditions under which **(5)** will be applied, as well as the extent of the relevant relaxations of **(3)** and **(4)**. It is recommended that **(3)** and **(4)** are applicable when the reference return period  $T_{NCR}$  is approximately equal to 475 years.

### **2.2.3 Minimisation of damage (serviceability limit state)**

(1)P A seismic action with a high probability of occurrence may cause only minor damage to secondary components and to those parts of the bridge intended to contribute to energy dissipation. All other parts of the bridge should remain

непошкодженою.

## 2.3 Критерій відповідності

### 2.3.1 Загальні положення

(1)P Щоб задовольнити основні вимоги згідно **2.2**, конструкція моста повинна відповідати критерію, опис якого приводиться нижче. В цілому, критерій направлений на виконання вимоги «без руйнування» (**2.2.2**), передбачаючи при цьому і мінімізацію можливих пошкоджень (**2.2.3**).

(2) Вважається, що відповідність з критерієм, розглянутим в даному стандарті, задовольнить всі основні вимоги розділу **2.2**.

(3)P Критерій відповідності залежить від поведінки моста, розрахованого на певну сейсмічну активність. Дана поведінка може вибиратися згідно **2.3.2**.

### 2.3.2 Передбачувані сейсмічні характеристики

#### 2.3.2.1 Загальні положення

(1)P Міст має бути спроектований так, щоб його поведінка в умовах розрахункової сейсмічної дії була податливою, обмежено податливим або пружним залежно від сейсмічності майданчика, а також від того чи використовується сейсмічна ізоляція або які-небудь інші обмеження. Така поведінка (податлива або обмежено податлива) характеризується загальним співвідношенням сили і переміщення конструкції, схематичний механізм якої представлений на рисунку 2.1 (див. також таблицю 4.1).

undamaged.

## 2.3 Compliance criteria

### 2.3.1 General

(1)P To conform to the basic requirements set forth in **2.2**, the design shall comply with the criteria outlined in the following Clauses. In general the criteria, while aiming explicitly at satisfying the no-collapse requirement (**2.2.2**), implicitly cover the damage minimisation requirement (**2.2.3**) as well.

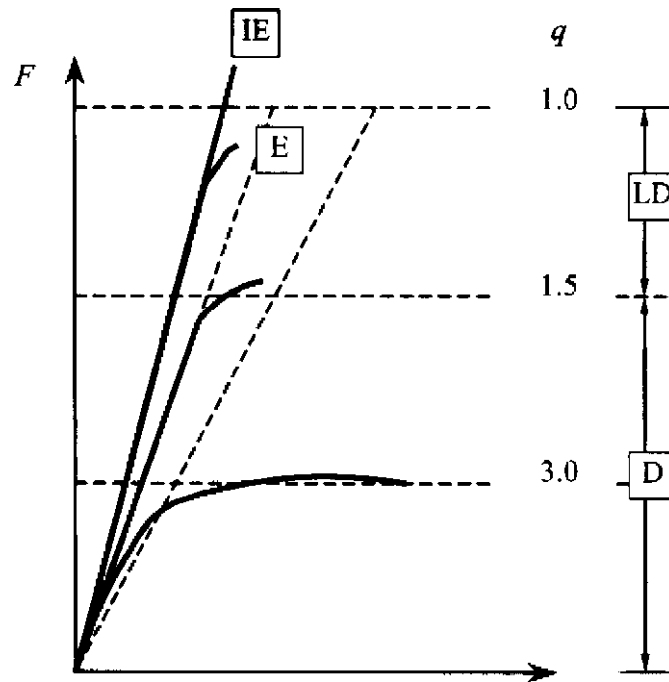
(2) Compliance with the criteria set forth in this standard is deemed to satisfy all basic requirements of **2.2**.

(3)P The compliance criteria depend on the behaviour which is intended for the bridge under the design seismic action. This behaviour may be selected in accordance with **2.3.2**.

### 2.3.2 Intended seismic behaviour

#### 2.3.2.1 General

(1)P The bridge shall be designed so that its behaviour under the design seismic action is either ductile, or limited ductile/essentially elastic, depending on the seismicity of the site, on whether seismic isolation is adopted for its design, or any other constraints which may prevail. This behaviour (ductile or limited ductile) is characterised by the global force-displacement relationship of the structure, shown schematically in Figure 2.1 (see also Table 4.1).



**Умовні позначення**

q - коефіцієнт роботи; IE - ідеальна пружна поведінка; E - головним чином пружна поведінка; LD - обмежено податлива поведінка; D - податлива поведінка

**Рисунок 2.1:** Сейсмічна поведінка

**Key**

q - Behaviour factor IE - Ideal elastic E - Essentially elastic  
LD - Limited ductile  
D - Ductile

**Figure 2.1:** Seismic behaviour

**2.3.2.2 Податлива поведінка**

(1) У районах з помірною і високою сейсмічною активністю зазвичай віддається (і по економічних причинах, і з міркувань безпеки) перевага мостам з податливою поведінкою, тобто міст має бути в змозі розсіювати значну кількість вхідної енергії в умовах серйозних землетрусів. Це відбувається за рахунок формування певних конфігурацій згинальних пластичних шарнірів або за допомогою використання сейсмоізоляційних пристроїв згідно розділу 7. Нижче буде розглянуто податливу поведінку моста, що досягається за рахунок утворення пластичних згинальних шарнірів.

(2)P Мости з податливою поведінкою повинні проектуватися таким чином, щоб конструкція мала часткову або повну стійкість за рахунок утворення згинальних пластичних шарнірів. Дані шарніри зазвичай утворюються в опорах і виконують функцію основних елементів, розсіюючих енергію.

(3) Наскільки це можливо, пластичні шарніри повинні розміщуватися в точках, доступних для

**2.3.2.2 Ductile behaviour**

(1) In regions of moderate to high seismicity it is usually preferable, both for economic and safety reasons, to design a bridge for ductile behaviour, i.e. to provide it with reliable means to dissipate a significant amount of the input energy under severe earthquakes. This is accomplished by providing for the formation of an intended configuration of flexural plastic hinges or by using isolating devices in accordance with Section 7. The part of this sub-clause that follows refers to ductile behaviour achieved by flexural plastic hinges.

(2)P Bridges of ductile behaviour shall be designed so that a dependably stable partial or full mechanism can develop in the structure through the formation of flexural plastic hinges. These hinges normally form in the piers and act as the primary energy dissipating components.

(3) As far as is reasonably practicable, the location of plastic hinges should be selected at points

огляду і ремонту.

(4)P Пролітна будова моста повинна залишатися в межах пружного діапазону. При цьому допускається утворення пластичних шарнірів (при згині навколо поперечної осі) в плитах проїзду між головними балками.

(5)P Пластичні шарніри не утворюватимуться в залізобетонних перетинах, де нормальна осьова сила  $r_k$ , визначена в **5.3(4)**, перевищує 0,6.

(6)P В даному стандарті не розглядаються правила утворення податливості в заздальгідь напружених елементах або в елементах з подальшою напругою. Відповідно, такі елементи мають бути захищені від утворення пластичних шарнірів в умовах розрахункової сейсмічної дії.

(7) Згинальні пластичні шарніри необов'язково повинні утворюватися у всіх мостових опорах. Проте оптимальна сейсмічна поведінка моста за межами пружності досягається тільки в тому випадку, якщо пластичні шарніри утворюються приблизно одночасно в максимальній по можливості, кількості опор.

(8) Здатність конструкції утворювати гнучкі шарніри потрібна для того, щоб забезпечити розсіювання енергії і податливу поведінку (див. **4.1.6(2)**).

ПРИМІТКА Деформація мостів, підтримуваних виключно за допомогою простих слабоамортизуючих еластомерних опорних частин, має, в основному, пружний характер і не веде до формування податливої поведінки (див. **4.1.6(11)P**).

(9) Взаємозв'язок сили і переміщення повинен забезпечувати значне зусилля при осіданні і гістерезисне розсіяння енергії, принаймні, за п'ять циклів непружної деформації (див. рисунок 2.1, 2.2 і 2.3).

ПРИМІТКА Еластомерні опорні частини, використовувани на деяких опорах в комбінації з суцільними опорними частинами на інших опорах, можуть привести до підвищення сили опору із збільшенням переміщення після пластичних шарнірів сформованих в інших опорних елементах. При цьому швидкість такого підвищення сили опору може бути достатньо понижена після утворення пластичних шарнірів.

accessible for inspection and repair.

(4)P The bridge deck shall remain within the elastic range. However, formation of plastic hinges (in bending about the transverse axis) is allowed in flexible ductile concrete slabs providing top slab continuity between adjacent simply-supported precast concrete girder spans.

(5)P Plastic hinges shall not be formed in reinforced concrete sections where the normalised axial force  $r_k$  defined in **5.3(4)** exceeds 0,6.

(6)P This standard does not contain rules for provision of ductility in prestressed or post-tensioned members. Consequently such members should be protected from formation of plastic hinges under the design seismic action.

(7) Flexural plastic hinges need not necessarily form in all piers. However the optimum post-elastic seismic behaviour of a bridge is achieved if plastic hinges develop approximately simultaneously in as many piers as possible.

(8) The capability of the structure to form flexural hinges is necessary, in order to ensure energy dissipation and consequently ductile behaviour (see **4.1.6(2)**).

NOTE The deformation of bridges supported exclusively by simple low damping elastomeric bearings is predominantly elastic and does not lead in general to ductile behaviour (see **4.1.6(11)P**).

(9) The global force-displacement relationship should exhibit a significant force plateau at yield and should ensure hysteretic energy dissipation over at least five inelastic deformation cycles (see Figures 2.1, 2.2 and 2.3).

NOTE Elastomeric bearings used over some supports in combination with monolithic support on other piers, may cause the resisting force to increase with increasing displacements, after plastic hinges have formed in the other supporting members. However, the rate of increase of the resisting force should be appreciably reduced after the formation of plastic hinges.



(10) Опори мостів, сполучені з пролітною будовою через ковзаючі або гнучкі опорні елементи (ковзаючі або гнучкі еластомерні опорні частини) повинні, в цілому, залишатися в межах пружного діапазону.

(10) Supporting members (piers or abutments) connected to the deck through sliding or flexible mountings (sliding bearings or flexible elastomeric bearings) should, in general, remain within the elastic range.

### 2.3.2.3 Обмежена податлива поведінка

### 2.3.2.3 Limited ductile behaviour

(1) У конструкціях з обмеженою податливою поведінкою область текучості з значним зменшенням жорсткості може не виявлятися в умовах розрахункової сейсмічної дії. В рамках характеристик «сила-переміщення» утворення силового плато не потрібно. При цьому відхилення від ідеальної пружної поведінки забезпечує деяке гістерезисне розсіяння енергії. Така поведінка відповідає значенню коефіцієнта роботи  $q \leq 1,5$  і повинно називатися в рамках даного стандарту «обмеженою податливістю».

(1) In structures with limited ductile behaviour, a yielding region with significant reduction in secant stiffness need not appear under the design seismic action. In terms of force-displacement characteristics, the formation of a force plateau is not required, while deviation from the ideal elastic behaviour provides some hysteretic energy dissipation. Such behaviour corresponds to a value of the behaviour factor  $q \leq 1,5$  and shall be referred to, in this Standard, as "limited ductile".

ПРИМІТКА Значення величини  $q$  в діапазоні  $1 \leq q \leq 1,5$  відносяться, головним чином, на рахунок різниці між проектною і вірогідною міцністю в умовах розрахункової сейсмічної дії.

NOTE Values of  $q$  in the range  $1 \leq q \leq 1,5$  are mainly attributed to the inherent margin between design and probable strength in the seismic design situation.

(2) Для мостів, де сейсмічна реакція може поглинатися ефектами більш високого режиму (наприклад, вантові мости) або де детальні розрахунки пластичних шарнірів на податливість може виявитися ненадійним (наприклад, через високе осьове зусилля або низьке відношення переміщення до прольоту), рекомендується коефіцієнт роботи  $q = 1$  відповідно до пружної поведінки.

(2) For bridges where the seismic response may be dominated by higher mode effects (e.g cable-stayed bridges), or where the detailing of plastic hinges for ductility may not be reliable (e.g. due to a high axial force or a low shear-span ratio), a behaviour factor of  $q = 1$  is recommended, corresponding to elastic behaviour.

### 2.3.3 Перевірка міцності

### 2.3.3 Resistance verifications

(1)P В мостах, розрахованих на податливу поведінку, необхідно перевірити ділянки пластичних шарнірів і переконатися, що вони володіють достатньою міцністю на згин для сприйняття розрахункової сейсмічної дії згідно 5.5. Опір зсуву пластичних шарнірів, а також міцність решти ділянок на зсув і згин мають бути розраховані так, щоб витримати проектні навантаження згідно 2.3.4 (див. також 5.3).

(1)P In bridges designed for ductile behaviour the regions of plastic hinges shall be verified to have adequate flexural strength to resist the design seismic action effects as specified in 5.5. The shear resistance of the plastic hinges, as well as both the shear and flexural resistances of all other regions, shall be designed to resist the "capacity design effects" specified in 2.3.4 (see also 5.3).

(2) У мостах, розрахованих на обмежену податливу поведінку, необхідно перевірити всі перетини і переконатися, що вони володіють достатньою міцністю і зможуть витримати розрахункову сейсмічну дію згідно 5.5 (див. 5.6.2).

(2) In bridges designed for limited ductile behaviour, all sections should be verified to have adequate strength to resist the design seismic action effects of 5.5 (see 5.6.2).

### 2.3.4 Розрахунок несучої здатності

(1)P Для мостів податливої поведінки розрахунок несучої здатності повинен забезпечити певну ієрархію міцності різних конструктивних елементів. Це повинно гарантувати формування пластичних шарнірів передбачуваної конфігурації і виключення умов крихкого руйнування.

(2)P Виконання **(1)P** буде досягнуте за допомогою проектування всіх елементів, які повинні залишатися пружними за всіх умов крихкого руйнування, з використанням розрахунку несучої здатності. До таких ефектів приводять умови рівноваги, коли у всіх згинальних шарнірів розвивається верхній квантиль міцності на згин (надміцність) згідно **5.3**.

(3) Для мостів з обмеженою податливою поведінкою застосування процедури розрахунку несучої здатності не потрібне.

### 2.3.5 Забезпечення податливості

#### 2.3.5.1 Загальні вимоги

(1)P Пластичні шарніри повинні володіти достатньою податливістю щоб забезпечити необхідну загальну податливість конструкції

ПРИМІТКА Терміни загальної і місцевої податливості, приведені в **2.3.5.2** і **2.3.5.3**, використовуються для створення теоретичної бази податливої поведінки. Вони не потрібні для практичної перевірки податливості, яка проводиться відповідно до **2.3.5.4**.

#### 2.3.5.2 Загальна податливість

(1) В рамках системи з однією ступенню свободи з ідеально пружно-пластичним співвідношенням зусилля до переміщення, як показано на рисунку 2.2, розрахункове значення коефіцієнта податливості конструкції визначається як відношення переміщень, відповідних граничному стану міцності ( $d_u$ ) до переміщень текучості ( $d_y$ ); переміщення вимірюються по центру маси: тобто  $\mu_d = d_u / d_y$ .

### 2.3.4 Capacity design

(1)P For bridges of ductile behaviour, capacity design shall be used to ensure that an appropriate hierarchy of resistance exists within the various structural components. This is to ensure that the intended configuration of plastic hinges will form and that brittle failure modes are avoided.

(2)P Fulfilment of **(1)P** shall be achieved by designing all members intended to remain elastic against all brittle modes of failure, using "capacity design effects". Such effects result from equilibrium conditions at the intended plastic mechanism, when all flexural hinges have developed an upper fractile of their flexural resistance (overstrength), as specified in **5.3**.

(3) For bridges of limited ductile behaviour the application of the capacity design procedure is not required.

### 2.3.5 Provisions for ductility

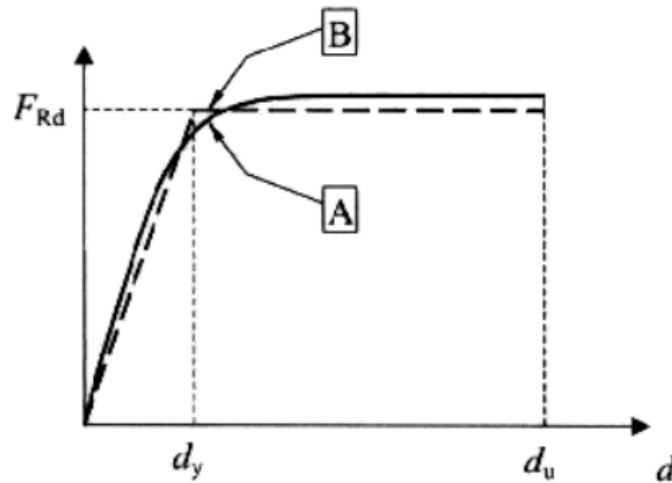
#### 2.3.5.1 General requirement

(1)P The intended plastic hinges shall be provided with adequate ductility, to ensure the required overall global ductility of the structure.

NOTE The definitions of global and local ductilities, given in **2.3.5.2** and **2.3.5.3**, are intended to provide the theoretical basis of ductile behaviour. In general they are not required for practical verification of ductility, which is effected in accordance with **2.3.5.4**.

#### 2.3.5.2 Global ductility

(1) Referring to an equivalent one-degree-of-freedom system with an idealised elastic-perfectly plastic force-displacement relationship, as shown in Figure 2.2, the design value of the ductility factor of the structure (available displacement ductility factor) is defined as the ratio of the ultimate limit state displacement ( $d_u$ ) to the yield displacement ( $d_y$ ), both measured at the centre of mass: i.e.  $\mu_d = d_u / d_y$ .



**Умовні позначення**

A - розрахункова крива;

B - крива пружнопластичності

**Рисунок 2.2:** Крива загальна сила-переміщення (рівномірне вантаження)

**Key**

A – Design,

B - Elastoplastic

**Figure 2.2:** Global force-displacement diagram (Monotonic loading)

(2) При проведенні еквівалентного лінійного розрахунку вважається, що сила текучості в залежності загального пружно-пластичного зусилля до переміщення дорівнює розрахунковому значенню сили опору,  $F_{Rd}$ . Деформація текучості, що визначає аспект пружності, вибирається так, щоб забезпечити оптимальну апроксимацію розрахункової кривої залежності переміщення від сили (для моніторингу навантаження).

(2) When an equivalent linear analysis is performed, the yield force of the global elastic-perfectly plastic force-displacement is assumed equal to the design value of the resisting force,  $F_{Rd}$ . The yield displacement defining the elastic branch is selected so as to best approximate the design force-displacement curve (for monotonic loading).

(3) Граничне переміщення  $d_u$  визначається як максимальне переміщення, що задовольняє наступним умовам. Конструкції мають бути в змозі витримати, принаймні, п'ять повних циклів переміщень до граничного переміщення:

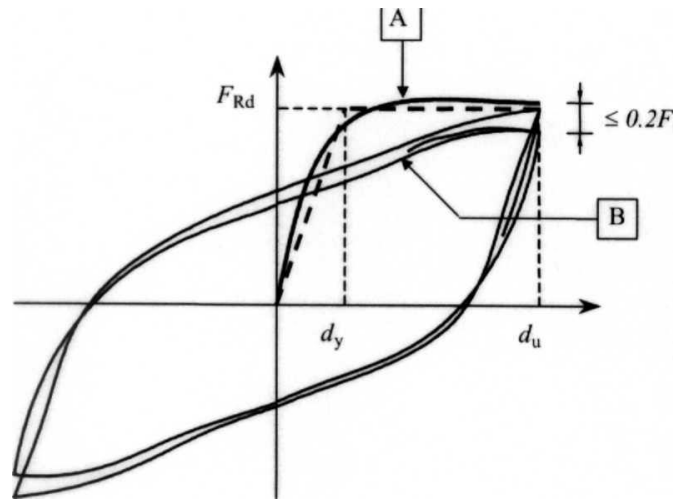
(2) The ultimate displacement  $d_u$  is defined as the maximum displacement satisfying the following condition. The structure should be capable of sustaining at least 5 full cycles of deformation to the ultimate displacement:

- без ознак руйнування поперечної арматури залізобетонних перетинів або місцевого випучування сталевих секцій;

(3)  
- without initiation of failure of the confining reinforcement for reinforced concrete sections, or local buckling effects for steel sections; and

- без зниження граничного зусилля для сталевих податливих елементів або без зниження, більш ніж на 20% граничного зусилля, для залізобетонних податливих елементів (див. рисунок 2.3).

- without a drop of the resisting force for steel ductile members or without a drop exceeding 20% of the ultimate resisting force for reinforced concrete ductile members (see Figure 2.3).



**Умовні позначення**

A - рівномірне вантаження;

B - 5-й цикл

**Рисунок 2.3:** Цикли сила-переміщення (залізобетон)

**Key**

A - Monotonic loading

B -5th cycle

**Figure 2.3:** Force-displacement cycles (Reinforced concrete)

**2.3.5.3 Місцева податливість пластичних шарнірів**

(1) Загальна податливість конструкції залежить від наявності місцевої податливості пластичних шарнірів (див. рисунок 2.4). Це можна виразити через коефіцієнт податливості поперечного перетину на кривій:

$$\mu_{\Phi} = \Phi_u / \Phi_y \tag{2.2}$$

або через коефіцієнт податливості кута повороту в зоні, де утворюється пластичний шарнір, який залежить від граничного кута повороту пластичного перетину,

$$\theta_{p,u} = \theta_u - \theta_y,$$

пластичного шарніра:

$$\mu_{\theta} = \theta_u / \theta_y = 1 + (\theta_u - \theta_y) / \theta_y = 1 + \theta_{p,u} / \theta_y \tag{2.3}$$

Кут повороту вимірюється по довжині L між кінцевим перетином пластичного шарніра і перетином нульового моменту, як показано на рисунку 2.4.

ПРИМІТКА 1 Для залізобетонних елементів відношення між  $\Phi_u$ ,  $\Phi_y$ , L і  $L_p$  виражається рівнянням (E16b) в E.3.2 довідкового додатку E.

ПРИМІТКА 2 Довжина пластичних шарнірів  $L_p$  для

**2.3.5.3 Local ductility at the plastic hinges**

(1) The global ductility of the structure depends on the available local ductility at the plastic hinges (see Figure 2.4). This can be expressed in terms of the curvature ductility factor of the cross-section:

or, in terms of the chord rotation ductility factor at the end where the plastic hinge forms, that depends on the plastic rotation capacity,

of the plastic hinge:

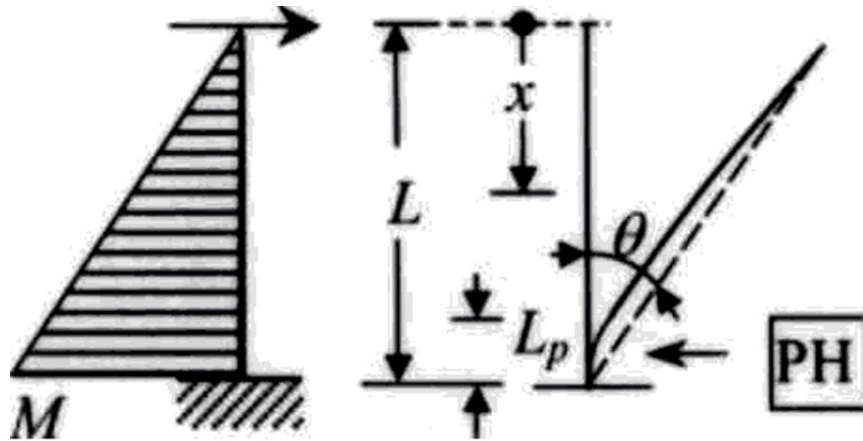
The chord rotation is measured over the length L, between the end section of the plastic hinge and the section of zero moment, as shown in Figure 2.4.

NOTE 1 For concrete members the relationship between  $\Phi_u$ ,  $\Phi_y$ , L and  $L_p$  is given by equation (E16b) in E.3.2 of Informative Annex E.

NOTE 2 The length of plastic hinges  $L_p$  for concrete members

залізобетонних елементів може вказуватися в національному додатку як функція геометрії і характеристик елемента. Рекомендований вираз наводиться в додатку Е.

may be specified in the National Annex, as a function of the geometry and other characteristics of the member. The recommended expression is that given in Annex E.



**Умовні позначення**

**Key**  
PH - Plastic hinge 1 L

**Рисунок 2.4:** Кут повороту  $\theta = \frac{1}{L} \int_0^L \Phi x dx$

**Figure 2.4:** Chord rotation  $\theta = \frac{1}{L} \int_0^L \Phi x dx$

(2) У даних виразах граничні переміщення повинні відповідати визначенням в 2.3.5.2(3).

(2) In the above expressions the ultimate deformations should conform to the definitions in 2.3.5.2(3).

**ПРИМІТКА** Відношення між податливістю кривої пластичного шарніра і коефіцієнтом податливості загального переміщення для простого випадку приводиться в додатку В. Дана залежність не призначена для перевірки податливості.

**NOTE** The relationship between curvature ductility of a plastic hinge and the global displacement ductility factor for a simple case is given in Annex B. That relationship is not intended for ductility verification.

**2.3.5.4 Перевірка податливості**

**2.3.5.4 Ductility verification**

(1)Р Вважається, що відповідність спеціальним правилам, представленим в розділі 6, гарантує наявність відповідної місцевої і загальної податливості.

(1)P Conformance to the Specific Rules specified in Section 6 is deemed to ensure the availability of adequate local and global ductility.

(2)Р При проведенні нелінійного статичного або динамічного розрахунку, умови кута повороту мають бути перевірені щодо наявних можливостей пластичних шарнірів до обертання (див. 4.2.4.4).

(2)P When non-linear static or dynamic analysis is performed, chord rotation demands shall be checked against available rotation capacities of the plastic hinges (see 4.2.4.4).

(3) Для мостів з режимом обмеженої податливості застосовуються умови 6.5.

(3) For bridges of limited ductile behaviour the provisions of 6.5 should be applied.

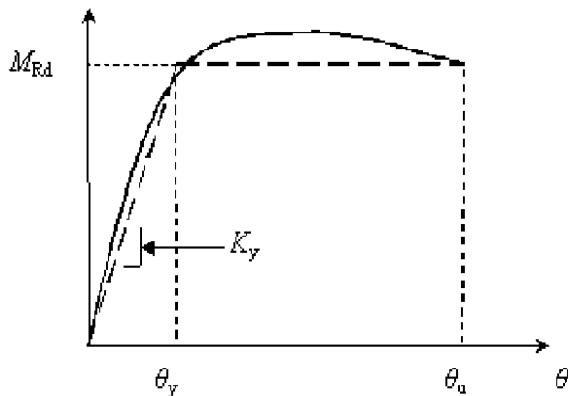
**2.3.6 З'єднання. Контроль переміщень. Конструювання**

**2.3.6 Connections. Control of displacements. Detailing**

**2.3.6.1 Фактична жорсткість. Розрахункове сейсмічне переміщення**

**2.3.6.1 Effective stiffness - Design seismic displacement**

(1)P Якщо використовуються еквівалентні методи лінійного розрахунку, жорсткість кожного елемента повинна прийматися відповідно до коефіцієнта пружності січною в точці максимального розрахункового напруження при розрахунковій сейсмічній дії. Для елементів, що містять пластичні шарніри, це відповідає жорсткості січної в теоретичній точці текучості (див. рисунок 2.5).



**Рисунок 2.5:** Криві момент - переміщення в пластичних шарнірах

(2) Для залізобетонних елементів в мостах, розрахованих на податливу поведінку, за відсутності точнішого методу його розрахунку, робоча згинальна жорсткість, використовувана в лінійному розрахунку (статичному або динамічному) для розрахункового сейсмічного навантаження, може визначатися таким чином.

- Для залізобетонних опор: значення, розраховане на основі січної жорсткості в теоретичній точці текучості.

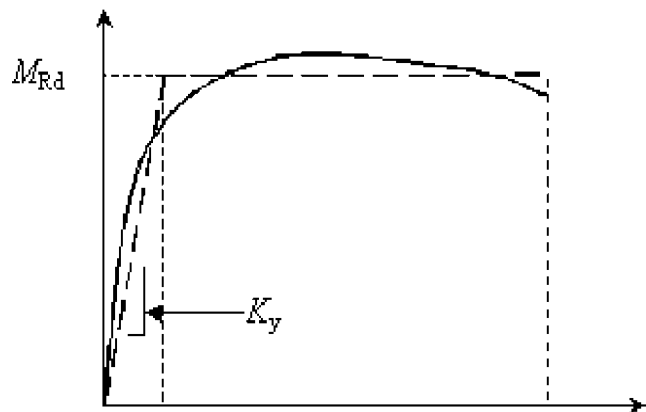
- Для заздалегідь напружених або залізобетонних пролітних будівель: жорсткість бетонних перетинів бруто без тріщин.

ПРИМІТКА В додатку С приводяться інструкції за оцінкою фактичної жорсткості залізобетонних елементів.

(3) Для мостів, призначених для режиму обмеженої податливості, можуть використовуватися правила (2) або згинальна жорсткість залізобетонних перетинів бруто без тріщин може застосовуватися до всієї

(1)P When equivalent linear analysis methods are used, the stiffness of each member shall be chosen corresponding to its secant stiffness under the maximum calculated stresses under the design seismic action. For members containing plastic hinges this corresponds to the secant stiffness at the theoretical yield point (See Figure 2.5).

Left: Moment-rotation relationship of plastic hinge for structural steel; Right: Moment-curvature relationship of cross-section for reinforced concrete.



**Figure 2.5:** Moment - deformation diagrams at plastic hinges

(2) For reinforced concrete members in bridges designed for ductile behaviour, and unless a more accurate method is used for its estimation, the effective flexural stiffness to be used in linear analysis (static or dynamic) for the design seismic action may be estimated as follows.

- For reinforced concrete piers, a value calculated on the basis of the secant stiffness at the theoretical yield point.

- For prestressed or reinforced concrete decks, the stiffness of the uncracked gross concrete sections.

NOTE Annex C gives guidance for the estimation of the effective stiffness of reinforced concrete members.

(3) In bridges designed for limited ductile behaviour, either the rules of (2) may be applied or the flexural stiffness of the uncracked gross concrete sections may be used for the entire structure.

конструкції.

(4) І для податливих мостів, і для мостів з обмеженою податливістю необхідно враховувати істотне зниження крутильної жорсткості залізобетонних пролітних будов щодо крутильної жорсткості пролітних будівель без тріщин. Якщо відсутній точніший метод розрахунку, можна використовувати наступні частини крутильної жорсткості перетинів бруто без тріщин:

- для відкритих перетинів або плит крутильна жорсткість може ігноруватися;
- для задалегідь напружених коробчатих перетинів: 50% жорсткостей перетинів бруто без тріщин;
- для залізобетонних коробчатих перетинів: 30% жорсткостей перетинів бруто без тріщин;

(5) І для податливих мостів, і для мостів з обмеженою податливістю переміщення, отримані в результаті розрахунку згідно (2) і (3), необхідно помножити на відношення згинальної жорсткості елемента, використаного при розрахунку (а), до значення вигинистої жорсткості, яка відповідає рівню напруги, отриманої в результаті розрахунку (b).

**ПРИМІТКА** Слід зазначити, що при використанні еквівалентного лінійного розрахунку (див. 4.1.6(1P)), переоцінка фактичної жорсткості веде до надійних результатів при сейсмічній дії. В цьому випадку після розрахунку потрібно відкорегувати тільки переміщення на підставі згинальної жорсткості, яка відповідає отриманому рівню моментів. З іншого боку, якщо початково прийнята фактична жорсткість значно нижча за жорсткість, відповідну напрузі розрахунку, розрахунок необхідно повторити з використанням кращої апроксимації фактичної жорсткості.

(6)P Якщо використовується лінійний сейсмічний розрахунок, заснований на розрахунковому діапазоні згідно EN 1998-1:2004, 3.2.2.5, розрахункові сейсмічні переміщення,  $d_E$ , можна вивести з переміщень,  $d_{Ee}$ , визначених за допомогою розрахунку таким чином:

$$d_E = \pm \eta \mu_d d_{Ee} \quad (2.4)$$

де  $\eta$  - це поправочний коефіцієнт загасання, вказаний в EN 1998-1:2004 3.2.2.2(3) і визначений із значеннями  $\zeta$ , вказаними для загасання в 4.1.3(1).

(4) For both ductile and limited ductile bridges, the significant reduction of the torsional stiffness of concrete decks, in relation to the torsional stiffness of the uncracked deck, should be accounted for. Unless a more accurate calculation is made, the following fractions of the torsional stiffness of the uncracked gross section may be used:

- for open sections or slabs, the torsional stiffness may be ignored;
- for prestressed box sections, 50% of the uncracked gross section stiffness;
- for reinforced concrete box sections, 30% of the uncracked gross section stiffness.

(5) For both ductile and limited ductile bridges, displacements obtained from an analysis in accordance with (2) and (3) should be multiplied by the ratio of (a) the flexural stiffness of the member used in the analysis to (b) the value of flexural stiffness that corresponds to the level of stresses resulting from the analysis.

**NOTE** It is noted that in the case of equivalent linear analysis (see 4.1.6(1P)) an overestimation of the effective stiffness leads to results which are on the safe side regarding the seismic action effects. In such a case, only the displacements need be corrected after the analysis, on the basis of the flexural stiffness that corresponds to the resulting level of moments. On the other hand, if the effective stiffness initially assumed is significantly lower than that corresponding to the stresses from the analysis, the analysis should be repeated using a better approximation of the effective stiffness.

(6)P If linear seismic analysis based on the design spectrum in accordance with EN 1998-1:2004, 3.2.2.5 is used, the design seismic displacements,  $d_E$ , shall be derived from the displacements,  $d_{Ee}$ , determined from such an analysis as follows:

where  $\eta$  is the damping correction factor specified in EN 1998-1:2004, 3.2.2.2(3) determined with the  $\zeta$  values specified for damping in 4.1.3(1).

(7) Якщо переміщення  $d_{Ee}$  виводяться з розрахунку лінійної пружності на підставі пружного спектру згідно EN 1998-1:2004, **3.2.2.2** ( $q = 1.0$ ), розрахункове переміщення,  $d_E$ , повинна прийматися рівній величині  $d_{Ee}$ .

(8)P Коефіцієнт податливості визначається таким чином:  
якщо основний період  $T$  в даному горизонтальному напрямку складає  $T \geq T_0 = 1,25 T_C$ , де  $T_C$  - це кутовий період, визначений згідно EN 1998-1:2004, **3.2.2.2**, тоді:

$$\mu_d = q \quad (2.5)$$

якщо  $T < T_0$ , тоді:

$$\mu_d = (q - 1) \frac{T_0}{T} + 1 \leq 5q - 4 \quad (2.6)$$

де  $q$  - це значення коефіцієнта роботи, прийнятого для розрахунку, отриманого в значенні  $d_{Ee}$ .

ПРИМІТКА Вираз (2.6) забезпечує плавний перехід між правилом «рівного переміщення», застосовного для  $T \geq T_0$ , і діапазоном коротких періодів (нетипово для мостів), де доцільно допустити низьке значення  $q$ . Для дуже малих періодів ( $T < 0,033$  с) необхідно прийняти  $q = 1$  (див. також **4.1.6(9)**), що дає:  $\mu_d = 1$ .

(9)P Якщо застосовується нелінійний розрахунок динаміки зміни, деформаційні характеристики пластичних елементів повинні апроксимувати свою дійсну поведінку за межами пружності відносно навантажень і розвантажувальних аспектів петлі гістерезису, а також потенційної деградації (див. **4.2.4.4**).

### 2.3.6.2 З'єднання

(1)P З'єднання між підтримуючими і опертими елементами повинні проектуватися так, щоб забезпечити конструктивну цілісність і запобігти зштовхуванню з місця в умовах сильних сейсмічних зсувів.

(2) Якщо в даній частині не обумовлене інше, опори, сполучні елементи і фіксатори, використовувані для забезпечення конструктивної цілісності, повинні проектуватися з урахуванням проектних можливостей (див. **5.3, 6.6.2.1, 6.6.3.1 і 6.6.3.2**).

(7) When the displacements  $d_{Ee}$  are derived from a linear elastic analysis based on the elastic spectrum in accordance with EN 1998-1:2004, **3.2.2.2** ( $q = 1.0$ ), the design displacement,  $d_E$ , shall be taken as equal to  $d_{Ee}$ .

(8)P The displacement ductility factor shall be assumed as follows:  
when the fundamental period  $T$  in the considered horizontal direction is  $T \geq T_0 = 1,25 T_C$ , where  $T_C$  is the corner period defined in accordance with EN 1998-1:2004, **3.2.2.2**, then

$$\mu_d = q \quad (2.5)$$

if  $T < T_0$ , then

$$\mu_d = (q - 1) \frac{T_0}{T} + 1 \leq 5q - 4 \quad (2.6)$$

where  $q$  is the value of the behaviour factor assumed in the analysis that results in the value of  $d_{Ee}$ .

NOTE Expression (2.6) provides a smooth transition between the "equal displacement" rule that is applicable for  $T \geq T_0$ , and the short period range (not typical to bridges) where the assumption of a low  $q$ -value is expedient. For very small periods ( $T < 0,033$  sec),  $q = 1$  should be assumed (see also **4.1.6(9)**), giving:  $\mu_d = 1$ .

(9)P When non-linear time-history analysis is used, the deformation characteristics of the yielding members shall approximate their actual post-elastic behaviour, both as far as the loading and unloading branches of the hysteresis loops are concerned, as well as potential degradation effects (see **4.2.4.4**).

### 2.3.6.2 Connections

(1)P Connections between supporting and supported members shall be designed in order to ensure structural integrity and avoid unseating under extreme seismic displacements.

(2) Unless otherwise specified in this Part, bearings, links and holding-down devices used for securing structural integrity, should be designed using capacity design effects (see **5.3, 6.6.2.1, 6.6.3.1 and 6.6.3.2**).



(3) У нових мостах необхідно передбачити відповідну довжину нахльостування між підтримуючими і опертими елементами в точках рухомих з'єднань з метою запобігання зрушенню з місця (див. **6.6.4**).

(4) При реконструкції мостів, що діють, як альтернатива довжині опирання можна використовувати надійні з'єднання між підтримуючими і опертими елементами (див. **6.6.1(3) P** і **6.6.3.1(1)**).

### 2.3.6.3 Контроль за переміщеннями – Конструювання

(1)P Окрім забезпечення загальної податливості системи, необхідно провести конструювання елементів моста і його компонентів, що несуть і не несуть, з тим, щоб врахувати можливі переміщення у разі розрахункової сейсмічної дії.

(2)P Для важливих або великих конструктивних елементів необхідно передбачити відповідні зазори, які мають бути не менш загальних проектних переміщень від розрахункової сейсмічної дії,  $d_{Ed}$ , які визначаються таким чином:

$$d_{Ed} = d_E + d_G + \Psi_2 d_T \quad (2.7)$$

де наступні переміщення будуть поєднуватися з найбільш неблагоприємним сполучатися з найбільш невідгидним знаком:

$d_E$  - розрахункові сейсмічні переміщення згідно **2.3.6.1**;

$d_G$  - переміщення, що викликаються постійною і квазіпостійною дією (наприклад, подальше натягнення, усадка і повзучість пролітних будов);

$d_T$  - переміщення, що викликаються температурними переміщеннями;

$\psi_2$  - коефіцієнт поєднання для квазіпостійного значення температурної дії згідно EN 1990:2002, таблиці **A2.1**, **A2.2** або **A2.3**.

При розрахунку загальної проектної величини переміщень від розрахункової сейсмічної дії, повинні враховуватися також і ефекти другого порядку, якщо вони мають певну значущість.

(3) Відносні розрахункові сейсмічні

(3) In new bridges appropriate overlap lengths should be provided between supporting and supported members at moveable connections, in order to avoid unseating (see **6.6.4**).

(4) In retrofitting existing bridges as an alternative to the provision of overlap length, positive linkage between supporting and supported members may be used (see **6.6.1(3)P** and **6.6.3.1(1)**).

### 2.3.6.3 Control of displacements - Detailing

(1)P In addition to ensuring the required overall ductility, structural and non-structural detailing of the bridge and its components shall be provided to accommodate the displacements in the seismic design situation.

(2)P Clearances shall be provided for protection of critical or major structural members. Such clearances shall accommodate the total design value of the displacement in the seismic design situation,  $d_{Ed}$ , determined as follows:

where the following displacements shall be combined with the most unfavourable sign:

$d_E$  is the design seismic displacement in accordance with **2.3.6.1**;

$d_G$  is the long term displacement due to the permanent and quasi-permanent actions (e.g. post-tensioning, shrinkage and creep for concrete decks);

$d_T$  is the displacement due to thermal movements;

$\psi_2$  is the combination factor for the quasi-permanent value of thermal action, in accordance with EN 1990:2002, Tables **A2.1**, **A2.2** or **A2.3**.

Second order effects shall be taken into account in the calculation of the total design value of the displacement in the seismic design situation, when such effects are significant.

(3) The relative design seismic displacement,  $d_E$ ,

переміщення,  $d_E$ , між двома незалежними секціями моста можна визначати як корінь квадратний з суми квадратів значень розрахункових сейсмічних переміщень, визначених для кожної секції згідно **2.3.6.1**.

(4)Р Дії великих динамічних сил в результаті непередбачуваного зіткнення основних конструктивних елементів запобігає завдяки використанню податливих/упругих елементів або спеціальних енергопоглинаючих пристроїв (буферів). Такі елементи повинні мати люфт, рівний загальним проектним переміщенням від розрахункової сейсмічної дії,  $d_{Ed}$ .

(5) Конструювання другорядних елементів (наприклад, шарнірні стики пролітної будівлі і задніх стінок опор), які можуть отримати пошкодження в умовах розрахункової сейсмічної дії, повинне передбачати можливий ступінь пошкоджень і засоби для їх ремонту. Зазори мають бути не менш відповідних розрахункових сейсмічних переміщень і температурних переміщень,  $p_E$  та  $p_T$ , відповідно, з урахуванням довготривалих ефектів повзучості і усадки, що дозволить уникнути пошкоджень в умовах частих землетрусів. Ступінь сприйняття навантажень повинен вибиратися з урахуванням матеріальних витрат, необхідних для запобігання пошкодженням.

ПРИМІТКА 1 Значення,  $p_E$  і  $p_T$  для застосування в країні в умовах відсутності явної оптимізації, можна знайти в національному застосуванні. Рекомендуються наступні значення:  $p_E = 0,4$  (для розрахункових сейсмічних переміщень);  $p_T = 0,5$  (для температурних переміщень);

ПРИМІТКА 2 По деформаційних швах залізничних мостів, поперечних деформацій можна уникати взагалі або обмежити їх до рівня, що дозволяє запобігти сходу з рейок.

### 2.3.7 Спрощений критерій

(1) В умовах низької сейсмічності допускається використання спрощеного критерію проектування.

ПРИМІТКА 1 Вибір категорії моста, типу ґрунту і сейсмічної зони в країні, для якої застосовуються умови низької сейсмічності, можна знайти в національному застосуванні. Рекомендується, щоб випадки низької сейсмічності (або від помірної до високої сейсмічності) визначалися згідно примітці в EN 1998-1:2004, **3.2.1(4)**.

ПРИМІТКА 2 Класифікація мостів і спрощений критерій

between two independent sections of a bridge may be estimated as the square root of the sum of squares of the values of the design seismic displacement calculated for each section in accordance with **2.3.6.1**.

(4)P Large shock forces, caused by unpredictable impact between major structural members, shall be prevented by means of ductile/resilient members or special energy absorbing devices (buffers). Such members shall possess a slack at least equal to the total design value of the displacement in the seismic design situation,  $d_{Ed}$ .

(5) The detailing of non-critical structural components (e.g. deck movement joints and abutment back-walls), expected to be damaged due to the design seismic action, should cater for a predictable mode of damage, and provide for the possibility of permanent repair. Clearances should accommodate appropriate fractions of the design seismic displacement and of the thermal movement,  $p_E$  and  $p_T$ , respectively, after allowing for any long term creep and shrinkage effects, so that damage under frequent earthquakes is avoided. The appropriate values of such fractions may be chosen, based on a judgement of the cost-effectiveness of the measures taken to prevent damage.

NOTE 1 The value ascribed to  $p_E$  and  $p_T$  for use in a country in the absence of an explicit optimisation may be found in its National Annex. The recommended values are as follows:  $p_E = 0,4$  (for the design seismic displacement);  $p_T = 0,5$  (for the thermal movement).

NOTE 2 At joints of railway bridges, transverse differential displacement may have to be either avoided or limited to values appropriate for preventing derailment.

### 2.3.7 Simplified criteria

(1) In cases of low seismicity, simplified design criteria may be established.

NOTE 1: The selection of the categories of bridge, ground type and seismic zone in a country for which the provisions of low seismicity apply may be found in its National Annex. It is recommended that cases of low seismicity (and by consequence those of moderate to high seismicity) should be defined as recommended in the Note in EN 1998-1:2004, **3.2.1(4)**.

NOTE 2: Classification of bridges and simplified criteria for

розрахунку сейсмічності окремих класів мостів у разі низької сейсмоактивності може бути розроблена в національному застосуванні. При цьому рекомендується, щоб даний спрощений критерій ґрунтувався на властивостях обмеженої податливості/суттєво пружної сейсмічної поведінки моста, для якого спеціальна податливість не потрібна.

## 2.4 Ескізне проектування

(1) Важливо, щоб можливі наслідки сейсмічної дії розглядалися вже на стадії ескізного проектування, навіть в умовах від низької до помірної сейсмічності.

(2) В умовах низької сейсмічності необхідно вибрати тип режиму сейсмостійкості моста (див. **2.3.2**). Якщо вибирається режим обмеженої податливості (або істотна пружна поведінка), допускається застосування спрощеного критерію згідно **2.3.7**.

(3) В умовах від помірної до високої сейсмічності зазвичай вибирається податливий режим. Для його реалізації передбачається або використання незалежних гнучких механізмів, або використання пристроїв сейсмічної ізоляції і розсіювання енергії. Якщо вибирається режим податливості, потрібне дотримання умов **(4) - (8)**.

(4) Необхідно визначити кількість опор, які використовуватимуться для опору дії сейсмічних сил в подовжньому і поперечному напрямках. Загалом, в умовах сейсмічної дії мости з нерозрізною багатопролітною будовою поведуться краще, ніж мости з декількома розрізними пролітними будовами. Оптимальний сейсмічний режим за межами пружності досягається у тому випадку, коли пластичні шарніри утворюються приблизно одночасно в максимальній кількості мостових опор. При цьому кількість опор, що чинять опір сейсмічній дії, може бути менше загальної кількості опор за рахунок використання опорних частин ковзання або еластомерних, які зменшують напругу, що викликається переміщенням пролітної будови в результаті температурної дії, усадки і інших несейсмічних явищ.

(5) Певний баланс повинен підтримуватися при призначенні деформативності опорних частин. Значна гнучкість знижує величину

the seismic design pertaining to individual bridge classes in cases of low seismicity may be established by the National Annex. It is recommended that these simplified criteria are based on a limited ductile/essentially elastic seismic behaviour of the bridge, for which no special ductility requirements are necessary.

## 2.4 Conceptual design

(1) Consideration of the implications of the seismic action at the conceptual stage of the design of bridges is important, even in cases of low to moderate seismicity.

(2) In cases of low seismicity the type of intended seismic behaviour of the bridge (see **2.3.2**) should be decided. If a limited ductile (or essentially elastic) behaviour is selected, simplified criteria, in accordance with **2.3.7** may be applied.

(3) In cases of moderate or high seismicity, the selection of ductile behaviour is generally expedient. Its implementation, either by providing for the formation of a dependable plastic mechanism or by using seismic isolation and energy dissipation devices, should be decided. When a ductile behaviour is selected, **(4) to (8)** should be observed.

(4) The number of supporting members (piers and abutments) that will be used to resist the seismic forces in the longitudinal and transverse directions should be decided. In general bridges with continuous deck behave better under seismic conditions than those with many movement joints. The optimum post-elastic seismic behaviour is achieved if plastic hinges develop approximately simultaneously in as many piers as possible. However, the number of the piers that resist the seismic action may have to be less than the total number of piers, by using sliding or flexible mountings between the deck and some piers in the longitudinal direction, to reduce the stresses arising from imposed deck deformations due to thermal actions, shrinkage and other non-seismic actions.

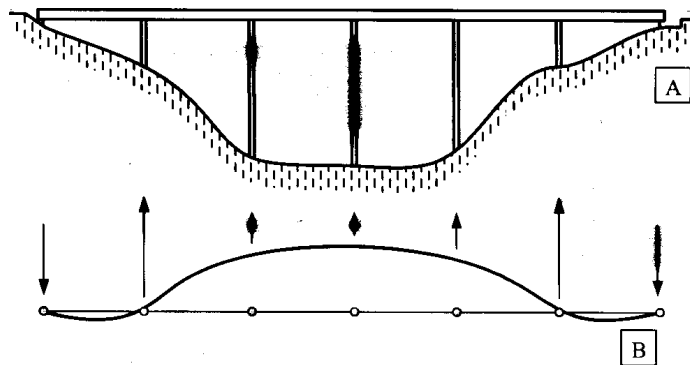
(5) A balance should be maintained between the strength and the flexibility requirements of the horizontal supports. High flexibility reduces the

поперечних сил, що виникають в результаті розрахункової сейсмічної дії, але сприяє збільшенню переміщення, що може привести до утворення високих ефектів другого порядку.

(6) Для мостів з нерозрізними пролітними будовами і з опорами, жорсткість яких в поперечному напрямі значно відрізняється (що може мати місце в долинах з крутими схилами), на невисоких опорах можуть використовуватися поперечні ковзаючі або еластомерні опорні частини з метою запобігання небажаному розподілу поперечної сейсмічної дії серед мостових опор, як показано на рисунку 2.6.

magnitude of lateral forces induced by the design seismic action but increases the movement at the joints and moveable bearings and may lead to high second order effects.

(6) In the case of bridges with a continuous deck and with transverse stiffness of the abutments and of the adjacent piers which is very high compared to that of the other piers (as may occur in steep-sided valleys), it may be preferable to use transversally sliding or elastomeric bearings over the short piers or the abutments to avoid unfavourable distribution of the transverse seismic action among the piers and the abutments such as that exemplified in Figure 2.6.



**Умовні позначення**

A - вигляд збоку;  
B - план

**Рисунок 2.6:** Небажаний розподіл поперечних сейсмічних сил

**Key**

A - Elevation  
B - Plan

**Figure 2.6:** Unfavourable distribution of transverse seismic action

(7) Місця розсіювання енергії повинні вибиратися так, щоб до них був нормальний доступ для огляду і ремонту. Такі місця мають бути чітко позначені у відповідній проектній документації.

(7) The locations selected for energy dissipation should be chosen so as to ensure accessibility for inspection and repair. Such locations should be clearly indicated in the appropriate design documents.

(8) Місця потенційних або передбачуваних сейсмічних пошкоджень, окрім (7), мають бути чітко ідентифіковані, а труднощі їх ремонту зведені до мінімуму.

(8) The location of areas of potential or expected seismic damage other than those in (7) should be identified and the difficulty of repairs should be minimised.

(9) Кількість деформаційних швів необхідно приймати мінімальним і по можливості виключно для довгих мостів або для мостів, що перетинають неоднорідні ґрунтові формації.

(9) In exceptionally long bridges, or in bridges crossing non-homogeneous soil formations, the number and location of intermediate movement joints should be decided.

(10) Для мостів, що перетинають потенційно активні тектонічні зони, необхідно визначити можливі розломи ґрунтів і врахувати це забезпечення відповідної гнучкості конструкції або створення відповідних рухомих з'єднань.

(10) In bridges crossing potentially active tectonic faults, the probable discontinuity of the ground displacement should be estimated and accommodated either by adequate flexibility of the structure or by provision of suitable movement

joints.

(11) Можливість утворення пливунів в основі має бути проаналізована згідно відповідним вимогам EN 1998-5:2004.

(11) The liquefaction potential of the foundation soil should be investigated in accordance with the relevant provisions of EN 1998-5:2004.

### 3 СЕЙСМІЧНА АКТИВНІСТЬ

#### 3.1 Визначення сейсмічної активності

##### 3.1.1 Загальні положення

(1)P Складність моделі, вибраної для опису сейсмічної дії, повинна відповідати характеру землетрусу і важливості споруди; при цьому вона повинна також розміряться з складністю моделі, що використовується для розрахунку моста.

(2)P В даному розділі в рамках кількісного розрахунку сейсмічної дії розглядатимуться тільки вібрації, що передаються ґрунтом на конструкцію. Проте землетруси можуть викликати переміщення ґрунту в результаті утворення провалів або розломів. Такі переміщення можуть привести до утворення серйозних деформацій з тяжкими наслідками для мостів. Даний тип небезпеки слід вивчити окремо. Наслідки подібних пошкоджень можна мінімізувати, наприклад, вибором відповідної конструктивної системи. Дія цунамі в даному стандарті не розглядається.

##### 3.1.2 Застосування компонентів руху

(1)P При проектуванні мостів в розрахунку досить взяти до уваги три лінійних складових сейсмічної дії. Якщо використовується метод спектру реакцій, розрахунок моста може проводитися окремо для компонентів поступальної сейсмічної дії в подовжньому, поперечному і вертикальному напрямках. В даному випадку сейсмічна дія представляється трьома однокомпонентними діями, поодиноці для кожного напрямку, кількісно вираженими згідно **3.2**. Результати впливів повинні поєднуватися згідно **4.2.1.4**.

(2)P Якщо проводиться нелінійний розрахунок динаміки змін, конструкція моста повинна оцінюватися при одночасній дії різних складових.

(3) Сейсмічна дія викликає додаткові зусилля на граничній поверхні між конструкцією і ґрунтом. Якщо для представлення жорсткості ґрунту у фундаментах на природній основі або з

### 3 SEISMIC ACTION

#### 3.1 Definition of the seismic action

##### 3.1.1 General

(1)P The complexity of the model selected to describe the seismic action shall be appropriate to the relevant earthquake motion to be described and the importance of the structure and commensurate with the sophistication of the model used in the analysis of the bridge.

(2)P In this Section only the shaking transmitted by the ground to the structure is considered in the quantification of the seismic action. However, earthquakes can induce permanent displacements in soils arising from ground failure or fault rupture. These displacements may result in imposed deformations with severe consequences for bridges. This type of hazard shall be evaluated through specific studies. Its consequences shall be minimised by appropriate measures, such as selecting a suitable structural system. Tsunami effects are not treated in this Standard.

##### 3.1.2 Application of the components of the motion

(1)P In general only the three translational components of the seismic action need to be taken into account for the design of bridges. When the response spectrum method is applied, the bridge may be analysed separately for the translational components of the seismic action in the longitudinal, transverse and vertical directions. In this case the seismic action is represented by three one-component actions, one for each direction, quantified in accordance with **3.2**. The action effects shall be combined in accordance with **4.2.1.4**.

(2)P When non-linear time-history analysis is performed, the bridge shall be analysed under the simultaneous action of the different components.

(3) The seismic action is applied at the interface between the structure and the ground. If springs are used to represent the soil stiffness either in connection with spread footings or with deep foundations, such as piles, shafts (caissons), etc. (see

фундаментом глибокого залягання, наприклад, палі, колони (кесонні) і так далі використовуються елементи кінцевої жорсткості (див. EN 1998-5:2004), дія прикладається до границі ґрунту.

### 3.2 Кількісний вираз компонентів

#### 3.2.1 Загальні положення

(1)P Кожен компонент або складова сейсмічного уявлення має свій кількісний вираз в рамках спектру реакцій або динаміки зміни згідно EN 1998-1:2004, розділ 3, в якому приводяться також основні визначення.

#### 3.2.2 Спектр пружної реакції, залежний від напрямку

##### 3.2.2.1 Горизонтальна складова

(1)P Горизонтальна складова повинна відповідати вимогам EN 1998-1:2004, 3.2.2.2 відповідно до типу ґрунту у основі опор моста. Якщо декілька типів ґрунту підходить для даних опор, застосовуються умови 3.3.

##### 3.2.2.2 Вертикальна складова

(1)P Якщо враховується вертикальна складова сейсмічної дії (див. 4.1.7), необхідно застосовувати реакції даної складової згідно EN 1998-1:2004, 3.2.2.3.

##### 3.2.2.3 Дія довколишнього джерела

(1)P Дія довколишнього джерела, застосовується в тому випадку, якщо міст розташований в межах 10 км. по горизонталі від відомого активного сейсмотектонічного порушення, здатного видати моментну магнітуду, що перевищує 6,5.

ПРИМІТКА Якщо в національному застосуванні не визначене інше, рекомендується, щоб сейсмотектонічне порушення вважалось за активне в рамках даної вимоги, якщо історична швидкість зрушення складає, принаймні, 1 мм/рік і є топографічні підтвердження сейсмічної активності в період голоцену (останні 11000 років).

#### 3.2.3 Представлення динаміки змін

(1)P Якщо проводиться нелінійний аналіз

EN 1998-5:2004), the motion is applied at the soil end of the springs.

### 3.2 Quantification of the components

#### 3.2.1 General

(1)P Each component of the earthquake motion shall be quantified in terms of a response spectrum, or a time-history representation (mutually consistent) as set out in EN 1998-1:2004, Section 3, which also provides the basic definitions.

#### 3.2.2 Site dependent elastic response spectrum

##### 3.2.2.1 Horizontal component

(1)P The horizontal component shall be in accordance with EN 1998-1:2004, 3.2.2.2, depending on the ground type at the foundation of the supports of the bridge. When more than one ground types correspond to these supports, then 3.3 applies.

##### 3.2.2.2 Vertical component

(1)P When the vertical component of the seismic motion needs to be taken into account (see 4.1.7), the site-dependent response spectrum of this component shall be taken in accordance with EN 1998-1:2004, 3.2.2.3.

##### 3.2.2.3 Near source effects

(1)P Site-specific spectra considering near source effects shall be used, when the site is located within 10 km horizontally of a known active seismotectonic fault that may produce an event of Moment Magnitude higher than 6,5.

NOTE Unless the National Annex defines otherwise, it is recommended that a seismotectonic fault be considered to be active for the purposes of this requirement when there is an average historic slip rate of at least 1 mm/year and topographic evidence of seismic activity within the Holocene times (past 11000 years).

#### 3.2.3 Time-history representation

(1)P When a non-linear time-history analysis is

динаміки змін, повинні використовуватися, принаймні, три пари компонентів горизонтального переміщення ґрунту в часі. Дані пари повинні вибиратися з числа зареєстрованих подій з вказівкою магнітуд, відстані до джерела і механізмів, сумісних з тими, які визначають розрахункову сейсмічну дію.

(2) У разі відсутності достатньої кількості пар зареєстрованих переміщень ґрунту можна використовувати відповідні модифіковані записи або змодельовані сейсмограми прискорень.

(3)Р Узгодженість з відповідними 5% спектру демпфованої пружної реакції розрахункової сейсмічної дії можна встановити за допомогою наступного масштабування амплітуди переміщень.

а. Для кожного землетрусу, що складається з пари горизонтальних переміщень, необхідно визначити спектр ВКР (вимушеного комбінаційного розсіювання), для чого потрібно розрахувати корінь квадратний з суми квадратів 5%- демпфованого спектру кожного компоненту.

б. Визначити спектр безлічі землетрусів за допомогою середнього значення спектра ВКР для окремих землетрусів (див. вище).

с. Провести масштабування спектру даної множини так, щоб він виявився не менше в 1,3 разу 5%-демпованого спектру пружних реакцій в діапазоні періодів від  $0,2T_1$  до  $1,5T_1$ , де  $1,5T_1$  - це період власних основних коливань конструкції для податливого мосту або ефективний період ( $T_{eff}$ ) сейсмоізоляційної системи для мосту з сейсмічною ізоляцією (див. 7.2).

д. Масштабний коефіцієнт, виведений на попередній стадії, повинен застосовуватися до всіх окремих компонентів сейсмічного переміщення.

(4) Якщо спектр ВКР компонентів записаної сейсмограми показує прискорення, відношення яких до відповідних значень спектру пружної реакції розрахункової сейсмічної дії демонструє велике відхилення в діапазоні періодів в (3)Рс, можна провести модифікацію записаної сейсмограми прискорень так, щоб спектр ВКР

carried-out, at least three pairs of horizontal ground motion time-history components shall be used. The pairs should be selected from recorded events with magnitudes, source distances, and mechanisms consistent with those that define the design seismic action.

(2) When the required number of pairs of appropriate recorded ground motions is not available, appropriate modified recordings or simulated accelerograms may replace the missing recorded motions.

(3)P Consistency to the relevant 5% damped elastic response spectrum of the design seismic action shall be established by scaling the amplitude of motions as follows.

a. For each earthquake consisting of a pair of horizontal motions, the SRSS spectrum shall be established by taking the square root of the sum of squares of the 5%- damped spectra of each component.

b. The spectrum of the ensemble of earthquakes shall be formed by taking the average value of the SRSS spectra of the individual earthquakes of the previous step.

c. The ensemble spectrum shall be scaled so that it is not lower than 1,3 times the 5%- damped elastic response spectrum of the design seismic action, in the period range between  $0,2T_1$  and  $1,5T_1$ , where  $T_1$  is the natural period of the fundamental mode of the structure in the case of a ductile bridge, or the effective period ( $T_{eff}$ ) of the isolation system in the case of a bridge with seismic isolation (see 7.2).

d. The scaling factor derived from the previous step shall be applied to all individual seismic motion components.

(4) When the SRSS spectrum of the components of a recorded accelerogram gives accelerations the ratio of which to the corresponding values of the elastic response spectrum of the design seismic action shows large variation in the period range in (3)Pc, modification of the recorded accelerogram may be carried out, so that the SRSS spectrum of the



модифікованих компонентів опинився в тіснішій узгодженості із спектром пружної реакції розрахункової сейсмічної дії.

(5)P Компоненти кожної пари записів землетрусів повинні застосовуватися одночасно.

(6) Якщо трикомпонентні записи землетрусів і переміщення ґрунту використовуються для нелінійного розрахунку динаміки змін, масштабування горизонтальних пар компонентів може здійснюватися згідно (3)P незалежно від масштабування вертикальних складових. Останнє масштабування має бути виконане так, щоб середнє значення відповідного спектру множини не було нижче більш ніж на 10% п'ятипроцентного демпфованого спектру пружної реакції вертикальної розрахункової сейсмічної дії в діапазоні періодів від  $0,2T_v$  до  $1,5T_v$ , де  $T_v$  - це період найменшого режиму, коли реакція на вертикальну складову превалює над реакцією на горизонтальні складові (наприклад, у вигляді маси, що бере участь).

(7) Допускається також використання пар горизонтальних записів переміщення ґрунту в комбінації з вертикальними записами різних сейсмічних переміщень, сумісних з вимогами (1)P. Незалежне масштабування пар горизонтальних і вертикальних записів повинне виконуватися як в (6).

(8) Модифікація записаної вертикальної складової в (6) і (7) вирішується при використанні методу, вказаного в (4).

### 3.2.4 Визначення проектного спектру при лінійних розрахунках

(1)P Проектування податливих і обмежено-податливих конструкцій повинно проводитися за допомогою лінійного розрахунку з використанням спрощеного спектру реакції, названого «розрахунковим діапазоном» згідно EN 1998-1:2004 3.2.2.5.

### 3.3 Просторова мінливість сейсмічної дії

(1)P Для секцій мосту з нерозрізною пролітною будовою повинна враховуватися просторова мінливість за наявності одної або обох наступних умов.

modified components is in closer agreement with the elastic response spectrum of the design seismic action.

(5)P The components of each pair of time-histories shall be applied simultaneously.

(6) When three component ground motion time-history recordings are used for nonlinear time-history analysis, scaling of the horizontal pairs of components may be carried out in accordance with (3)P, independently from the scaling of the vertical components. The latter shall be effected so that the average of the relevant spectra of the ensemble is not lower by more than 10% of the 5% damped elastic response spectrum of the vertical design seismic action in the period range between  $0,2T_v$  and  $1,5T_v$ , where  $T_v$  is the period of the lowest mode where the response to the vertical component prevails over the response to the horizontal components (e.g. in terms of participating mass).

(7) The use of pairs of horizontal ground motion recordings in combination with vertical recordings of different seismic motions, consistent with the requirements of (1)P above, is also allowed. The independent scaling of the pairs of horizontal recordings and of the vertical recordings shall be carried out as in (6).

(8) Modification of the recorded vertical component in (6) and (7) is permitted using the method specified in (4).

### 3.2.4 Site dependent design spectrum for linear analysis

(1)P Both ductile and limited ductile structures shall be designed by performing linear analysis using a reduced response spectrum, called design spectrum, as specified by EN 1998-1:2004, 3.2.2.5.

### 3.3 Spatial variability of the seismic action

(1)P For bridge sections with a continuous deck the spatial variability shall be considered when one or both of the following two conditions hold.

- В межах нерозрізної пролітної будови зустрічаються більш за один тип ґрунту (згідно EN 1998-1:2004, **3.1.1**).

- Характеристики ґрунту уздовж мосту є приблизно однорідними, але довжина нерозрізної пролітної будови перевищує певну довжину обмеження,  $L_{lim}$ .

ПРИМІТКА Значення, привласнене величині  $L_{lim}$  для застосування в країні, можна знайти в національному застосуванні. Значення, що рекомендується:  $L_{lim}=Lg/1.5$ , де довжина  $Lg$  приведена в (6) нижче.

(2)P Модель, що описує просторову мінливість, повинна враховувати характер розповсюдження сейсмічних хвиль, а також прогресуючу втрату кореляції між різними точками у разі неоднорідності ґрунтів. Дана модель повинна враховувати також, подальшу втрату кореляції, пов'язану з різними механічними властивостями ґрунту уздовж мосту.

ПРИМІТКА Моделі просторової мінливості сейсмічних зсувів і відповідні методи розрахунку приведені в довідковому додатку D.

(3) Якщо не визначений точніший метод оцінки, може використовуватися спрощений метод, опис якого приводиться в параграфах (4) - (7).

(4) Інерційна характеристика повинна розраховуватися одним з методів, перерахованих в розділі 4 (див. **4.2.1**, **4.2.3** і **4.2.4**), з використанням однієї форми сейсмічної дії для всієї конструкції, відповідної найбільш несприятливому типу ґрунту в основі мосту.

(5) Для оцінки просторової мінливості, можуть використовуватися псевдостатичні дії відповідних переміщень, що впливають на фундаменти опор. Дані переміщення повинні враховувати можливі форми просторової мінливості сейсмічних переміщень у вільній області і повинні вибиратися так, щоб викликати максимальні значення даної дії.

- Soil properties along the bridge vary to the extent that more than one ground types (as specified in EN 1998-1:2004, **3.1.1**) correspond to the supports of the bridge deck.

- Soil properties along the bridge are approximately uniform, but the length of the continuous deck exceeds an appropriate limiting length,  $L_{lim}$ .

NOTE The value ascribed to  $L_{lim}$  for use in a country may be found in its National Annex. The recommended value is:  $L_{lim} = Lg/1.5$  where the length  $Lg$  is defined in (6) below.

(2)P The model describing spatial variability should account, even if only in a simplified way, for the propagative character of the seismic waves, as well as for the progressive loss of correlation between motions at different locations due to the random non homogeneity of the soil, involving complex reflections and refractions of the waves. The model should also account, even if only in a simplified way, for the further increase in loss of correlation due to differences in the mechanical properties of the soil along the bridge, which also modify the frequency content from one support to the other.

NOTE Models of the spatial variability of the earthquake motions and appropriate methods of analysis are presented in informative Annex D.

(3) Unless a more accurate evaluation is made, the simplified method specified in the paragraphs (4) to (7) may be used.

(4) The inertia response should be accounted for by one of the methods specified in Section 4 (see **4.2.1**, **4.2.3** and **4.2.4**) using a single input seismic action for the entire structure (e.g. a single response spectrum or corresponding accelerogram sets), corresponding to the most severe ground type underneath the bridge supports.

(5) The spatial variation of the seismic action may be estimated by pseudo-static effects of appropriate displacement sets, imposed at the foundation of the supports of the bridge deck. These sets should reflect probable configurations of the spatial variability of the seismic motion at free field and should be selected so as to induce maximum values of the seismic action effect under

investigation.

(6) Вимоги (5) будуть задоволені, якщо кожен з двох нижченаведених типів горизонтальних переміщень буде врахований в розрахунку окремо, шляхом розрахунку дії на відповідні фундаменти опор або на відповідні основи. Результати застосування двох типів можуть не комбінуватися.

(6) The requirements in (5) are deemed to be satisfied, by imposing each of the following two sets of horizontal displacements, applied separately, in each horizontal direction of the analysis, on the relevant support foundations or on the soil end of the relevant spring representing the soil stiffness. The effects of the two sets need not be combined.

а. Тип А

а. Set A

Тип А складається з відносних переміщень:

Set A consists of relative displacements:

$$d_{ri} = \varepsilon_r L_i \leq d_g \sqrt{2}, \quad \varepsilon_r = \frac{d_g \sqrt{2}}{L_g}$$

застосовується з одним знаком (+ or -) у всіх опорах мосту (1 to n) в горизонтальному напрямку, що розглядається (див. Рисунок 3.1)

applied simultaneously with the same sign (+ or -) to all supports of the bridge (1 to n) in the horizontal direction considered (see Figure 3.1).

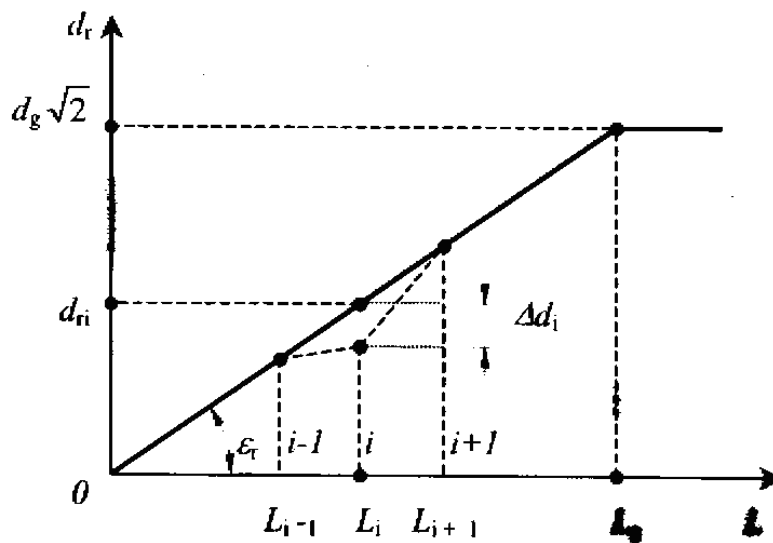


Рисунок 3.1: Тип деформації А

Figure 3.1 Displacement Set A

де:

$d_g$  - розрахункове переміщення ґрунту залежно від типу ґрунту опори  $i$ , згідно EN 1998-1:2004, 3.2.2.4;

$L_i$  - відстань (проекція на горизонтальну площину) від опори  $i$  до нульової точки  $i = 0$ ;

$L_g$  - відстань, за межами якого переміщення ґрунту можуть розглядатися як повністю некорельовані.

where:

$d_g$  is the design ground displacement corresponding to the ground type of support  $i$ , in accordance with EN 1998-1:2004, 3.2.2.4;

$L_i$  is the distance (projection on the horizontal plane) of support  $i$  from a reference support  $i = 0$ , that may be conveniently selected at one of the end supports;

$L_g$  is the distance beyond which the ground motions may be considered as completely uncorrelated.

ПРИМІТКА 1 Значення, привласнене величині  $L_g$  для застосування в країні, можна знайти в національному застосуванні. Значення, що рекомендується, приводиться в таблиці 3.1N залежно від типу ґрунту:

**Таблиця 3.1 N - відстань, за межами якого переміщення ґрунту можуть розглядатися як некорельовані**

Тип ґрунту Ground Type	A	B	C	D	E
$L_g$ (m)	600	500	400	300	500

**в. Тип В**

Тип В використовується для вивчення дії переміщень ґрунту, у випадку якщо вони мають протилежні напрями в зоні суміжних мостових опор. Для того, щоб врахувати даний факт, необхідно допустити переміщення  $\Delta d_i$  будь-якої проміжної опори  $i$  ( $>1$ ) щодо нерухомих суміжних опор  $i-1$  та  $i+1$  (див. рисунок 3.1)

$$\Delta d_g = \pm \beta_r \cdot \varepsilon_r \cdot L_{av,i}$$

де:

$L_{av,i}$  середнє значення відстаней  $L_{i-1,i}$  та  $L_{i,i+1}$  від проміжної опори  $i$  до її суміжних опор  $i-1$  та  $i+1$  відповідно. Для крайніх опор ( $0$  і  $n$ )  $L_{av0}=L_{01}$  та  $L_{avn}=L_{n-1,n}$ ;  
 $\beta_r$  коефіцієнт, який відповідає за величину переміщень ґрунту, що відбуваються в протилежних напрямках в зоні суміжних опор.

ПРИМІТКА 2 Значення, привласнене величині  $f_r$  - для застосування в країні, можна знайти в національному застосуванні. Значення, що рекомендується:

$\beta_r = 0.5$ , якщо у всіх трьох опорах зустрічається один і той же тип ґрунту.

$\beta_r = 1.0$ , якщо тип ґрунту однієї з опор відрізняється від типу ґрунту два решти опор.

$\varepsilon_r$  така ж величина, як і для типу А вище. Якщо відбувається зміна типу ґрунту між двома опорами, необхідно набувати максимального значення  $\varepsilon_r$ .

Тип В складається з наступних абсолютних переміщень з протилежним знаком на ділянках суміжних опор  $i$  та для від  $i = 0$  до  $n - 1$  (див.

NOTE 1: The value ascribed to  $L_g$  for use in a country may be found in its National Annex. The recommended value is given in Table 3.1N, depending on the ground type:

**Table 3.1N: distance beyond which ground motions may be considered uncorrelated**

**в. Set B**

Set B covers the influence of ground displacements occurring in opposite directions at adjacent piers. This is accounted for by assuming displacements  $\Delta d_i$  of any intermediate support  $i$  ( $>1$ ) relative to its adjacent supports  $i-1$  and  $i+1$  considered undisplaced (see Figure 3.1).

where:

$L_{av,i}$  is the average of the distances  $L_{i-1,i}$  and  $L_{i,i+1}$  of intermediate support  $i$  to its adjacent supports  $i-1$  and  $i+1$  respectively. For the end supports ( $0$  and  $n$ )  $L_{av0}=L_{01}$  and  $L_{avn}=L_{n-1,n}$ ;  
 $\beta_r$  is a factor accounting for the magnitude of ground displacements occurring in opposite direction at adjacent supports.

NOTE 2: The value ascribed to  $f_r$  for use in a country may be found in its National Annex. The recommended value is:

$\beta_r = 0.5$  when all three supports have the same ground type

$\beta_r = 1.0$  when the ground type at one of the supports is different than at the other two.

$\varepsilon_r$  is as defined for set A above. If a change of ground type appears between two supports, the maximum value of  $S$  should be used.

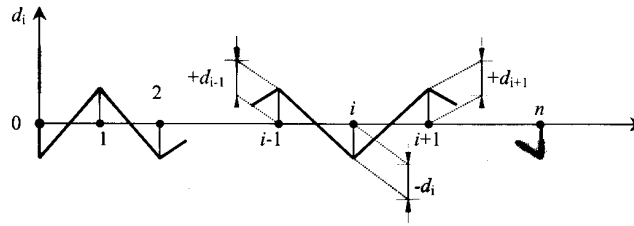
Set B consists of the following configuration of imposed absolute displacements with opposed sign at adjacent supports  $i$  and for  $i = 0$  to  $n-1$  (see

рисунок 3.2).

Figure 3.2).

$$d_i = \pm \Delta d_i / 2$$

$$d_{i+1} = \pm \Delta d_{i+1} / 2$$



**Рисунок 3.2** Тип переміщень В

**Figure 3.2** : Displacement Set B

(7)Р В кожному горизонтальному напрямі максимальні результати псевдостатичного розрахунку (5) і (6) повинні поєднуватися з відповідними інерційними діями (4) з використанням правила SSRS (корінь квадратний з суми квадратів). Результат даного поєднання складає результати розрахунку в даному напрямі. Для поєднання різних складових сейсмічної дії застосовуються правила 4.2.1.4.

(7)P In each horizontal direction the most severe effects resulting from the pseudo static analyses of (5) and (6) shall be combined with the relevant effects of the inertia response of (4), by using the SSRS rule (square root of the sum of squares). The result of this combination constitutes the effects of the analysis in the direction considered. For the combination of the effects of the different components of seismic action, the rules of 4.2.1.4 are applicable.

(8) При проведенні розрахунку динаміки зміни, сейсмічні переміщення в області кожної опори повинні відображати з достатнім ступенем надійності можливу просторову мінливість сейсмічної дії.

(8) When time-history analysis is performed the seismic motions applied at each support should reflect with sufficient reliability the probable spatial variability of the seismic action.

ПРИМІТКА Інструкції по вибору сейсмічної дії, що відображає можливу просторову мінливість, приводяться в D.2 додаток D.

NOTE Guidance for generating samples of seismic motion reflecting the probable spatial variability is given in D.2 of Informative Annex D.

## 4 РОЗРАХУНОК

### 4.1 Моделювання

#### 4.1.1 Динамічні ступені свободи

(1)Р Модель моста і вибрані динамічні ступені свободи повинні враховувати розподіли жорсткостей і мас так, щоб викликати максимальні переміщення і інерційні сили від розрахункової сейсмічної дії.

(2) У певних випадках для розрахунку досить використовувати дві окремі моделі: одну для моделювання реакції в подовжньому напрямі моста і одну для поперечного напрямку. Умови визначення вертикальної складової сейсмічної дії приведені в 4.1.7.

#### 4.1.2 Маси

(1)Р Враховуватися повинні усереднені значення постійних навантажень і квазіпостійні значення мас, відповідних змінним діям.

(2) Розподілені маси можуть концентруватися у вузлах відповідно до вибраних ступенів свободи.

(3)Р При проектуванні приймаються нормативні значення постійних навантажень.

(4)Р Квазі-постійні значення змінних навантажень приймаються рівними  $\Psi_{2,1}Q_{k,1}$ , де  $Q_{k,1}$  є нормативним значенням транспортного навантаження.

ПРИМІТКА Значення, привласнене  $\psi_{21}$  для застосування в країні, можна знайти в національному застосуванні. Значення, що рекомендуються:

- Мости з нормальним рухом і пішохідні мости. Відповідно до рекомендацій EN 1990:2002 (додаток A2):  $\psi_{21}=0$ .
- Мости з інтенсивним рухом і для системи (LM1) моделі 1 (1 M1):
- Автодорожні мости:  $\psi_{21}=0,2$ ;
- Залізничні мости:  $\psi_{21}=0,3$

Автодорожні мости з інтенсивним рухом можуть розглядатися як частина автострад і інших доріг державного значення. Залізничні мости з інтенсивним

## 4 ANALYSIS

### 4.1 Modelling

#### 4.1.1 Dynamic degrees of freedom

(1)P The model of the bridge and the selection of the dynamic degrees of freedom shall represent the distribution of stiffness and mass so that all significant deformation modes and inertia forces are activated under the design seismic excitation.

(2) It is sufficient, in certain cases, to use two separate models in the analysis, one for modelling the response in the longitudinal direction of the bridge, and the other for the transverse direction. The cases when it is necessary to consider the vertical component of the seismic action are defined in 4.1.7.

#### 4.1.2 Masses

(1)P The mean values of the permanent masses and the quasi-permanent values of the masses corresponding to the variable actions shall be considered.

(2) Distributed masses may be lumped at nodes in accordance with the selected degrees of freedom.

(3)P For design purposes the mean values of the permanent actions shall be taken equal to their characteristic values.

(4)P The quasi-permanent values of variable actions shall be taken as equal  $\Psi_{2,1}Q_{k,1}$ , where  $Q_{k,1}$  is the characteristic value of traffic load.

NOTE The value ascribed to:  $\psi_{21}$  for use in a country may be found in its National Annex. The recommended values are:

- Bridges with normal traffic and footbridges. In general and in accordance with the recommendation of EN 1990:2002, Annex A2,  $\psi_{21}=0$ .
- Bridges with severe traffic and for the UDL system of Model 1 (LM1)
- Road bridges  $\psi_{21} = 0,2$ ;
- Railway bridges  $\psi_{21} = 0,3$ .

Road bridges with severe traffic conditions may be considered as applying to motorways and other roads of national importance. Railway bridges with severe traffic conditions may be considered as applying to inter-city rail

рухом можуть розглядатися як частина системи міжміського залізничного сполучення і швидкісних залізниць.

При роботі з  $Q_{k1}$  повинні використовуватися поправочні коефіцієнти  $a_Q$  та  $a_q$  згідно EN 1991-2:2003.

(5) Якщо опори моста занурені у воду і якщо відсутні точніші методи оцінки гідродинамічної взаємодії, дану дію можна оцінювати шляхом обліку доданої маси води, що залучається, впливає в горизонтальному напрямі на одиницю довжини зануреної мостової опори.

**ПРИМІТКА** В довідковому додатку **F** приводиться опис алгоритму розрахунку доданої маси води, що залучається, впливає на погрузні мостові опори у горизонтальному напрямі.

#### 4.1.3 Амортизуючі пристрої і жорсткість елементів

(1) Якщо використовується розрахунок спектрів реакції, допускається використання наступних значень коефіцієнта пружного загасання  $\xi$  залежно від матеріалу елементів, в яких велика частина енергії переміщення розсівається під час реакції на сейсмічну дію. Це відбувається, як правило, в мостових опорах.

Сталеві конструкції із зварними стиками 0,02  
 Сталеві конструкції з болтовими стиками 0,04  
 Залізобетон 0,05  
 Заздалегідь напружений бетон 0,02

**ПРИМІТКА** Якщо конструкція складається з декількох компонентів і з різними коефіцієнтами пружного загасання  $\xi_i$ , розрахунковий коефіцієнт пружного загасання конструкції  $\xi_{eff}$  можна оцінити як:

$$\xi_{eff} = \frac{\sum \xi_i E_{di}}{\sum E_{di}}$$

де  $E_{di}$  - це енергія переміщення, що утворилася в елементі і в результаті сейсмічної дії. Фактичним коефіцієнти загасання розраховуватися для кожної власної частоти для відповідного значення  $E_{di}$ .

(2) Жорсткість елементів оцінюється згідно **2.3.6.1**.

(3) Для залізобетонних пролітних будов, що складаються із збірних балок и монолітних плит,

links and high speed railways.

When using  $Q_{k1}$ , the adjustment factors  $a_Q$  and  $a_q$  should be applied in accordance with EN 1991-2:2003

(5) When the piers are immersed in water, and unless a more accurate assessment of the hydrodynamic interaction is made, this effect may be estimated by taking into account an added mass of entrained water acting in the horizontal directions per unit length of the immersed pier. The hydrodynamic influence on the vertical seismic action may be omitted.

**NOTE** Informative Annex **F** gives a procedure for the calculation of the added mass of entrained water in the horizontal directions, for immersed piers.

#### 4.1.3 Damping of the structure and stiffness of members

(1) When response spectrum analysis is used, the following values of equivalent viscous damping ratio  $\xi$  may be assumed, on the basis of the material of the members where the larger part of the deformation energy is dissipated during the seismic response. In general this will occur in the piers.

Welded steel 0,02  
 Bolted steel 0,04  
 Reinforced concrete 0,05  
 Prestressed concrete 0,02

**NOTE** When the structure comprises several components  $i$  with different viscous damping ratios,  $\xi_i$ , the effective viscous damping of the structure  $\xi_{eff}$  may be estimated as:

where  $E_{di}$  is the deformation energy induced in component  $i$  by the seismic action. Effective damping ratios may be conveniently estimated separately for each eigenmode, on the basis of the relevant value of  $E_{di}$ .

(2) Member stiffness may be estimated in accordance with **2.3.6.1**.

(3) In concrete decks consisting of precast concrete beams and cast in-situ slabs, continuity

модель сейсмічного розрахунку повинна включати суцільні плити (див. **2.3.2.2.(4)**) з урахуванням їх ксцентриситету щодо осі пролітної будови та зниженого значення згинальної жорсткості. Якщо дана жорсткість не визначається на підставі обертання відповідних пластичних шарнірів, можна використовувати зменшене на 25% значення згинальної жорсткості бетонного перетину бруто без тріщин.

(4) Для ефектів другого порядку застосовуються умови **2.4(5)** і **5.4(1)**. Істотні ефекти другого порядку можуть мати місце в мостах з тонкими опорами і в спеціальних мостах, такі як арокні, підвісні і канатні мости.

#### 4.1.4 Моделювання ґрунтів

(1)P В рамках сейсмічного розрахунку всієї системи, опорні елементи, які передають сейсмічну дію з ґрунтом на пролітну будову, повинні розглядатися, як нерухомі по відношенню до основи (див. **3.1.2(3)**). Дію тиску ґрунту допускається розглядати відповідно до EN 19985:2004 з використанням відповідних характеристик.

(2) Дію тиску ґрунту на опори, необхідно приймати в тому випадку, якщо під впливом горизонтального навантаження більше 20% переміщення верхньої частини опори відбувається за рахунок податливості ґрунту.

(3) Дію тиску ґрунту і його вплив на палі або колони (кесони) повинно розраховувати згідно EN 1998-5:2004, **5.4.2**, беручи до уваги і умови **6.4.2**.

(4) У випадках, коли достовірна оцінка механічних властивостей ґрунту утруднена, розрахунок можна провести з використанням найвищих і найнижчих значень. Завищена оцінка жорсткості ґрунту повинна використовуватися для розрахунку внутрішніх сил, а занижена оцінка - для розрахунку переміщень моста.

#### 4.1.5 Дія кручення

(1)P Кручення моста навколо вертикальної осі необхідно враховувати тільки для косих мостів (кут скосу  $\varphi > 20^\circ$ ) і мостів із співвідношенням

slabs (see **2.3.2.2(4)**) should be included in the model of seismic analysis, taking into account their eccentricity relative to the deck axis and a reduced value of their flexural stiffness. Unless this stiffness is estimated on the basis of the rotation of the relevant plastic hinges, a value of 25% of the flexural stiffness of the uncracked gross concrete section may be used.

(4) For second order effects **2.4(5)** and **5.4(1)** apply. Significant second order effects may occur in bridges with slender piers and in special bridges, like arch and cable-stayed bridges.

#### 4.1.4 Modelling of the soil

(1)P For the seismic analysis of the global system, the supporting members which transmit the seismic action from the soil to the deck shall, in general, be assumed as fixed relative to the foundation soil (see **3.1.2(3)**). Soil-structure interaction effects may be considered in accordance with EN 1998-5:2004, using appropriate impedances or appropriately defined soil springs.

(2) Soil-structure interaction effects should always be accounted for in piers where, under the action of a unit horizontal load in a given direction at the top of the pier, the soil flexibility contributes more than 20% of the total displacement at the top of the pier.

(3) Effects of soil-structure interaction on piles or shafts (caissons) shall be determined in accordance with EN 1998-5:2004, **5.4.2**, taking into account the provisions of **6.4.2**.

(4) In cases in which it is difficult to estimate reliably the mechanical properties of the soil, the analysis should be carried out using the estimated probable highest and lowest values. High estimates of soil stiffness should be used for calculating the internal forces and low estimates for calculating the displacements of the bridge.

#### 4.1.5 Torsional effects

(1)P Torsional motions of the bridge about a vertical axis shall be considered only in skewed bridges (skew angle  $\varphi > 20^\circ$ ) and bridges with a ratio



$B/L > 2,0$ .

ПРИМІТКА Дані мости прагнуть до обертання навколо вертикальної осі, навіть коли центр мас теоретично збігається з центром жорсткості. ( $L$  - це загальна довжина пролітної будови, а  $B$  - ширина пролітної будови).

$B/L > 2,0$ .

NOTE Such bridges tend to rotate about the vertical axis, even when the centre of mass theoretically coincides with the centre of stiffness. ( $L$  is the total length of the continuous deck and  $B$  is the width of the deck).

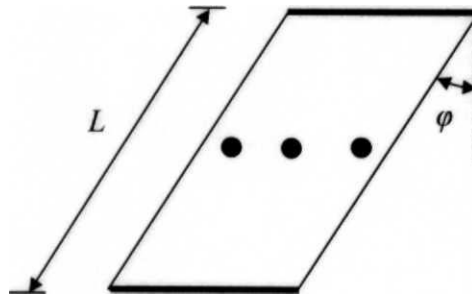


Рисунок 4.1: Косий міст

Figure 4.1: Skewed bridge

(2) Не рекомендується використовувати мости з перекосом  $\varphi > 45^\circ$  в районах з високою сейсмоактивністю. Якщо ж цього уникнути неможливо, а пролітні будови спираються через опорні частини, фактична горизонтальна жорсткість даних опорних частин повинна моделюватися з особливою точністю, зважаючи на концентрацію вертикальних реакцій поряд з тупими кутами. Як альтернативу можна застосовувати підвищений випадковий ексцентриситет.

(2) Highly skewed bridges ( $\varphi > 45^\circ$ ) should in general be avoided in high seismicity regions. If this is not possible, and the bridge is supported on the abutments through bearings, the actual horizontal stiffness of the bearings should be accurately modelled, taking into account the concentration of vertical reactions near the obtuse angles. Alternatively, an increased accidental eccentricity may be used.

(3)P Якщо для проектування косих мостів використовується метод головної форми коливань (див. 4.2.2), слід вважати, що наступний навколо вертикальної осі в центрі тяжкості пролітної будови діє момент:

(3)P When using the Fundamental Mode Method (see 4.2.2) for the design of skewed bridges, the following equivalent static moment shall be considered to act about the vertical axis at the centre of gravity of the deck:

$$M_t = \pm Fe \tag{4.1}$$

де,  
 $F$  це горизонтальна сила, визначена згідно виразу (4.12).

where:  
 $F$  is the horizontal force determined in accordance with expression (4.12);

$$e = e_a + e_d$$

$e_a = 0,03L$  або  $0,03B$  - випадковий ексцентриситет мас.

$e_a = 0,03L$  or  $0,03B$  is the accidental eccentricity of the mass; and

$e_d = 0,05L$  або  $0,05B$  - додатковий ексцентриситет, що враховує динамічну дію одночасно поступальних і крутильних коливань.

$e_d = 0,05L$  or  $0,055 B$  is an additional eccentricity reflecting the dynamic effect of simultaneous translational and torsional vibration.

Для розрахунку  $e_a$  і  $e_d$  необхідно використовувати розмір  $L$  або  $B$  в поперечному напрямі до напрямку коливання.

For the calculation of  $e_a$  and  $e_d$  the dimension  $L$  or  $B$  transverse to the direction of excitation shall be used.

(4) Якщо використовується повномасштабна динамічна модель (просторова модель), динамічна частина кручення враховується в тому випадку, якщо центр мас зміщується під впливом випадкового ексцентриситету  $e_a$  в найбільш несприятливому напрямі. При цьому дію кручення також можна оцінити через момент кручення в рамках виразу (4.1).

(5)P Опір конструкції моста крученню не повинен покладатися тільки на крутильну жорсткість мостових опор. У однопролітних мостах опорні частини також мають бути розраховані на кручення.

#### 4.1.6 Коефіцієнти роботи для лінійного розрахунку

(1)P Початковою методикою даного стандарту є спектрально-модальний метод реакції згідно EN 1998-1:2004, **3.2.2.5** (див. **3.2.4(1)**). Коефіцієнт роботи визначається глобально для всієї конструкції і відображає величину її податливості, тобто здатність податливих елементів витримувати, з отриманням пошкоджень, але без руйнування, сейсмічну дію в пружно-пластичній області. Допустимі рівні податливості вказані в **2.3.2**. Можливість утворення в податливих елементах пластичних шарнірів - це важлива вимога для застосування значень коефіцієнта роботи  $q$  згідно таблиці 4.1 для податливого режиму.

**ПРИМІТКА** Метод лінійного розрахунку, що використовує достатньо консервативні коефіцієнти зменшення загальної сили (коефіцієнти роботи згідно таблиці 4.1), як правило, вважається за розумний компроміс між внутрішніми невизначеностями сейсмічних дій і помилками, що допускаються, з одного боку, і необхідним розрахунком і проектуванням, з іншого боку.

(2) Приймається, що дотримання правил конструювання (розділ **6**) і розрахунок проектних можливостей (**5.3**) гарантує освіта в податливих елементах згинальних пластичних шарнірів.

(3)P Максимальні значення коефіцієнта роботи  $q$ , які можуть використовуватися для двох горизонтальних сейсмічних складових, вказані в таблиці 4.1 відповідно до поведінки податливих елементів за межами пружності. Якщо міст

(4) When using a Full Dynamic Model (space model), the dynamic part of the torsional excitation is taken into account if the centre of mass is displaced by the accidental eccentricity  $e_a$  in the most unfavourable direction and sense. However, the torsional effects may also be estimated using the static torsional moment of expression (4.1).

(5)P The torsional resistance of a bridge structure shall not rely on the torsional rigidity of a single pier. In single span bridges the bearings shall be designed to resist the torsional effects.

#### 4.1.6 Behaviour factors for linear analysis

(1)P The reference procedure of the present standard is a response spectrum analysis for the design spectrum defined in EN 1998-1:2004, **3.2.2.5** (see **3.2.4(1)**). The behaviour factor is defined globally for the entire structure and reflects its ductility capacity, i.e. the capability of the ductile members to withstand, with acceptable damage but without failure, seismic actions in the post-elastic range. The available levels of ductility are specified in **2.3.2**. The capability of ductile members to develop flexural plastic hinges is an essential requirement for the application of the values of the behaviour factor  $q$  specified in Table 4.1 for ductile behaviour.

**NOTE** The linear analysis method, using sufficiently conservative global force reduction factors (behaviour factors as defined by Table 4.1), is generally considered to be a reasonable compromise between the uncertainties intrinsic to the seismic problem and the relevant admissible errors on the one hand and the required effort for the analysis and design on the other.

(2) This required capability of ductile members to develop flexural plastic hinges is deemed to be ensured when the detailing rules of Section **6** are followed and capacity design in accordance with **5.3** is performed.

(3)P The maximum values of the behaviour factor  $q$  which may be used for the two horizontal seismic components are specified in Table 4.1, depending on the post-elastic behaviour of the ductile members where the main energy dissipation takes place. If a

оснащений різними типами податливих елементів, приймається коефіцієнт роботи  $q$ , відповідний типу, що вносить основний внесок до сейсмостійкості. Різні значення коефіцієнта роботи  $q$  можуть використовуватися в кожному з двох горизонтальних напрямів.

**ПРИМІТКА** Використання значень коефіцієнта роботи, менше максимально допустимих значень, вказаних в таблиці 4.1, зазвичай веде до зниження вимог податливості, що означає зменшення потенційного пошкодження. Вибір таких значень віддається на розсуд проектувальника і власника.

**Таблиця 4.1: Максимальні значення коефіцієнта роботи  $q$**

bridge has various types of ductile members, the behaviour factor  $q$  corresponding to the type-group with the major contribution to the seismic resistance shall be used. Different values of the behaviour factor  $q$  may be used in each of the two horizontal directions.

**NOTE** Use of behaviour factor values less than the maximum allowable specified in Table 4.1 will normally lead to reduced ductility demands, implying in general a reduction of potential damage. Such a use is therefore at the discretion of the designer and the owner.

**Table 4.1: Maximum values of the behaviour factor  $q$**

Тип податливих елементів Type of Ductile Members	Сейсмічна поведінка Seismic Behaviour	
	Обмежена податливість Limited Ductile	Податливе Ductile
1. Залізобетонні опори: Reinforced concrete piers:		
- Вертикальні опори Reinforced concrete piers	1,5	$3,5 \lambda(\alpha_s)$
- Похилі опори Inclined struts in bending	1,2	$2,1 \lambda(\alpha_s)$
2. Сталеві опори: Steel Piers:		
- Вертикальні опори Vertical piers in bending	1,5	3,5
- Похилі опори Inclined struts in bending	1,2	2,0
- Опори з нормальними розпірками Piers with normal bracing	1,5	2,5
- Опори з ексцентрично розташованими розпорками Piers with eccentric bracing	-	3,5
3. Опори, жорстко об'єднані з пролітною будовою: Abutments rigidly connected to the deck:		
- Загалом In general	1,5	1,5
- Зафіксовані конструкції (см. 4.1.6(9), (10)) Locked-in structures (see. 4.1.6(9), (10))	1,0	1,0
4. Арки Arches	1,2	2,0
* $\alpha_s = L_s/h$ - це коефіцієнт зрізу опори, де $L_s$ - відстань від пластичного шарніра до точки нульового моменту, а $h$ - висота поперечного перетину у напрямі вигинання пластичного шарніра.		
Для $\alpha_s \geq 3$ $\lambda(\alpha_s) = 1,0$		
$3 > \alpha_s \geq 1,0$ $\lambda(\alpha_s) = (\alpha_s) = \sqrt{\frac{\alpha_s}{3}}$		

**ПРИМІТКА** В опорах прямокутної форми в умовах

**NOTE** In piers of rectangular shape, when under the seismic

сейсмічної дії загалом даному напрямі зона стискування має трикутну форму; при цьому повинні використовуватися мінімальні значення  $a_s$ , відповідні двом сторонам перетину.

(4) Для всіх мостів із стандартною сейсмічною поведінкою згідно **4.1.8**, значення коефіцієнта  $q$ , вказані в таблиці 4.1 для податливого режиму, можуть використовуватися без якої-небудь спеціальної перевірки наявної податливості за умови, що виконуються вимоги конструювання, перераховані в розділі **6**. Якщо виконуються тільки вимоги параграфу **6.5**, значення коефіцієнта  $q$ , вказані в таблиці 4.1 для режиму обмеженої податливості, можуть використовуватися без якої-небудь спеціальної перевірки наявної податливості незалежно від стандартності або нестандартності моста.

(5)P Для залізобетонних податливих елементів значення коефіцієнтів  $q$ , вказані в таблиці 4.1, дійсні в тому випадку, якщо нормальна осьова сила  $h_k$ , визначена в **5.3(4)**, не перевищує 0,3. Якщо  $0,30 < \eta_k < 0,60$  навіть в одиночному податливому елементі, значення коефіцієнта роботи можна зменшити до:

$$q_r = q - \frac{\eta_k - 0,3}{0,3}(q - 1) \geq 1 \quad (4.2)$$

Значення для  $q_r = 1,0$  (пружна поведінка) необхідно використовувати для мостів у системі сейсмостійкості яких містяться елементи з  $\eta_k > 0,6$ .

(6) Значення коефіцієнта  $q$  для податливого режиму, вказані в таблиці 4.1, необхідно використовувати, якщо місця розташування відповідних пластичних шарнірів є доступними для огляду і контролю. інакше значення таблиці 4.1 необхідно помножити на 0,6; при цьому значення  $q$ , приймаються не менше 1,0.

ПРИМІТКА Термін «доступний» в рамках даного параграфу означає доступність навіть з труднощами в розумних межах. Опора, розташована в засипці, вважається за доступну навіть на значній глибині. І навпаки, опори, занурені глибоко у воду, або верхні частини паль, омонолічені в ригелі, не повинні розглядатися як «доступні».

(7) Якщо розсіяння енергії планується за рахунок пластичних шарнірів в палях,

action in the global direction under consideration, the compression zone has triangular shape, the minimum of the values of  $a_s$ , corresponding to the two sides of the section, should be used.

(4) For all bridges with regular seismic behaviour as specified in **4.1.8**, the values of the  $q$ -factor specified in Table 4.1 for Ductile Behaviour may be used without any special verification of the available ductility, provided that the detailing requirements specified in Section **6** are met. When only the requirements specified in **6.5** are met, the values of the  $q$ -factor specified in Table 4.1 for Limited Ductile Behaviour may be used without any special verification of the available ductility, regardless of the regularity or irregularity of the bridge.

(5)P For reinforced concrete ductile members the values of  $q$ -factors specified in Table 4.1 are valid when the normalised axial force  $r_k$  defined in **5.3(4)** does not exceed 0,30. If  $0,30 < \eta_k < 0,60$  even in a single ductile member, the value of the behaviour factor shall be reduced to:

A value for  $q_r = 1,0$  (elastic behaviour) should be used for bridges in which the seismic force resisting system contains members with  $\eta_k > 0,6$ .

(6) The values of the  $q$ -factor for Ductile Behaviour specified in Table 4.1 may be used only if the locations of all the relevant plastic hinges are accessible for inspection and repair. Otherwise, the values of Table 4.1 shall be multiplied by 0,6; however, final  $q$ -values less than 1,0 need not be used.

NOTE The term "accessible", as used in the paragraph above, has the meaning of "accessible even with reasonable difficulty". The foot of a pier shaft located in backfill, even at substantial depth, is considered to be "accessible". On the contrary, the foot of a pier shaft immersed in deep water, or the heads of piles beneath a large pile cap, should not be considered as "accessible".

(7) When energy dissipation is intended to occur at plastic hinges located in piles designed for ductile

розрахованих на податливу поведінку, і в недоступних точках, кінцеве значення  $q$  має бути не нижче 2,1 для вертикальних паль і 1,5 - для похилих паль (див. також EN 1998-5:2004, **5.4.2(5)**).

(8) Підпараграф **2.3.2.2(4)P** стосується утворення пластичних шарнірів в пролітній будові.

ПРИМІТКА Потенційне утворення пластичних шарнірів в другорядних елементах пролітної будови (полицях балок) допускається, але воно не повинне залежати тільки від значення  $q$ .

(9) У мостових конструкціях, маси яких в основному слідує за горизонтальним сейсмічним переміщенням ґрунту («фіксовані» конструкції), не виникає істотних переміщень при збільшенні горизонтального прискорення ґрунту. Такі конструкції характеризуються дуже низьким значенням періоду власних коливань в горизонтальних напрямках ( $T \leq 0,03$  с). Інерційну реакцію даних конструкцій в горизонтальних напрямках можна визначити за допомогою розрахунку горизонтальних інерційних сил на основі проектних сейсмічних прискорень ґрунту і  $q = 1$ . До даної категорії належать і засади, що мають гнучкий зв'язок з пролітною будовою.

(10) Мостові споруди, в яких пролітна будова жорстко сполучена з обома опорами (або монолітно, або через жорсткі опорні або сполучні частини), вважаються за тих, що належать до категорії **(9)** незалежно від значення періоду власних коливань за умови, що не менше 80 % площі опори закладено в жорсткі природні ґрунтові формації. Якщо дані умови не виконуються, тоді взаємодія опор з ґрунтом необхідно включити в модель з використанням фактичних параметрів жорсткості ґрунту. Якщо  $T > 0,03$  с, тоді спектр розрахунків, визначений в EN 1998-1:2004, **3.2.2.5**, повинен використовуватися з  $q = 1,50$ .

(11) Якщо основна частина розрахункового сейсмічного навантаження сприймається еластомерними опорними частинами, їх гнучкість створює практично пружну поведінку системи. Проектування таких мостів повинне проводитися відповідно до розділу **7**.

ПРИМІТКА Пластичні шарніри не формуватимуться в

behaviour, and at points which are not accessible, the final  $q$ -value to be used need not be less than 2,1 for vertical piles and 1,5 for inclined piles (see also EN 1998-5:2004, **5.4.2(5)**).

(8) Subclause **2.3.2.2(4)P** applies for plastic hinge formation in the deck.

NOTE The potential formation of plastic hinges in secondary deck members (continuity slabs) is allowed in this case, but should not be relied upon to increase the value of  $q$ .

(9) Bridge structures the mass of which essentially follows the horizontal seismic motion of the ground ("locked-in" structures) do not experience significant amplification of the horizontal ground acceleration. Such structures are characterised by a very low value of the natural period in the horizontal directions ( $T \leq 0,03$  s). The inertial response of these structures in the horizontal directions may be assessed by calculating the horizontal inertia forces directly from the design seismic ground acceleration and  $q = 1$ . Abutments flexibly connected to the deck belong to this category.

(10) Bridge structures consisting of an essentially horizontal deck rigidly connected to both abutments (either monolithically or through fixed bearings or links), may be considered to belong to the category of **(9)** irrespective of the value of the natural period, if the abutments are embedded in stiff natural soil formations over at least 80 % of their lateral area. If these conditions are not met, then the interaction with the soil at the abutments should be included in the model, using realistic soil stiffness parameters. If  $T > 0,03$  s, then the design spectrum defined in EN 1998-1:2004, **3.2.2.5** should be used with  $q = 1,50$ .

(11)P When the main part of the design seismic action is resisted by elastomeric bearings, the flexibility of the bearings leads to a practically elastic behaviour of the system. Such bridges shall be designed in accordance with Section 7.

NOTE: In general no plastic hinges will develop in piers which

опорах, що мають гнучкий зв'язок з пролітною будовою в даному напрямі. Аналогічна ситуація має місце в окремих опорах з дуже низькою жорсткістю порівняно з іншими опорами (див. 2.3.2.2(7) і примітка в (9)). Такі елементи вносять незначний внесок до сейсмостійкості системи і тому не впливають на коефіцієнт  $\alpha$  (див. 4.1.6(3)P).

(12)P Коефіцієнт роботи для розрахунку у вертикальному положенні повинен завжди прийматися рівним 1,0.

#### 4.1.7 Вертикальна складова сейсмічної дії

(1)P Вплив вертикальної сейсмічної складової на опори можна не розглядати для низької і помірної сейсмічності. У районах високої сейсмічності даний вплив необхідно враховувати тільки в тому випадку, якщо опори піддаються високій напрузі, що вигинає, яка викликається постійною вертикальною дією, або якщо міст розташований в межах 5 км. від активного сейсмотектонічного джерела з вертикальною сейсмічною дією, визначеною згідно 3.2.2.3.

(2)P При розрахунку заздалегідь напруженої пролітної будови завжди необхідно враховувати дію вертикальною сейсмічною складовою.

(3)P При розрахунку опорних частин і з'єднань необхідно завжди враховувати дію вертикальною сейсмічною складовою.

(4) Дії вертикальною складовою може розраховуватися за допомогою методу головної форми коливань і моделі гнучкої пролітної будови (див. 4.2.2.4).

#### 4.1.8 Стандартна і нестандартна сейсмостійкість податливих мостів

(1) Якщо використовувати  $M_{Ed,i}$  для позначення максимального значення розрахункового моменту в передбачуваному місці утворення пластичного шарніра податливого елемента  $i$ , виведеної з розрахунку сейсмічної дії, а  $M_{Rd,i}$  для позначення розрахункового опору згину цього ж перетину при розрахунковій сейсмічній і несейсмічній діях, тоді коефіцієнт зменшення місцевого зусилля  $r_i$ , відповідного елемента  $i$  в умовах специфічної сейсмічної дії, можна визначити таким чином:

are flexibly connected to the deck in the direction considered. A similar situation will occur in individual piers with very low stiffness in comparison to the other piers (see 2.3.2.2(7) and Note under (9)). Such members have negligible contribution in resisting the seismic actions and therefore do not affect the value of the  $q$ -factor (see 4.1.6(3)P).

(12)P The behaviour factor for the analysis in the vertical direction shall always be taken as equal to 1,0.

#### 4.1.7 Vertical component of the seismic action

(1) The effects of the vertical seismic component on the piers may be omitted in cases of low and moderate seismicity. In zones of high seismicity these effects need only be taken into account if the piers are subjected to high bending stresses due to vertical permanent actions of the deck, or when the bridge is located within 5 km of an active seismotectonic fault, with the vertical seismic action determined in accordance with 3.2.2.3.

(2)P The effects of the vertical seismic component acting in the upward direction on prestressed concrete decks, shall be always taken into account.

(3)P The effects of the vertical seismic component on bearings and links shall always be taken into account.

(4) The estimation of the effects of the vertical component may be carried out using the Fundamental Mode Method and the Flexible Deck Model (see 4.2.2.4).

#### 4.1.8 Regular and irregular seismic behaviour of ductile bridges

(1) Designating by  $M_{Ed,i}$  the maximum value of design moment at the intended plastic hinge location of ductile member  $i$  as derived from the analysis for the seismic design situation and by  $M_{Rd,i}$  the design flexural resistance of the same section with its actual reinforcement under the concurrent action of the non-seismic action effects in the seismic design situation, then the local force reduction factor  $r_i$  associated with member  $i$ , under the specific seismic action is defined as:

$$r_i = q \frac{M_{Ed,i}}{M_{Rd,i}} \quad (4.3)$$

ПРИМІТКА 1 Оскільки  $M_{Ed,i} < M_{Rd,i}$ , це означає, що  $r_i < q$

NOTE 1 Since  $M_{Ed,i} < M_{Rd,i}$ , it follows that  $r_i < q$

ПРИМІТКА 2 Якщо максимальне значення  $r_{max}$  для стандартного моста з числа всіх податливих елементів,  $r_i$ , значно нижче, ніж  $q$ , в проєкті не буде повною мірою задіяні дозволені максимальні значення  $q$ . Якщо ж  $r_{max} = 1,0$ , міст працює в пружній стадії.

NOTE 2 When in a regular bridge the maximum value of  $r_i$  among all ductile members,  $r_{max}$ , is substantially lower than  $q$ , the design cannot fully exploit the allowable maximum  $q$ -values. When  $r_{max} = 1,0$  the bridge responds elastically to the design earthquake considered.

(2)Р Вважається, що міст має стандартну сейсмостійкість в даному горизонтальному напрямі, якщо виконується наступна умова:

(2)P A bridge shall be considered to have regular seismic behaviour in the considered horizontal direction, when the following condition is satisfied

$$\rho = \frac{r_{max}}{r_{min}} \leq \rho_0 \quad (4.4)$$

де:

where:

$r_{min}$  - мінімальне значення  $r_i$ ;  
 $r_{max}$  - максимальне значення  $r_i$  серед решти всіх податливих елементів  $i$ ;  
 $\rho_0$  граничне значення, що гарантує, що послідовне утворення текучості в податливих елементах не приведе до пред'явлення неприпустимо високих вимог до одного елемента.

$r_{min}$  is the minimum value of  $r_i$  and  
 $r_{max}$  is the maximum value of  $r_i$  among all ductile members  $i$ , and;  
 $\rho_0$  is a limit value selected so as to ensure that sequential yielding of the ductile members will not cause unacceptably high ductility demands on one member.

ПРИМІТКА Значення, привласнене величині  $\rho_0$  для застосування в країні, можна знайти в національному застосуванні. Значення, що рекомендується:  $\rho_0 = 2,0$ .

NOTE The value ascribed to  $\rho_0$  for use in a country may be found in its National Annex. The recommended value is  $\rho_0 = 2,0$ .

(3) Один або декілька податливих елементів (опор) можуть бути виключені з розрахунку значень  $r_{min}$  та  $r_{max}$ , якщо їх сумарні переміщення не перевищують 20% від величини загального сейсмічного переміщення в даному горизонтальному напрямі.

(3) One or more ductile members (piers) may be exempted from the above calculation of  $r_{min}$  and  $r_{max}$ , if their total shear contribution does not exceed 20% of the total seismic shear in the considered horizontal direction.

(4)Р Вважається, що мости, які не відповідають виразу (4.4), мають нестандартну сейсмостійкість в даному горизонтальному напрямі. Для проектування таких мостів слід застосовувати або зменшене значення  $g$ :

(4)P Bridges that do not conform to expression (4.4), shall be considered to have irregular seismic behaviour, in the considered horizontal direction. Such bridges shall either be designed using a reduced  $g$ -value:

$$q_r = q \frac{\rho_0}{\rho} \geq 1 \quad (4.5)$$

або результати нелінійного розрахунку згідно 4.1.9.

or shall be designed based on results of non-linear analysis in accordance with 4.1.9.

#### **4.1.9 Нелінійний розрахунок нестандартних мостів**

(1) У мостах з нестандартною сейсмостійкістю утворення послідовної текучості в податливих елементах (опорах) може привести до значного відхилення результатів лінійного розрахунку, проведеного з використанням коефіцієнта зменшення загальної сили  $q$  (коефіцієнта роботи), від результатів нелінійної реакції конструкцій моста. Такі відхилення пояснюються такими причинами:

- У пластичних шарнірах, які з'являються першими, зазвичай утворюються максимальні переміщення за межами пружності, які можуть привести до концентрації неприпустимо високої податливості в даних шарнірах;

- Після утворення перших пластичних шарнірів (зазвичай в жорстких елементах), розподіл жорсткості  $i$ , відповідно, зусиль може відхилитися від значень, виведених в ході лінійного розрахунку. Це може привести до значної зміни передбачуваної конфігурації пластичних шарнірів.

(2) Реалістична поведінка нестандартних мостів від розрахункової сейсмічної дії можна визначити за допомогою динамічного нелінійного розрахунку динаміки зміни згідно **4.2.4**.

(3) Апроксимацію нелінійної реакції можна також вивести за допомогою поєднання еквівалентного лінійного і нелінійного статичного розрахунків згідно **4.2.5**.

### **4.2 Методи розрахунку**

#### **4.2.1 Лінійний динамічний розрахунок. Спектрально-модальний метод**

##### **4.2.1.1 Визначення і сфера застосування**

(1) Розрахунок за допомогою спектрально-модального методу - це розрахунок пружності пікових динамічних реакцій всіх значущих режимів конструкції з використанням ординат розрахункового спектру, з урахуванням майданчика будівництва (див. EN 1998-1:2004,

#### **4.1.9 Non-linear analysis of irregular bridges**

(1) In bridges of irregular seismic behaviour, the sequential yielding of the ductile members (piers) may cause substantial deviations of the results of the equivalent linear analysis performed with the assumption of a global force reduction factor  $q$  (behaviour factor) from those of the non-linear response of the bridge structure. The deviations are due mainly to the following effects.

- The plastic hinges which appear first usually develop the maximum post-elastic strains, which may lead to concentration of unacceptably high ductility demands in these hinges;

- Following the formation of the first plastic hinges (normally in the stiffer members), the distribution of stiffnesses and hence of forces may change from that predicted by the equivalent linear analysis. This may lead to a substantial change in the assumed pattern of plastic hinges.

(2) In general the realistic response of irregular bridges under the design seismic action may be estimated by means of a dynamic non-linear time-history analysis, performed in accordance with **4.2.4**.

(3) An approximation of the non-linear response may also be obtained by a combination of an equivalent linear analysis with a non-linear static analysis (pushover analysis) in accordance with **4.2.5**.

### **4.2 Methods of analysis**

#### **4.2.1 Linear dynamic analysis - Response spectrum method**

##### **4.2.1.1 Definition and field of application**

(1) The Response Spectrum Analysis is an elastic calculation of the peak dynamic responses of all significant modes of the structure, using the ordinates of the site-dependent design spectrum (see EN 1998-1:2004, **3.2.2.5**). The overall response is obtained by statistical combination of the maximum



**3.2.2.5).** Загальна реакція виводиться за допомогою статистичного об'єднання максимальних модальних внесків. Такий розрахунок може використовуватися у всіх випадках, де дозволений лінійний розрахунок.

(2)Р Дію землетрусу необхідно визначати по відповідній дискретній лінійній моделі (повна динамічна модель), теоретично розробленій відповідно до законів механіки і принципів конструктивного розрахунку в повній сумісності з ідеалізацією сейсмічної дії. В цілому, дана модель є просторовою моделлю.

#### 4.2.1.2 Значущі режими

(1)Р Повинні враховуватися всі режими, що вносять істотний внесок до загальної реакції конструкції.

(2) Для мостів, в яких загальна маса  $M$  може розглядатися як сума «фактичних модальних мас»  $M_i$ , вважається, що критерій (1) виконується, якщо сума фактичних модальних мас для даних режимів,  $(\sum M_i)_c$ , складає не менше 90 % загальної маси моста.

(3) Якщо умова (2) не виконується після обліку всіх мас при  $T \geq 0,033$  с, кількість даних режимів може виявитися прийнятною за умови виконання двох наступних умов:

$$(\sum M_i)_c / M \geq 0.70$$

Кінцеві значення сейсмічної дії множаться на

$$M / (\sum M_i)_c$$

#### 4.2.1.3 Поєднання модальних реакцій

(1)Р Можливого максимального значення результату  $E$  сейсмічної дії (зусилля, переміщення і так далі) необхідно набувати рівним квадратному корню суми квадратів модельних реакцій,  $E_i$  (правило SRSS).

$$E = \sqrt{\sum E_i^2}$$

Дана дія може мати знак плюс або мінус.

modal contributions. Such an analysis may be applied in all cases in which a linear analysis is allowed.

(2)P The earthquake action effects shall be determined from an appropriate discrete linear model (Full Dynamic Model), idealised in accordance with the laws of mechanics and the principles of structural analysis, and compatible with an associated idealisation of the seismic action. In general this model is a space model.

#### 4.2.1.2 Significant modes

(1)P All modes making significant contribution to the total structural response shall be taken into account.

(2) For bridges in which the total mass  $M$  can be considered as a sum of "effective modal masses"  $M_i$ , the criterion (1) is deemed to be satisfied if the sum of the effective modal masses for the modes considered,  $(\sum M_i)_c$ , amounts to at least 90% of the total mass of the bridge.

(3) If the condition (2) is not satisfied after consideration of all modes with  $T \geq 0,033$  sec, the number of modes considered may be deemed acceptable provided that both of the following conditions are satisfied:

The final values of the seismic action effects are multiplied by

#### 4.2.1.3 Combination of modal responses

(1)P In general the probable maximum value  $E$  of a seismic action effect (force, displacement etc.), shall be taken as equal to the square root of the sum of squares of the modal responses,  $E_i$  (SRSS-rule)

$$(4.6)$$

This action effect shall be assumed to act with plus

(2)P Якщо два режими мають близько розташовані періоди власних коливань, правило квадратного кореня з суми квадратів (вираз 4.6) не застосовується і необхідно застосовувати точніші правила. Вважається, що два періоди власних коливань,  $T_i$ ,  $T_j$ , є близько розташованими періодами за умови, що вони виконують наступну умову:

$$\frac{0.1}{0.1 + \sqrt{\xi_i \xi_j}} \leq \rho_{ij} = T_i T_j \leq 1 + 10 \sqrt{\xi_i \xi_j} \quad (4.7)$$

де  $\xi_i$  і  $\xi_j$  представляють коефіцієнти пружного загасання режимів і та j, відповідно (див.(3)).

(4) Для двох режимів, відповідних виразу (4.7), замість правила квадратного кореня суми квадратів застосовується метод поєднання повних квадратів (CQC):

$$E = \sqrt{\sum_i \sum_j E_i r_{ij} E_j} \quad (4.8)$$

при:  $i = 1 \dots n$ ,  $j = 1 \dots n$

У виразі (4.8)  $r_{ij}$  представляє коефіцієнт кореляції:

$$r_{ij} = \frac{8 \sqrt{\xi_i \xi_j} (\xi_i + \rho_{ij} \xi_j \rho_{ij}^{3/2})}{(1 - \rho_{ij}^2)^2 + 4 \xi_i \xi_j \rho_{ij} (1 + \rho_{ij}^2) + 4 (\xi_i^2 + \xi_j^2) \rho_{ij}^2} \quad (4.9)$$

де  $\xi_i$  і  $\xi_j$  представляють коефіцієнти в'язкого загасання режимів і і j, відповідно.

ПРИМІТКА: з виразу (4.9) видно, що  $r_{ij} = r_{ji}$ .

Коли  $T_i = T_j$ , тоді  $\xi_i = \xi_j$  а  $r_{ij} = 1$ .

#### 4.2.1.4 Поєднання складових сейсмічної дії

(1) Зважаючи на одночасну дію сейсмічних складових вздовж горизонтальних осей X і Y і вертикальної осі Z можливий максимальний вплив визначається згідно EN 1998-1:2004, **4.3.3.5.2(4)**, тобто засобами застосування правила квадратного кореня суми квадратів до максимальних результатів  $E_x$ ,  $E_y$  і  $E_z$  незалежної сейсмічної дії уздовж кожної осі:

and minus signs.

(2)P When two modes have closely spaced natural periods the SRSS rule (expression (4.6)) is unconservative and more accurate rules shall be applied. Two natural periods,  $T_i$ ,  $T_j$ , may be considered as closely spaced natural periods if they satisfy the condition:

where  $\xi_i$  and  $\xi_j$  are the viscous damping ratios of modes i and j respectively (see (3)).

(3) For any two modes satisfying expression (4.7), the method of the Complete Quadratic Combination (CQC) may be used instead of the SRSS rule:

with:  $i = 1 \dots n$ ,  $j = 1 \dots n$

In expression (4.8)  $r_{ij}$  is the correlation factor:

where:  $\xi_i$ ,  $\xi_j$  are the viscous damping ratios i corresponding to modes i and j respectively.

NOTE Expression (4.9) gives  $r_{ij} = r_{ji}$ .

When  $T_i = T_j$ , then  $\xi_i = \xi_j$  and  $r_{ij} = 1$ .

#### 4.2.1.4 Combination of the components of the seismic action

(1) The probable maximum action effect E, due to the simultaneous occurrence of the components of the seismic action along the horizontal axes X and Y and the vertical axis Z, may be estimated in accordance with EN 1998-1: 2004, **4.3.3.5.2(4)**, i.e. through application of the SRSS rule to the maximum action effects  $E_x$ ,  $E_y$  and  $E_z$  due to independent seismic action along each axis:

$$E = \sqrt{E_x^2 + E_y^2 + E_z^2} \quad (4.10)$$

(2) І в цьому випадку відповідно до EN 1998-1:2004, **4.3.3.5.2(4)** можливий максимальний результат дії E можна прийняти за найсприятливіший з числа всіх дій, розрахованих згідно EN 1998-1:2004, вирази (4.18) -(4.22).

## 4.2.2 Метод головних форм коливань

### 4.2.2.1 Визначення

(1) При використанні методу головного типу коливань, еквівалентні статичні сейсмічні сили виводяться з сил інерції відповідно до режиму головного типу коливань і періоду власних коливань з використанням відповідної ординати модального спектру. Даний метод включає також спрощення відносно форми коливання першого порядку і оцінки головного періоду.

(2) Залежно від окремих характеристик моста даний метод може застосовуватися з використанням наступних трьох підходів до моделі:

- Модель жорсткої пролітної будови;
- Модель гнучкої пролітної будови;
- Модель окремої опори.

(3)P Для поєднання складових сейсмічної дії повинні застосовуватися правила **4.2.1.4**.

### 4.2.2.2 Сфера застосування

(1) Даний метод може застосовуватися у всіх випадках, коли динамічні характеристики конструкції можна в достатній мірі апроксимувати з допомогою системи з однією динамічною ступенню свободи. Дана умова вважається за виконану в наступних випадках:

(a) У подовжньому напрямі прямолінійних мостів з нерозрізною пролітною будовою, коли сейсмічні сили сприймаються опорами, загальна маса яких складає менше 20% маси пролітної будови.

(b) У поперечному напрямі випадку (a), якщо конструктивна система симетрична щодо осі пролітної будови, тобто коли теоретичний

(2) Again in accordance with EN 1998-1: 2004, **4.3.3.5.2(4)**, the probable maximum action effect E may be taken as the most adverse of the effects calculated from EN 1998-1: 2004, expressions (4.18)-(4.22).

## 4.2.2 Fundamental mode method

### 4.2.2.1 Definition

(1) In the Fundamental mode method, equivalent static seismic forces are derived from the inertia forces corresponding to the fundamental mode and natural period of the structure in the direction under consideration, using the relevant ordinate of the site dependent design spectrum. The method also includes simplifications regarding the shape of the first mode and the estimation of the fundamental period.

(2) Depending on the particular characteristics of the bridge, this method may be applied using three different approaches for the model, namely:

- the Rigid Deck Model
- the Flexible Deck Model
- the Individual Pier Model

(3)P The rules of **4.2.1.4** for the combination of the components of seismic action shall be applied.

### 4.2.2.2 Field of application

(1) The method may be applied in all cases in which the dynamic behaviour of the structure can be sufficiently approximated by a single dynamic degree of freedom model. This condition is considered to be satisfied in the following cases.

(a) In the longitudinal direction of approximately straight bridges with continuous deck, when the seismic forces are carried by piers the total mass of which is less than 20% of the mass of the deck.

(b) In the transverse direction of case (a), if the structural system is approximately symmetric about the centre of the deck, i.e. when the theoretical

ексцентриситет  $e_0$  між центром жорсткості опорних частин і центром маси пролітної будови не перевищує 5% довжин пролітної будови ( $L$ ).

(с) Для опор, що підтримують розрізні прольоти, якщо істотної взаємодії між опорами не очікується, а загальна маса кожної опори складає менше 20% маси пролітної будови.

#### 4.2.2.3 Модель жорсткої пролітної будови

(1) Дана модель може застосовуватися тільки в тому випадку, якщо в умовах сейсмічної дії переміщення пролітної будови в горизонтальній площині значно менше порівняно з горизонтальними переміщеннями верхніх частин опор. Дана умова завжди виконується в подовжньому напрямі прямолінійних мостів з нерозрізною пролітною будовою. У поперечному напрямі пролітна будова вважається за жорстку, якщо  $L/B < 4,0$  або якщо виконується наступна умова:

$$\frac{\Delta_d}{d_a} \leq 0.2 \quad (4.11)$$

де:

$L$  загальна довжина нерозрізної пролітної будови;

$B$  ширина пролітної будови;

$\Delta_d$  та  $d_a$  максимальна різниця і середнє значення переміщень в поперечному напрямі всіх верхніх частин опор в умовах поперечної сейсмічної дії або в умовах дії поперечного навантаження аналогічного розподілу, відповідно.

(2)P Наслідки землетрусу можна визначити за допомогою докладанням горизонтальної еквівалентної статичної сили  $F$  до пролітної будови, що виражається наступним рівнянням:

$$F = M S_d(T) \quad (4.12)$$

де:

$M$  загальна фактична маса конструкції, рівна масі пролітної будови плюс маса верхньої половини опор;

$S_d(T)$  спектральна характеристика прискорення коливань (EN 1998-1:2004, 3.2.2.5), відповідне основному періоду  $T$  моста, який визначається

eccentricity  $e_0$  between the centre of stiffness of the supporting members and the centre of mass of the deck does not exceed 5% of the length of the deck ( $L$ ).

(с) In the case of piers carrying simply-supported spans, if no significant interaction between piers is expected and the total mass of each pier is less than 20% of the tributary mass of the deck.

#### 4.2.2.3 Rigid deck model

(1) This model may only be applied, when, under the seismic action, the deformation of the deck within a horizontal plane is negligible compared to the horizontal displacements of the pier tops. This condition is always met in the longitudinal direction of approximately straight bridges with continuous deck. In the transverse direction the deck may be assumed rigid either if  $L/B < 4,0$ , or if the following condition is satisfied:

where:

$L$  is the total length of the continuous deck;

$B$  is the width of the deck; and

$\Delta_d$  and  $d_a$  are respectively the maximum difference and the average of the displacements in the transverse direction of all pier tops under the transverse seismic action, or under the action of a transverse load of similar distribution.

(2)P The earthquake effects shall be determined by applying a horizontal equivalent static force  $F$  at the deck given by the expression:

where:

$M$  is the total effective mass of the structure, equal to the mass of the deck plus the mass of the upper half of the piers;

$S_d(T)$  is the spectral acceleration of the design spectrum (EN 1998-1:2004, 3.2.2.5) corresponding to the fundamental period  $T$  of the bridge, estimated

таким чином:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} \quad (4.13)$$

де

$K = \sum K_i$  - це жорсткість системи, рівна сумі жорсткостей елементів, що чинять опір.

(3) У поперечному напрямі сила  $F$  може розподілятися уздовж пролітної будови пропорційно розподілу мас.

#### 4.2.2.4 Модель гнучкої пролітної будови

(1)P Модель гнучкої пролітної будови використовується в тому випадку, якщо не виконується вираз (4.11).

(2) Якщо немає точнішого способу розрахунку, оцінка головного періоду конструкції в горизонтальному напрямі може проводитися за допомогою відношення Релея з використанням узагальненої системи з однією ступінню свободи:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum M_i d_i^2}{g \sum M_i d_i}} \quad (4.14)$$

де:

$M_i$  маса в  $i$ -ій вузловій точці  
 $d_i$  переміщення в даному напрямі, коли конструкція знаходиться під впливом сил  $gM_i$ , що діють у всіх вузлових точках в даному горизонтальному напрямі.

(3)P Дію землетрусу можна визначити за допомогою застосування горизонтальних сил  $F_i$  у всіх вузлових точках, що виражається за допомогою рівняння:

$$F_i = \frac{4\pi^2}{gT^2} S_d(T) d_i M_i \quad (4.15)$$

де:

$T$  період головного виду коливань в даному горизонтальному напрямі  
 $M_i$  маса, сконцентрована в  $i$ -ій точці

as:

where

$K = \sum K_i$  is the stiffness of the system, equal to the sum of the stiffnesses of the resisting members.

(3) In the transverse direction the force  $F$  may be distributed along the deck proportionally to the distribution of the effective masses.

#### 4.2.2.4 Flexible deck model

(1)P The Flexible Deck Model shall be used when expression (4.11) is not satisfied.

(2) Unless a more accurate calculation is made, the fundamental period of the structure in the horizontal direction considered, may be estimated via the Rayleigh quotient, using a generalised single-degree-of-freedom system, as follows:

where:

$M_i$  is the mass at the  $i$ -th nodal point  
 $d_i$  is the displacement in the direction under examination when the structure is acted upon by forces  $gM_i$  acting at all nodal points in the horizontal direction considered.

(3)P The earthquake effects shall be determined by applying horizontal forces  $F_i$  at all nodal points given by:

where:

$T$  is the period of the fundamental mode of vibration for the horizontal direction considered,  
 $M_i$  is the mass concentrated at the  $i$ -th point,

$d_i$  переміщення  $i$ -ї вузлової точки при апроксимації форми хвилі першого порядку (може вважатися за рівну значенням, визначеним в (2) вище)

$S_d(T)$  спектральна характеристика прискорення коливань (EN 1998-1:2004 **3.2.2.5**);

$g$  прискорення вільного падіння.

$d_i$  is the displacement of the  $i$ -th nodal point in an approximation of the shape of the first mode (may be taken as equal to the values determined in (2) above),

$S_d(T)$  is the spectral acceleration of the design spectrum (EN 1998-1:2004, **3.2.2.5**), and

$g$  is the acceleration of gravity.

#### 4.2.2.5 Кручення в поперечному напрямку (обертання навколо вертикальної осі)

(1) Коли модель жорсткої або гнучкої пролітної будови використовується в поперечному напрямку моста, дію кручення можна визначити за допомогою прикладення статичного крутильного моменту  $M_t$ , відповідно до виразу (4.1) параграфу **4.1.5(3)P**. Прогнозований ексцентриситет розраховується таким чином:

$$e = e_o + e_a \quad (4.16)$$

де:

$e_o$  теоретичний ексцентриситет (див. випадок (b) **4.2.2.2(1)**);  $e_a = 0,05 L$  - це додатковий ексцентриситет, що враховує за випадкові і динамічні дії.

(2) Силу  $F$  можна визначити по виразу (4.12) або у вигляді  $\Sigma F_i$  з виразу (4.15). Момент  $M_t$  розподіляється на опорні елементи з використанням моделі жорсткої пролітної будови.

#### 4.2.2.6 Модель окремої опори

(1) В деяких випадках сейсмічній дії в поперечному напрямі моста протидіють тільки опори без істотної взаємодії між собою. У таких випадках, сейсмічність, що впливає на  $i$ -ую опору, може бути визначена за допомогою додатку до неї еквівалентної статичної сили:

$$F_i = M_i S_d(T) \quad (4.17)$$

де  $M_i$  - це фактична маса, відповідна опорі  $i$ , а

$$T_i = 2\pi \sqrt{\frac{M_i}{K_i}} \quad (4.18)$$

#### 4.2.2.5 Torsional effects in the transverse direction (rotation about the vertical axis)

(1) When the Rigid or the Flexible Deck Model is used in the transverse direction of a bridge, torsional effects may be estimated by applying a static torsional moment  $M_t$  in accordance with expression (4.1) of **4.1.5(3)P**. The relevant eccentricity shall be estimated as follows:

where:

$e_o$  is the theoretical eccentricity (see case (b) of **4.2.2.2(1)**)  $e_a = 0,05L$  is an additional eccentricity accounting for accidental and dynamic amplification effects

(2) The force  $F$  may be determined either from expression (4.12), or as  $\Sigma F_i$  from expression (4.15). The moment  $M_t$  may be distributed to the supporting members using the Rigid Deck Model.

#### 4.2.2.6 Individual pier model

(1) In some cases the seismic action in the transverse direction of the bridge is resisted mainly by the piers, without significant interaction between adjacent piers. In such cases the seismic action effects acting in the  $i$ -th pier may be approximated by applying on it an equivalent static force:

це основний період даної опори, що розглядається незалежно від решти частини моста.

(2) Дане спрощення може застосовуватися як перша апроксимація для проведення попереднього розрахунку за умови, що наступна умова виконується результатами виразу (4.18) для всіх суміжних опор  $i$  та  $i+1$

$$0.9 \leq T_i / T_{i+1} \leq 1.1 \quad (4.19)$$

Інакше потрібний перерозподіл фактичних мас кожної опори, що приведе до задоволення даної умови.

#### 4.2.3 Альтернативні лінійні методи

##### 4.2.3.1 Розрахунок тимчасових рядів

(1)P В рамках розрахунку тимчасових рядів розрахункова сейсмічна дія приймається як середнє значення реакції, розрахованої для кожної сейсмограми прискорень в наборі динаміки змін, вибір яких проводиться згідно 3.2.3.

#### 4.2.4 Нелінійний динамічний розрахунок на акселерограми

##### 4.2.4.1 Загальні положення

(1)P Залежна від часу реакція конструкції виводиться за допомогою прямої чисельної інтеграції нелінійних диференціальних рівнянь переміщень. Як вхідні дані використовуються тимчасові записи переміщення ґрунту (сейсмограми прискорень, див. 3.2.3). При цьому повинні враховуватися навантаження від власної ваги, інші навантаження квазіпостійної дії в розрахунковій сейсмічній ситуації, а також ефекти другого порядку.

(2)P Якщо не обумовлене інше, даний метод може використовуватися у поєднанні із спектрально-модальним методом для вивчення пружної для поста реакції і порівняння необхідних і наявних властивостей податливості. Результати нелінійного розрахунку не повинні використовуватися для зменшення результатів, отриманих в ході спектрально-модального розрахунку. Проте для мостів з

is the fundamental period of the same pier, considered independently of the rest of the bridge.

(2) This simplification may be applied as a first approximation for preliminary analyses, when the following condition is met by the results of expression (4.18) for all adjacent piers  $i$  and  $i+1$

Otherwise a redistribution of the effective masses attributed to each pier is required, leading to the satisfaction of the above condition.

#### 4.2.3 Alternative linear methods

##### 4.2.3.1 Time series analysis

(1)P In a time series analysis, the design seismic action shall be taken as the average of the extreme response computed for each accelerogram in a set of time-histories considered. Subclause 3.2.3 applies for the choice of time-histories.

#### 4.2.4 Non-linear dynamic time-history analysis

##### 4.2.4.1 General

(1)P The time dependent response of the structure shall be obtained through direct numerical integration of its non-linear differential equations of motion. The seismic input shall consist of ground motion time-histories (accelerograms, see 3.2.3). The effects of gravity loads and of the other quasi-permanent actions in the seismic design situation, as well as second order effects, shall be taken into account.

(2)P Unless otherwise specified in this Part, this method can be used only in combination with a standard response spectrum analysis to provide insight into the post-elastic response and comparison between required and available local ductility demands. Generally, the results of the non-linear analysis shall not be used to relax requirements resulting from the response spectrum analysis. However, in the cases of bridges with

сейсмоізоляційними пристроями (див. розділ 7) або для нестандартних мостів (див. **4.1.8**) замість результатів спектрально-модального розрахунку можуть використовуватися нижчі значення, отримані в ході жорсткішого розрахунку динаміки зміни.

#### **4.2.4.2 Переміщення ґрунту і розрахункові сполучення**

(1)P Застосовуються умови **3.2.3**.

(2)P Застосовуються умови **5.5(1)** і **4.1.2**.

#### **4.2.4.3 Розрахункові значення переміщень**

(1)P Якщо проводиться нелінійний динамічний розрахунок для, як мінімум, семи незалежних пар горизонтальних переміщень ґрунту, середнє значення окремих реакцій може використовуватися як розрахункове значення таких переміщень (якщо в даній частині не потрібне інше). Якщо для відповідних незалежних пар зсувів проводиться менше семи нелінійних динамічних розрахунків, як розрахункове значення повинна вибиратися максимальна реакція.

#### **4.2.4.4 Податливі конструкції**

##### **(1) Завдання**

Нижче перераховані основні завдання нелінійного динамічного розрахунку для податливого моста.

- Визначення загальної картини утворення пластичних шарнірів.
- Оцінка і перевірка можливих переміщень в пластичних шарнірах за межею текучості, а також оцінка необхідних переміщень.
- Визначення вимог, що пред'являються до міцності, для запобігання руйнуванню пролітних будов і для перевірки ґрунтів.

##### **(2) Вимоги**

Для податливих конструкцій, до яких пред'являються високі вимоги відносно місцевої пластичності, для виконання завдань (див. вищій) потрібне наступне:

isolating devices (see Section 7) or irregular bridges (see **4.1.8**) lower values estimated from a rigorous time-history analysis may be substituted for the results of the response spectrum analysis.

#### **4.2.4.2 Ground motions and design combination**

(1)P The provisions of **3.2.3** apply.

(2)P The provisions of **5.5(1)** and **4.1.2** apply.

#### **4.2.4.3 Design action effects**

(1)P When non-linear dynamic analysis is performed for at least seven independent pairs of horizontal ground motions, the average of the individual responses may be used as the design value of the action effects, except if otherwise required in this part. When less than seven non-linear dynamic analyses are performed for the corresponding independent pairs of input motions, the maximum responses of the ensemble should be used as design action effects.

#### **4.2.4.4 Ductile structures**

##### **(1) Objectives**

The main objectives of a non-linear time-history analysis of a ductile bridge are the following.

- The identification of the actual pattern of plastic hinge formation
- The estimation and verification of the probable post-yield deformation demands in plastic hinges and the estimation of the displacement demands
- The determination of the strength requirements for the prevention of non-ductile failure modes in the superstructure and for the verification of the soil.

##### **(2) Requirements**

For a ductile structure subjected to high local ductility demands, achievement of the above objectives requires the following.



(а) Визначення фактичних ділянок конструкції, що зберігають пружність, засноване на значеннях напруги і деформацій, з урахуванням текучості матеріалу.

(b) У зоні пластичних шарнірів криві залежності деформації від напруги для бетону і арматури або конструкційної сталі повинні враховувати поведінку матеріалів за межами текучості, зважаючи на непряме армування бетону, а також деформаційне зміцнення і/або місцеву втрату стійкості сталі. При цьому необхідно правильно змодельовати петлі гістерезису з урахуванням деградації міцності і жорсткості і гістерезисного звуження, якщо такі явища будуть виявлені в ході лабораторних випробувань.

(с) Необхідно переконатися, що вимоги до деформацій нижче можливостей пластичних шарнірів; для цього потрібно порівняти необхідні кути обертання пластичних шарнірів,  $\theta_{p,E}$  з розрахунковими,  $\theta_{p,d}$ :

$$\theta_{p,E} \leq \theta_{p,d} \quad (4.20)$$

Розрахункові значення кутів пластичного обертання,  $\theta_{p,d}$ , можна вивести на підставі результатів відповідних випробувань, або розрахувати по кривих граничних значень, для чого передбачуване значення  $\theta_{p,d}$  потрібно розділити на коефіцієнт  $\theta_{p,u}$ , який враховує місцеві дефекти конструкції, невизначеності моделі і/або розкид результатів відповідних випробувань:

$$\theta_{p,d} = \frac{\theta_{p,u}}{\gamma_{R,p}} \quad (4.21)$$

Таку ж перевірку необхідно проводити і відносно необхідних переміщень і можливостей інших компенсуючих зон сталевих конструкцій (наприклад, подовження розтягнутих діагональних елементів і деформації в ексцентричних в'язях панелей).

ПРИМІТКА В довідковому додатку Е приводиться інформація для оцінки  $\theta_{p,d}$  і для  $\gamma_{RP}$

(d) Перевірка міцності елементу на згин під впливом осьової сили не потрібна, оскільки вона передбачається внутрішнім механізмом

(а) A realistic identification of the extent of the structure that remains elastic. Such an identification should be based on probable values of the yield stresses and strains of the materials.

(b) In the regions of plastic hinges, the stress-strain diagrams for both concrete and reinforcement or structural steel, should reflect the probable post-yield behaviour, taking into account confinement of concrete, when relevant, and strain hardening and/or local buckling effects for steel. The shape of hysteresis loops should be properly modelled, taking into account strength and stiffness degradation and hysteretic pinching, if indicated by appropriate laboratory tests.

(с) The verification that deformation demands are safely lower than the capacities of the plastic hinges, should be performed by comparing plastic hinge rotation demands,  $\theta_{p,E}$ , to the relevant design rotation capacities,  $\theta_{p,d}$ , as follows:

The design values of the plastic rotation capacities,  $\theta_{p,d}$ , should be derived from relevant test results or calculated from ultimate curvatures, by dividing the probable value  $\theta_{p,u}$  by a factor,  $\theta_{p,u}$ , that reflects local defects of the structure, uncertainties of the model and/or the dispersion of relevant test results, as follows:

The same condition should be checked for other deformation demands and capacities of dissipative zones of steel structures (e.g. elongation of tensile members in diagonals and shear deformation of shear panels in eccentric bracings).

NOTE Informative Annex E gives information for the estimation of  $\theta_{p,d}$  and for  $\gamma_{RP}$

(d) Member strength verification against bending with axial force is not needed, as such a verification is inherent in the non-linear analysis procedure

нелінійного розрахунку (а) вище. При цьому, проте, необхідно переконатися у відсутності текучості в пролітній будові ( **5.6.3.6(1)P** і **(2)**).

(е) Перевірка елементів на стійкість до хрупкого руйнування (зріз елементів і зріз в з'єднаннях, суміжних з пластичними шарнірами), а також перевірка фундаменту на нерівномірне осідання повинна проводитися згідно відповідним правилам розділу 5. При цьому як розрахункові значення результатів дій повинні використовуватися результати нелінійного розрахунку, помножені на  $\gamma_{Bdi}$  згідно **5.6.2(2) Pb**. Дані значення не повинні перевищувати розрахункові опори  $R_d (= R_k / \gamma_M)$  відповідних перетинів, т.е.:

$$\max E_d \leq R_d \quad (4.22)$$

#### 4.2.4.5 Мости з сейсмоізоляцією

(1) Завдання розрахунку в даному випадку полягає в тому, щоб оцінити фактичні переміщення і зусилля:

- враховуючи можливі наслідки зміни властивостей ізоляторів;
- переконавшись, що ізольована конструкція зберігає пружність.

(2) Застосовуються умови розділу 7.

#### 4.2.5 Статичний нелінійний метод (розрахунок по несучій здатності)

(1)P Розрахунок по несучій здатності - це статичний нелінійний розрахунок конструкції, що знаходиться під впливом постійних вертикальних (гравітаційних) навантажень і горизонтальних навантажень, що рівномірно підвищуються, які представлені горизонтальною сейсмічною складовою. Повинні враховуватися також ефекти другого порядку. Горизонтальні навантаження збільшуються до тих пір, поки в контрольній точці не будуть досягнуті плановані переміщення.

(2) Нижче перераховані основні завдання даного розрахунку.

- Оцінка послідовності формування і кінцевого

according to (a) above. However it should be verified that no significant yield occurs in the deck (**5.6.3.6(1)P** and **(2)**).

(e) Verification of members against non-ductile failure modes (shear of members and shear in joints adjacent to plastic hinges), as well as of foundation failure, should be performed in accordance with the relevant rules of Section 5. The capacity design action effects should be taken as the action effects resulting from the non-linear analysis multiplied by  $\gamma_{Bdi}$ , in accordance with **5.6.2(2)Pb**. These values should not exceed the design resistances  $R_d (= R_k / \gamma_M)$  of the corresponding sections, i.e.:

#### 4.2.4.5 Bridges with seismic isolation

(1) The objective of the analysis in this case is the realistic assessment of the displacement and force demands:

- properly taking into account the effect of the variability of the properties of the isolators, and
- ensuring that the isolated structure remains essentially elastic

(2) The provisions of Section 7 apply.

#### 4.2.5 Static non-linear analysis (pushover analysis)

(1)P Pushover analysis is a static non-linear analysis of the structure under constant vertical (gravity) loads and monotonically increased horizontal loads, representing the effect of a horizontal seismic component. Second order effects shall be accounted for. The horizontal loads are increased until a target displacement is reached at a reference point.

(2) The main objectives of the analysis are the following.

- The estimation of the sequence and the final

малюнка пластичних шарнірів.

- Оцінка перерозподілу сил після утворення пластичних шарнірів.
- Отримання кривої зсуву основи-переміщення («крива ємності»), а також деформаційних потреб пластичних шарнірів до планованих переміщень.

(3) Даний метод може застосовуватися до всієї конструкції моста або тільки до її окремих компонентів.

(4) Застосовуються вимоги **4.2.4.4(2)**; виняток становить вимога, що пред'являється до моделювання форми петлі гістерезису в **4.2.4.4(2)b**.

ПРИМІТКА 1 У довідковому додатку **Н** приводиться опис алгоритму, що рекомендується, по застосуванню даного методу.

ПРИМІТКА 2 Відмічено, що статичний нелінійний розрахунок (по здатності, що несе) (див. додаток Н) дає реалістичні результати для конструкцій, реакцію яких на горизонтальну сейсмічну дію в даному напрямі можна розумно апроксимувати за допомогою узагальненої системи з однією ступінню свободи. Якщо допустити, що вплив мас опор незначний, вимога, приведена вище, завжди виконуватиметься в подовжньому напрямі для прямолінійних мостів. Дана вимога виконується також і в поперечному напрямі, якщо розподіл жорсткостей опор уздовж моста забезпечує те, що рівномірне спирається для пролітної будови. Це найбільш загальний випадок для мостів, у яких висота опор знижується у напрямі стояків або не має значних змін. Проте якщо міст має одну дуже жорстку опору, що не дає осідання, розташоване між звичайними опорами, система не може бути апроксимована в поперечному напрямі за допомогою методу з однією ступенню свободи, а розрахунок по несучій здатності, не дасть реалістичних результатів. Дане виключення дійсне також для великопротяжних мостів, у яких опори підвищеної жорсткості розташовані між групами звичайних опор, і для мостів, у яких маса деяких опор робить істотно вплив на динамічні характеристики в будь-якому з двох напрямів. Щоб усунути такі нестандартні конфігурації, в системі можна передбачити, наприклад, опорні частини ковзання між пролітною будовою і опорами, що викликають таку нерівномірність. Якщо це виявляється недоцільним, використовується нелінійний динамічний розрахунок на впливи акселерограм.

pattern of plastic hinge formation;

- The estimation of the redistribution of forces following the formation of plastic hinges;
- The assessment of the force-displacement curve of the structure ("capacity curve") and of the deformation demands of the plastic hinges up to the target displacement.

(3) The method may be applied to the entire bridge structure or to individual components.

(4) The requirements of **4.2.4.4(2)** apply, with the exception of the requirement for modelling of the hysteresis loop shape in **4.2.4.4(2)b**.

NOTE 1 A recommended procedure for the application of this method is given in Informative Annex **H**.

NOTE 2 It is noted that a static non-linear (pushover) analysis, such as the one given in Annex H, leads to realistic results in structures, the response of which to the horizontal seismic action in the direction considered can be reasonably approximated by a generalized one degree of freedom system. Assuming the influence of the pier masses to be minor, the above condition is always met in the longitudinal direction of approximately straight bridges. The condition is also met in the transverse direction, when the distribution of the stiffness of piers along the bridge provides a more or less uniform lateral support to a relatively stiff deck. This is the most common case for bridges where the height of the piers decreases towards the abutments or does not present intense variations. When, however, the bridge has one exceptionally stiff and unyielding pier, located between groups of regular piers, the system cannot be approximated in the transverse direction by a single-degree-of-freedom and the pushover analysis may not lead to realistic results. A similar exception holds for long bridges, when very stiff piers are located between groups of regular ones, or in bridges in which the mass of some piers has a significant effect on the dynamic behaviour, in either of the two directions. Such irregular arrangements may be avoided, e.g. by providing sliding connection between the deck and the pier(s) causing the irregularity. If this is not possible or expedient, then non-linear time history analysis should be used

## 5 ПЕРЕВІРКА МІЦНОСТІ

### 5.1 Загальні положення

(1)Р Умови даного розділу стосуються системи сейсмостійкості мостів, спроектованих за допомогою еквівалентного лінійного методу з урахуванням податливої або обмежено-податливої поведінки конструкції (див. **4.1.6**). Для мостів, оснащених сейсмоізоляційними пристроями, застосовуються умови розділу **7**. Перевірка на підставі результатів нелінійного розрахунку проводиться згідно **4.2.4**. У двох останніх випадках застосовуються умови **5.2.1**.

### 5.2 Матеріали і проектна міцність

#### 5.2.1 Матеріали

(1) У мостах, розрахованих на податливу поведінку при  $q > 1,5$ , залізобетонні елементи, в яких можливе утворення пластичних шарнірів, повинні армуватися сталлю класу Із згідно EN 1992-1-1:2004, таблиця С.1.

(2) Залізобетонні елементи мостів, розраховані на податливу поведінку, де утворення пластичних шарнірів неможливе (за наслідками розрахунку несучої здатності), а також всі залізобетонні елементи мостів, розрахованих на обмежено-податливу поведінку ( $q \leq 1,5$ ) або всі залізобетонні елементи мостів з сейсмоізоляцією згідно розділу **7** можуть армуватися сталлю класу У відповідно до умов EN 1992-1-1:2004, таблиця С.4.

(3)Р Конструктивні сталеві елементи всіх мостів повинні відповідати умовам EN 1998-1: 2004, **6.2**.

#### 5.2.2 Проектна міцність

(1)Р Розрахункові значення опору елементів повинне визначатися згідно EN 1998-1:2004, **5.2.4**, **6.1.3** або **7.1.3**.

### 5.3 Розрахунок допустимих навантажень

(1)Р Для конструкцій, розрахованих на податливу поведінку, розрахунок допустимих навантажень  $F_C$  ( $V_C$ ,  $M_C$ ,  $N_C$ ) повинен проводитися за допомогою пластичного розрахунку в умовах:

## 5 STRENGTH VERIFICATION

### 5.1 General

(1)P The provisions of this Section apply to the earthquake resisting system of bridges designed by an equivalent linear method taking into account a ductile or limited ductile behaviour of the structure (see **4.1.6**). For bridges provided with isolating devices, Section **7** shall be applied. For verifications on the basis of results of non-linear analysis, **4.2.4** applies. In both latter cases **5.2.1** applies.

### 5.2 Materials and design strength

#### 5.2.1 Materials

(1)P In bridges designed for ductile behaviour with  $q > 1,5$ , concrete members where plastic hinges may form, shall be reinforced with steel of Class C in accordance with EN 1992-1-1:2004, Table C.1.

(2) Concrete members of bridges designed for ductile behaviour, where no plastic hinges may form (as a consequence of capacity design), as well as all concrete members of bridges designed for limited ductile behaviour ( $q \leq 1,5$ ) or all concrete members of bridges with seismic isolation in accordance with Section 7, may be reinforced using steel of Class B in accordance with EN 1992-1-1:2004, Table C.4.

(3)P Structural steel members of all bridges shall conform to EN 1998-1: 2004, **6.2**.

#### 5.2.2 Design strength

(1)P The design value of member resistance shall be determined in accordance with EN 1998-1:2004, **5.2.4**, **6.1.3** or **7.1.3**, as appropriate.

### 5.3 Capacity design

(1)P For structures designed for ductile behaviour, capacity design effects  $F_C$  ( $V_C$ ,  $M_C$ ,  $N_C$ ) shall be calculated by analysing the intended plastic mechanism under:

a) несейсмічної дії в розрахунковій сейсмічній ситуації

b) сейсмічної дії в даному напрямі (див. (6)), при якому у всіх пластичних шарнірах з'являються згинаючі моменти, рівні верхній межі їх опору, які називаються моментом надміцності,  $M_o$ .

(2) Розрахункових значень допустимих навантажень, що набувають, можуть не перевищувати значення, виведені для розрахункової сейсмічної ситуації (див. 5.5) в даному напрямі; при цьому сейсмічна дія множиться на коефіцієнт поведінки  $\psi$ , використовуваний при розрахунковій сейсмічній дії.

(3)P Момент надміцності перетину повинен розраховуватися по формулі:

$$M_o = \gamma_o M_{Rd}$$

де:

$\gamma_o$  коефіцієнт надміцності;  
 $M_{Rd}$  розрахункова міцність перетину на згин у вибраному напрямі і з вибраним знаком відповідно до дійсної геометрії перетину, включаючи властивості арматури (якщо використовується) і матеріалів (із значеннями  $M_{Rd}$  для основних проектних ситуацій). При визначенні  $M_{Rd}$ , двовісний згин повинен враховуватися в умовах: (a) несейсмічної дії в розрахунковій сейсмічній ситуації і (b) сейсмічної дії, відповідної розрахунковій сейсмічності з вибраним напрямом і знаком.

(4) Коефіцієнт надміцності враховує мінливість характеристик міцності матеріалів, а також відношення межі міцності до межі текучості.

ПРИМІТКА Значення, привласнене  $\gamma_o$  для застосування в країні, можна знайти в національному застосуванні. Значення, що рекомендуються:

- для залізобетонних елементів:  $\gamma_o = 1,35$
- для сталевих елементів:  $\gamma_o = 1,25$

Для залізобетонних елементів із спеціальною додатковою арматурою згідно 6.2.1, значення нормальної осьової сили якої

a) the non-seismic actions in the design seismic situation and

b) the level of seismic action in the direction under consideration (see (6)) at which all intended flexural hinges have developed bending moments equal to an upper fractile of their flexural resistance, called the overstrength moment,  $M_o$ .

(2) The capacity design effects need not be taken as greater than those resulting at the seismic design situation (see 5.5) in the direction under consideration, with the seismic action effects multiplied by the behaviour factor  $q$  used in the analysis for the design seismic action.

(3)P The overstrength moment of a section shall be calculated as:

$$(5.1)$$

where:

$\gamma_o$  is the overstrength factor;  
 $M_{Rd}$  is the design flexural strength of the section, in the selected direction and sign, based on the actual section geometry, including reinforcement where relevant, and material properties (with  $M_{Rd}$  values for fundamental design situations). In determining  $M_{Rd}$ , biaxial bending shall be taken into account under: (a) the action effects of the non-seismic actions in the seismic design situation and (b) the other seismic action effects corresponding to the design seismic action with the selected direction and sign.

(4) The value of the overstrength factor should reflect the variability of material strength properties, and the ratio of the ultimate strength to the yield strength.

NOTE The value ascribed to  $\gamma_o$  for use in a country may be found in its National Annex. The recommended values are:

- For concrete members:  $\gamma_o = 1,35$ ;
- For steel members:  $\gamma_o = 1,25$ .

In the case of reinforced concrete sections with special confining reinforcement in accordance with 6.2.1, and with the value of the normalized axial

force

$$\eta_k = N_{Ed} / (A_c f_{ck}) \quad (5.2)$$

перевищує 0,1, значення коефіцієнта надміцності необхідно помножити на

exceeding 0,1, the value of the overstrength factor shall be multiplied by

$$1 + 2(\eta_k - 0,1)^2$$

де:

where:

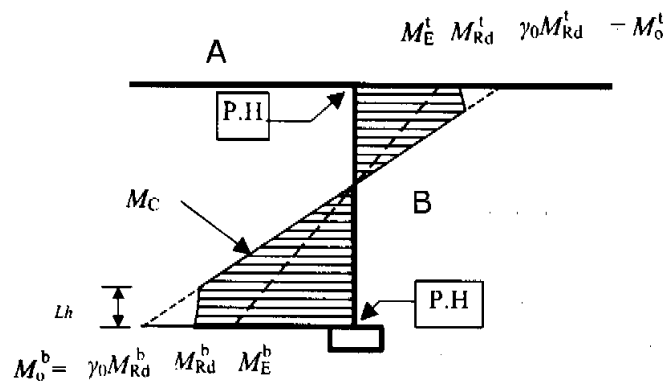
$N_{Ed}$  значення осової сили в пластичному шарнірі в розрахунковій сейсмічній ситуації; позитивне при стискуванні;  
 $A_c$  площа поперечного перетину;  
 $f_{ck}$  нормативна міцність бетону.

$N_{Ed}$  is the value of the axial force at the plastic hinge seismic design situation, positive if compressive;

$A_c$  is the cross-sectional area of the section; and  
 $f_{ck}$  is the characteristic concrete strength.

(5)P В межах довжини елементів, в яких утворюються пластичні шарніри, розрахунковий згинальний момент,  $M_c$  поряд з шарніром (див. рисунок 5.1) не повинен перевищувати розрахунковий опір вигину найближчого шарніра розрахований згідно 5.6.3.1.

(5)P Within the length of members that develop plastic hinge(s), the capacity design bending moment  $M_c$  at the vicinity of the hinge (see Figure 5.1) shall not be assumed to be greater than the relevant design flexural resistance  $M_{Rd}$  of the nearest hinge calculated in accordance with 5.6.3.1.



#### Умовні позначення

A – Прольотна будівля

B - Опора

PH – Пластичний шарнір

**Рисунок 5.1:** Розрахункові моменти допустимих навантажень  $M_c$  в межах довжини елемента, що має пластичний шарнір

#### Key

A - Deck

B - Pier

PH - Plastic Hinge

**Figure 5.1:** Capacity design moments  $M_c$  within the length of member containing plastic hinges

**ПРИМІТКА 1** Діаграми  $M_{Rd}$ , показані на рисунку 5.1, відповідають опорі із змінним поперечним перетином (що збільшується в нижньому напрямі). Якщо використовується постійний поперечний перетин з постійною арматурою, значення  $M_{Rd}$  також буде постійним.

**NOTE 1:** The  $M_{Rd}$ -diagrams shown in Figure 5.1 correspond to a pier with variable cross-section (increasing downwards). In the case of a constant cross-section with constant reinforcement,  $M_{Rd}$  is also constant.

**ПРИМІТКА 2** Опис  $L_h$  приводиться в 6.2.1.5.

**NOTE 2:** For  $L_h$  see 6.2.1.5.

(6) Розрахунок по допустимих навантаженнях повинен виконуватися окремо для сейсмічної дії (із знаком + і -) в кожному з подовжніх і поперечних напрямів. Опис відповідних процедур і спрощень приводиться в додатку **G**.

(7)P Якщо в механізмі пластичності беруть участь опорні частини ковзання, вважається, що їх потужність дорівнює  $Y_{of}R_{df}$  де:

$Y_{of}$  підвищуючий коефіцієнт тертя, викликаного ефектом старіння  
 $R_{df}$  максимальна реактивна сила опорної частини.

(8)P В мостах з еластомерними опорними частинами, розрахованими на податливу поведінку, елементи, в яких не передбачається утворення пластичних шарнірів і в яких з'являється значна поперечна сила, повинні проектуватися таким чином: розрахунок допустимих навантажень повинен проводитися на максимальні переміщення опорних частин відповідно до розрахункового переміщення пролітної будови і жорсткості опори, збільшеної на 30%.

#### 5.4 Ефекти другого порядку

(1) В рамках лінійного розрахунку можуть використовуватися методи апроксимації для оцінки впливу другорядних чинників на критичні перетини (пластичні шарніри) з урахуванням циклічного характеру сейсмічної дії там, де воно має істотний несприятливий вплив.

ПРИМІТКА Методи апроксимації для застосування в країні для оцінки ефектів другого порядку в умовах сейсмічної дії приводяться в національному застосуванні. Процедура, що рекомендується, зводиться до того, що необхідно допустити, що збільшення згинальних моментів пластичних шарнірів в результаті дії ефектів другого порядку дорівнює:

$$\Delta M = \frac{1+q}{2} d_{Ed} N_{Ed} \quad (5.3)$$

де

$N_{Ed}$  це осьова сила  
 $d_{Ed}$  відносне поперечне переміщення кінців податливого елемента в умовах розрахункової сейсмічної ситуації.

(6) In general capacity design effects should be calculated separately for seismic action acting (with + and - sign) in each of the longitudinal and the transverse directions. A relevant procedure and simplifications are given in Annex **G**.

(7)P When sliding bearings participate in the plastic mechanism, their capacity shall be assumed as equal to  $Y_{of}R_{df}$ , where:

$Y_{of} = 1,30$  is a magnification factor for friction due to ageing effects and  
 $R_{df}$  is the maximum design friction force of the bearing.

(8)P In bridges with elastomeric bearings and intended to have ductile behaviour, members where no plastic hinges are intended to form and which resist shear forces from the bearings shall be designed as follows: the capacity design effects shall be calculated on the basis of the maximum deformation of the bearings corresponding to the design displacement of the deck and a bearing stiffness increased by 30%.

#### 5.4 Second order effects

(1) For linear analysis, approximate methods may be used for estimating the influence of second order effects on the critical sections (plastic hinges), also taking into account the cyclic character of the seismic action wherever it has a significant unfavourable effect.

NOTE: Approximate methods for use in a country to estimate second order effects under seismic actions may be found in its National Annex. The recommended procedure is to assume that the increase of bending moments of the plastic hinge section due to second order effects, is:

where

$N_{Ed}$  is the axial force and  
 $d_{Ed}$  is the relative transverse displacement of the ends of the considered ductile member, both in the design seismic situation.

## 5.5 Поєднання сейсмічної активності з іншими видами впливів

(1)Р Розрахункове значення  $E_d$  дій в розрахунковій сейсмічній ситуації визначається згідно EN 1990:2002, **6.4.3.4** і EN 1998-1:2004, **3.2.4(1)**:

$$E_d = G_k "+" P_k "+" A_{Ed} "+" \psi_{21} Q_{1k} "+" Q_2$$

де:

"+" означає «необхідно додати»

$G_k$  нормативне значення постійної дії

$P_k$  нормативне значення попередньої напруги після всіх втрат

$A_{Ed}$  розрахункова сейсмічна дія

$Q_{1k}$  нормативне значення транспортного навантаження

$\psi_{21}$  коефіцієнт поєднання для транспортних навантажень згідно п.4.1.2(3) Р

$Q_2$  квазіпостійне значення тривалої дії (наприклад, тиск ґрунту, плавучість, течій і так далі).

ПРИМІТКА Приймається, що тривалі чинники впливають паралельно розрахунковій сейсмічності.

(2)Р Сейсмічна дія не повинна поєднуватися з деформаційними впливами (температурні, осідання опор, усадки, залишковими переміщеннями ґрунту в результаті сейсмічних розломів).

(3)Р Виключенням до правила (2)Р є мости, в яких сейсмостійкість забезпечується еластомерними багатошаровими опорними частинами (див. також **6.6.2.3(4)**). У таких випадках допускається пружна поведінка системи з урахуванням деформаційної дії.

ПРИМІТКА У разі (3)Р переміщень, викликані текучістю, не вносять ніякої додаткової напруження до системи і тому можуть ігноруватися. Текучість знижує також напруження, викликану в конструкції деформаціями тривалої дії (наприклад, в результаті усадки).

(4)Р Дія вітру і снігу в розрахунковому значенні  $E_d$  від розрахункової сейсмічної дії ігноруються (вираз (5.4)).

## 5.5 Combination of the seismic action with other actions

(1)P The design value  $E_d$  of the effects of actions in the seismic design situation shall be determined in accordance with EN 1990:2002, **6.4.3.4** and EN 1998-1:2004, **3.2.4(1)** as:

$$(5.4)$$

where:

"+" implies "to be combined with"

$G_k$  are the permanent actions with their characteristic values

$P_k$  is the characteristic value of prestressing after all losses

$A_{Ed}$  is the design seismic action;

$Q_{1k}$  is the characteristic value of the traffic load;

$\psi_{21}$  the combination factor for traffic loads in accordance with 4.1.2(3)P; and

$Q_2$  is the quasi-permanent value of actions of long duration (e.g. earth pressure, buoyancy, currents etc.)

NOTE Actions of long duration are considered to be concurrent with the design seismic action.

(2)P Seismic action effects need not be combined with action effects due to imposed deformations (caused by temperature, shrinkage, settlements of supports, residual ground movements due to seismic faulting).

(3)P An exception to the rule in (2)P is the case of bridges in which the seismic action is resisted by elastomeric laminated bearings (see also **6.6.2.3(4)**). In such a case elastic behaviour of the system shall be assumed and the action effects due to imposed deformations shall be accounted for.

NOTE In the case of (3)P the displacement due to creep does not normally induce additional stresses to the system and can therefore be neglected. Creep also reduces the effective stresses induced in the structure by long-term imposed deformations (e.g. by shrinkage).

(4)P Wind and snow actions shall be neglected in the design value  $E_d$  of the effects of actions in the seismic design situation (expression (5.4)).



## 5.6 Перевірка стійкості залізобетонних перетинів

### 5.6.1 Проектна стійкість

(1) При багатокомпонентній дії (наприклад згинальний момент, одноосна або двовісна осьова сила), граничний стан по міцності (див. **5.6.2** і **5.6.3**) можна розраховувати за допомогою роздільного обліку крайніх (максимальних і мінімальних) значень кожної дії з паралельними значеннями інших дій.

### 5.6.2 Структури з обмеженим параметром податливості

(1)P Для міцності перетину на згин повинна виконуватися наступна умова:

$$E_d \leq R_d$$

де:

$E_d$  розрахункова дія в проектній сейсмічній ситуації, включаючи ефекти другого порядку  
 $R_d$  розрахункова міцність перетину на згин згідно EN 1992-1-1:2004, **6.1** і **5.6.1(1)**.

(2)P Перевірка міцності залізобетонних елементів на поперечну силу повинна проводитися згідно EN 1992-1-1:2004, **6.2** з наступними додатковими правилами.

a) Розрахункова дія необхідно визначитися згідно **5.5(1)P**, де сейсмічну дію  $A_{Ed}$  необхідно помножити на коефіцієнт роботи  $q$  який використовується для лінійного розрахунку.

b) Значення опорів,  $V_{Rd,c}$ ,  $V_{Rd,s}$  і  $V_{Rd,max}$  виведені згідно EN 1992-1-1:2004, **6.2**, необхідно розділити на додатковий коефіцієнт безпеки  $\gamma_{Bd1}$  всі від крихкого руйнування.

ПРИМІТКА Значення, привласнене величині  $\gamma_{Bd1}$  для застосування в країні, можна знайти в національному застосуванні. Значення, що рекомендується:

$$\gamma_{Bd1} = 1,25.$$

## 5.6 Resistance verification of concrete sections

### 5.6.1 Design resistance

(1) When the resistance of a section depends on multi-component action effects (e.g. bending moment, uniaxial or biaxial and axial force), the Ultimate Limit State conditions specified in **5.6.2** and **5.6.3** may be satisfied by considering separately the extreme (maximum or minimum) value of each component of the action effect with the concurrent values of all other components of the action effect.

### 5.6.2 Structures of limited ductile behaviour

(1)P For flexural resistance of sections the following condition shall be satisfied:

$$(5.5)$$

where:

$E_d$  is the design action effect in the seismic design situation including second order effects; and  
 $R_d$  is the design flexural resistance of the section in accordance with EN 1992-11:2004, **6.1** and with **5.6.1(1)**.

(2)P Verifications of shear resistance of concrete members shall be carried out in accordance with EN 1992-1-1:2004, **6.2**, with the following additional rules.

a) The design action effects shall be calculated in accordance with **5.5(1)P**, where the seismic action effect  $A_{Ed}$  shall be multiplied by the behaviour factor  $q$  used in the linear analysis.

b) The resistance values,  $V_{Rd,c}$ ,  $V_{Rd,s}$  and  $V_{Rd,max}$  derived in accordance with EN 1992-1-1:2004, **6.2** shall be divided by an additional safety factor  $\gamma_{Bd1}$  against brittle failure.

NOTE The value ascribed to  $\gamma_{Bd1}$  for use in a country may be found in its National Annex. The recommended value is

### 5.6.3 Конструкції з обмеженою податливістю

#### 5.6.3.1 Міцність перетинів з пластичними шарнірами

(1)P Необхідне виконання наступної умови.

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

де:

$M_{Ed}$  розрахункове значення моменту, отримане в результаті розрахунку для розрахункової сейсмічної дії, включаючи ефекти другого порядку

$M_{Rd}$  розрахункова міцність перетину на згин згідно **5.6.1(1)**.

(2)P Подовжня арматура елемента з шарніром має бути постійного перетину в межах довжини  $L_h$  (див. малюнок 5.1) згідно **6.2.1.5**.

#### 5.6.3.2 Міцність на згин перетинів, що знаходяться за межами участкапластичних шарнірів

(1)P Необхідне виконання наступної умови.

$$M_c \leq M_{Rd}$$

де:

$M_c$  розрахунковий момент згідно **5.3**

$M_{Rd}$  розрахункова міцність перетину згідно EN 1992-1-1:2004, **6.1** з урахуванням поєднання інших компонентів розрахункової дії (осьова сила і, якщо застосовно, згинальний момент, що діє в перпендикулярному напрямі).

ПРИМІТКА Унаслідок **5.3(5)P**, поперечний перетин і подовжня арматура перетину з пластичними шарнірами не зачіпатимуться в час перевірки допустимих навантажень.

#### 5.6.3.3 Міцність при дії поперечної сили елементів, що знаходяться за межами ділянки пластичних шарнірів

(1)P Перевірка міцності на поперечну силу необхідно проводити згідно EN 1992-1-1:2004,

### 5.6.3 Structures of ductile behaviour

#### 5.6.3.1 Flexural resistance of sections of plastic hinges

(1)P The following condition shall be satisfied.

$$(5.6)$$

where:

$M_{Ed}$  is the design value of the moment as derived from the analysis for the seismic design situation, including second order effects; and

$M_{Rd}$  is the design flexural resistance of the section, in accordance with **5.6.1(1)**.

(2)P The longitudinal reinforcement of the member containing the hinge shall remain constant and fully effective over the length  $L_h$  shown in Figure 5.1 and specified in **6.2.1.5**.

#### 5.6.3.2 Flexural resistance of sections outside the region of plastic hinges

(1)P The following condition shall be satisfied.

$$(5.7)$$

where :

$M_c$  is the capacity design moment as specified in **5.3**; and

$M_{Rd}$  is the design resistance of the section in accordance with EN 1992-1-1:2004, **6.1** taking into account the interaction of the other components of the design action effect (axial force and, when applicable, bending moment in the orthogonal direction).

NOTE As a consequence of **5.3(5)P**, the cross-section and the longitudinal reinforcement of the plastic hinge section shall not be affected by the capacity design verification.

#### 5.6.3.3 Shear resistance of members outside the region of plastic hinges

(1)P Verifications of shear resistance shall be carried out in accordance with EN 1992-1-1:2004, **6.2**, with

**6.2** з наступними додатковими правилами:

a) Розрахункова дія приймається рівною розрахунковому значенню згідно **5.3**;

b) Значення опорів  $V_{RD,C}$ ,  $V_{RD,S}$  і  $V_{RD>max}$ , отримані згідно EN 1992-1-1:2004, **6.2**, необхідно розділити на додатковий коефіцієнт безпеки  $\gamma_{Bd}$  від крихкого руйнування. Для значення  $\gamma_{Bd}$  необхідно використовувати один з двох варіантів:

Варіант 1

$$1 \leq \gamma_{Bd} = \gamma_{Bd1} + 1 - \frac{qV_{Ed}}{V_{C,o}} \leq \gamma_{Bd1} \quad (5.8a)$$

Варіант 2

$$1 \leq \gamma_{Bd} = \gamma_{Bd1} \quad (5.8b)$$

де:

$\gamma_{Bd1}$  відповідно до **5.6.2(2)P**;  
 $V_{ED}$  максимальне значення поперечної сили від розрахункової сейсмічної дії згідно **5.5(1)P**;  
 $V_{C,o}$  розрахункова поперечна сила, визначена згідно **5.3**, без урахування обмежень **5.3(2)**.

ПРИМІТКА Як показано на рисунку 5.2N, варіант 2 є консервативніший. Вибір між Альтернативою 1 та Альтернативою 2 для використання в країні може бути знайдено в Національному додатку.

the following additional rules:

a) The design action effects shall be assumed equal to the capacity design effects in accordance with **5.3**;

b) The resistance values,  $V_{RD,C}$ ,  $V_{RD,S}$  and  $V_{RD>max}$  derived in accordance with EN 1992-1-1:2004, **6.2** shall be divided by an additional safety factor  $\gamma_{Bd}$  against brittle failure. One of the following two alternatives shall be used for the value of

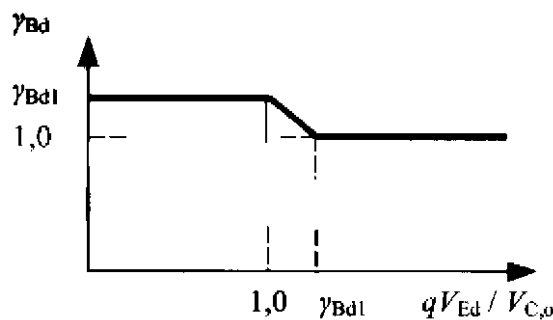
Alternative 1:

Alternative 2

where:

$\gamma_{Bd1}$  is in accordance with **5.6.2(2)P**;  
 $V_{ED}$  is the maximum value of the shear in seismic design situation of **5.5(1)P**; and  
 $V_{C,o}$  is the capacity design shear determined in accordance with **5.3**, without considering the limitation of **5.3(2)**.

NOTE: As shown in Fig. 5.2N, Alternative 2 is more conservative. The choice between Alternative 1 and Alternative 2 for use in a country may be found in its National Annex.



**Рисунок 5.2N** : Варіанти 1 і 2 (5.8a), (5.8b)

**Figure 5.2N** : Alternative expressions (5.8a), (5.8b)

(2) Якщо відсутній точніший метод розрахунку для круглих залізобетонних перетинів радіусом  $r$  з подовжньою арматурою, розташованою по колу радіусом  $r_s$ , робоча висота:

(2) Unless a more accurate calculation is made, for circular concrete sections of radius  $r$  where the longitudinal reinforcement is distributed over a circle with radius  $r_s$ , the effective depth:

$$de = r + \frac{2r_s}{\pi} \quad (5.9)$$

може використовуватися замість  $d$  у відповідних виразах при розрахунку граничної поперечної сили. При цьому можна допустити, що значення внутрішнього плеча  $z$  дорівнює:

$$z = 0,9d_e$$

may be used instead of  $d$  in the relevant expressions for the shear resistance. The value of the internal lever arm  $z$  may be assumed to be equal to:

#### 5.6.3.4 Міцність пластичних шарнірів на зріз

(1)P Застосовується параграф 5.6.3.3(1)P.

(2)P Необхідно допустити, що кут  $\beta$  між залізобетонним стислим поясом і основним розтягнутим поясом рівний  $45^\circ$ .

(3)P Замість розмірів перетину  $b_w$  і  $d$  необхідно використовувати залізобетонні перетини з непрямым армуванням.

(4) Застосовується параграф 5.6.3.3(2) з використанням розмірів залізобетонного перетину з непрямым армуванням.

(5) Для елементів з коефіцієнтом зрізу  $a_s < 2,0$  (визначення  $a_s$  наведено в таблиці 4.1) перевірка опори на міцність по похилому перетину і поперечній силі повинна проводитися згідно EN 1998-1:2004, 5.5.3.4.3 і 5.5.3.4.4, відповідно. В ході даної перевірки дія граничних навантажень використовується як розрахункова дія.

#### 5.6.3.5 Перевірка з'єднань, суміжних з пластичними шарнірами

##### 5.6.3.5.1 Загальні положення

(1)P Будь-яке з'єднання, що знаходиться між вертикальною податливою опорою і пролітною будовою або основою, суміжне з пластичним шарніром в опорі, необхідно розраховувати на поперечну силу від розрахункової дії у відповідному напрямі. У подальших параграфах опори позначаються буквою «К» («колона»), а інший елемент цього ж з'єднання позначаються буквою «Б» («балка»).

(2)P Для вертикальної масивної опори з висотою  $h_c$  і шириною  $b_c$ , поперечною до напрямку згину

#### 5.6.3.4 Shear resistance of plastic hinges

(1)P Subclause 5.6.3.3(1)P applies.

(2)P The angle  $\beta$  between the concrete compression strut and the main tension chord shall be assumed to be equal to  $45^\circ$ .

(3)P The dimensions of the confined concrete core to the centre line of the perimeter hoop shall be used in lieu of the section dimensions  $b_w$  and  $d$ .

(4) Subclause 5.6.3.3(2) may be applied using the dimensions of the confined concrete core.

(5) For members with shear span ratio  $a_s < 2,0$  (see Table 4.1 for the definition of  $a_s$ ), verification of the pier against diagonal tension and sliding failure should be carried out in accordance with EN 1998-1:2004, 5.5.3.4.3 and 5.5.3.4.4, respectively. In these verifications, the capacity design effects should be used as design action effects.

#### 5.6.3.5 Verification of joints adjacent to plastic hinges

##### 5.6.3.5.1 General

(1)P Any joint between a vertical ductile pier and the deck or a foundation element adjacent to a plastic hinge in the pier, shall be designed in shear to resist the capacity design effects of the plastic hinge in the relevant direction. The pier is indexed in the following paragraphs with "c" (for "column"), while any other member framing into the same joint is referred to as "beam" and indexed with "b".

(2)P For a vertical solid pier of depth  $h_c$  and of width  $b_c$  transverse to the direction of flexure of the plastic

пластичного шарніра, робоча ширина з'єднання повинна прийматися в наступному вигляді:

- якщо опора кріпиться до плити або поперечного ребра плити:

$$b_j = b_c + 0,5h_c \quad (5.10)$$

якщо опора кріпиться прямо до подовжньої стінки шириною  $b_w$  ( $b_w$  паралельна  $b_c$ )

$$b_j = \min(b_w; b_c + 0,5h_c) \quad (5.11)$$

для круглих опор діаметром  $d_c$ , дані визначення застосовуються за умови, що

$$b_c = h_c = 0,9d_c$$

### 5.6.3.5.2 Сумарні зусилля і напруга

(1)Р Розрахункова вертикальна поперечна сила в з'єднанні,  $V_{jz}$ , повинна прийматися як:

$$V_{jz} = \gamma_o T_{Rc} - V_{1bc} \quad (5.12)$$

де:

$T_{Rc}$  результуюча сила в розтягнутій арматурі опори, відповідна граничному моменту, що вигинає, по міцності,  $M_{Rd}$ , пластичного шарніра згідно **5.3(3)P**;

$\gamma_o$  це коефіцієнт надміцності згідно **5.3(3)P** і **5.3(4)**;

$V_{1bc}$  поперечна сила в «балці», суміжній з розтягнутою поверхнею колони, відповідна дії граничного зусилля в пластичному шарнірі.

(2) Розрахункова горизонтальна поперечна сила в з'єднанні  $V_{jx}$  можна розрахувати як (див. рисунок 5.3):

$$V_{jx} = V_{jz} \frac{z_c}{z_b} \quad (5.13)$$

де  $z_c$  і  $z_b$  представляють внутрішнє плече пластичного шарніра і кінцевого перетину «балки», відповідно; при цьому можна вважати, що  $z_c$  і  $z_b$  дорівнюють 0,9 відповідній робочій висоті перетину (див. **5.6.3.3** і **5.6.3.4**).

Сили, що діють на з'єднання Внутрішні зусилля

hinge, the effective width of the joint shall be assumed as follows:

- when the pier frames into a slab or a transverse rib of a hollow slab:

when the pier frames directly into a longitudinal web of width  $b_w$  ( $b_w$  is parallel to  $b_c$ ):

for circular piers of diameter  $d_c$ , the above definitions are applied assuming

### 5.6.3.5.2 Joint forces and stresses

(1)P The design vertical shear of the joint,  $V_{jz}$ , shall be assumed as:

where:

$T_{Rc}$  is the resultant force of the tensile reinforcement of the pier corresponding to the design flexural resistance,  $M_{Rd}$ , of the plastic hinge in accordance with **5.3(3)P**, and

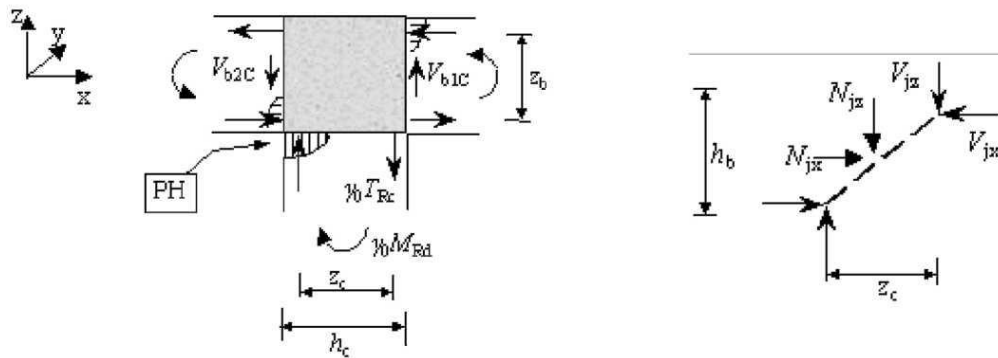
$\gamma_o$  is the overstrength factor in accordance with **5.3(3)P** and **5.3(4)** (capacity design); and

$V_{1bc}$  is the shear force of the "beam" adjacent to the tensile face of the column, corresponding to the capacity design effects of the plastic hinge.,

(2) The design horizontal shear of the joint  $V_{jx}$  may be calculated as (see Figure 5.3):

where  $z_c$  and  $z_b$  are the internal lever arms of the plastic hinge and the "beam" end sections, respectively, and  $z_c$  and  $z_b$  may be assumed to be equal to 0,9 times the relevant effective section depths (see **5.6.3.3** and **5.6.3.4**).

Forces on the joint Internal forces



**Умовні позначення**

PH - пластичний шарнір

**Рисунок 5.3:** Сумарні сили з'єднання

**Key**

PH - Plastic Hinge

**Figure 5.3:** Joint forces

(3) Перевірка на поперечну силу повинна проводитися по центру з'єднання, де, на додаток до дії  $V_{jz}$  і  $V_{jx}$ , можуть враховуватися і наступні осьові сили:

(3) The shear verification should be carried out at the centre of the joint, where, in addition to  $V_{jz}$  and  $V_{jx}$ , the influence of following axial forces may be taken into account:

- вертикальна осьова сумарна сила  $N_{jz}$ , рівна:

- vertical axial joint force  $N_{jz}$  equal to:

$$N_{jz} = \frac{b_c}{2b_j} N_{oc} \tag{5.14}$$

де:

where:

$N_{cG}$  це осьова сила колони від несейсмічної дії в розрахунковій сейсмічній ситуації;

$N_{cG}$  is the axial force of the column under the non-seismic actions in the design seismic situation;

горизонтальна сила  $N_{jx}$ , рівна дії розрахункової осьової сили в «балці», включаючи дію подовжньої попередньої напруги після всіх втрат, якщо такі осьові сили дійсно діють в межах ширини  $b_1$  з'єднання;

horizontal force  $N_{jx}$  equal to the capacity design axial force effects in the "beam", including the effects of longitudinal prestressing after all losses, if such axial forces are actually effective throughout the width  $b_j$  of the joint;

горизонтальна сила  $N_{jy}$  в поперечному напрямі, рівна дії поперечної попередньої напруги після всіх втрат, що діє в межах висоти  $h_c$ , якщо така попередня напруга має місце.

horizontal force  $N_{jy}$  in the transverse direction equal to the effect of transverse prestressing after all losses, effective within the depth  $h_c$ , if such prestressing is provided.

(4) Для перевірки з'єднання, використовується наступне усереднене номінальне напруження.

(4) For the joint verification the following average nominal stresses are used.

Дотичне напруження:

Shear stresses:

$$v_j = v_x = v_z = \frac{V_{jx}}{b_j z_c} = \frac{V_{jz}}{b_j z_b} \tag{5.15}$$

Нормальне напруження:

Axial stresses

$$n_z = \frac{N_{jz}}{b_j h_c} \tag{5.16}$$

$$n_x = \frac{N_{jx}}{b_j h_b} \tag{5.17}$$

$$n_y = \frac{N_{jy}}{h_b h_c} \tag{5.18}$$

ПРИМІТКА Як сказано **5.3(6)**, проектування граничних зусиль і, відповідно, перевірка відповідного з'єднання повинні проводитися з обома знаками (+ і -) сейсмічної дії. Наголошується також, що в з'єднаннях (наприклад, по верхній грані колони багатостовпчастої опори в поперечному напрямі моста),  $M_{Rd}$  і  $F_{b1C}$  можуть опинитися з протилежними знакам, показаним на рисунку 5.3, а  $N_{jx}$  може працювати на розтягування.

NOTE: As pointed out in **5.3(6)**, the capacity design, and therefore the relevant joint verification, should be carried out with both signs of the seismic action, + and -. It is also noted that at knee-joints (e.g. over the end column of a multi-column bent in the transverse bridge direction), the sign of  $M_{Rd}$  and  $F_{b1C}$  may be opposite to that shown in Figure 5.3 and  $N_{jx}$  may be tensile.

### 5.6.3.5.3 Перевірки

### 5.6.3.5.3 Verifications

(1) Якщо середня дотична напруга з'єднання,  $v_j$ , не перевищує граничної поперечної сили з'єднання,  $V_{j,cr}$ , як показує вираз (5.19), тоді мінімальна арматура має бути забезпечена згідно **(6)P**.

(1) If the average shear stress in the joint,  $V_j$ , does not exceed the cracking shear capacity of the joint,  $V_{j,cr}$ , as given by expression (5.19), then minimum reinforcement should be provided, in accordance with **(6)P**.

$$v_j \leq v_{j,cr} = f_{ctd} \sqrt{\left(1 + \frac{n_x}{f_{ctd}}\right) \left(1 + \frac{n_z}{f_{ctd}}\right)} \leq 1,50 f_{ctd} \tag{5.19}$$

де:

where:

$$f_{ctd} = f_{ctk0,05} / \gamma_c$$

розрахункове значення міцності бетону на розтягування.

is the design value of the tensile strength of concrete.

(2)P Похиле стискування, викликане в з'єднанні діагональним розкосом, не повинне перевищувати міцність бетону на стискування за наявності деформацій поперечного розтягування з урахуванням обмежуючого тиску і непрямого армування.

(2)P The diagonal compression induced in the joint by the diagonal strut mechanism shall not exceed the compressive strength of concrete in the presence of transverse tensile strains, taking into account also confining pressures and reinforcement.

(3) Якщо немає точнішої моделі, вимога **(2)P** вважається виконаною, якщо задовольняється наступна умова:

(3) Unless a more accurate model, the requirement of **(2)P** above is deemed to be satisfied, if the following condition is met.

$$v_j \leq v_{j,Rd} = 0,5 \alpha_c v_{fcd} \tag{5.20}$$

Де

where

$$v = 0,6 (1 - (f_{ck}/250)) \tag{5.21}$$

(где  $f_{ck}$  в МПа )

Коефіцієнт  $a_c$  у виразі (5.20) відповідає за дію будь-якого обмежуючого тиску ( $n_{jy}$ ) і/або непрямого армування ( $p_y$ ) в поперечному напрямі у на міцність діагонального розкошу на стискування:

$$\alpha_c = 1 + 2(n_{jy} + \rho_y f_{sd})/f_{cd} \leq 1,5 \quad (5.22)$$

де:

$P = A_{sy}/(h_c h_b)$  коефіцієнт армування хомутів в поперечному напрямі плоскості з'єднання (ортогонально до плоскості дії);

$f_{sd} = 300$  МПа зменшена напруга даної поперечної арматури з метою обмеження тріщиноутворення .

(4) У з'єднання має бути і горизонтальна, і вертикальна арматура в тому об'ємі, в якому це необхідно для сприйняття розрахункової поперечної сили. Для виконання даної умови, необхідно забезпечити відповідні коефіцієнти горизонтальної і вертикальної арматури,  $\rho_x$  і  $\rho_z$ , відповідно:

$$\rho_x = \frac{V_j - n_x}{f_{sy}} \quad (5.23)$$

$$\rho_z = \frac{V_j - n_z}{f_{sy}} \quad (5.24)$$

де:

$$\rho_x = \frac{A_{sx}}{b_j h_b}$$

це коефіцієнт армування плоскості з'єднання в горизонтальному напрямі;

$$\rho_z = \frac{A_{sz}}{b_j h_c}$$

це коефіцієнт армування плоскості з'єднання у вертикальному напрямі

$f_{sy}$  це розрахункова межа текучості арматури з'єднання.

(with  $f_{ck}$  in MPa)

The factor  $a_c$  in expression (5.20) accounts for the effects of any confining pressure ( $n_{jy}$ ) and/or reinforcement ( $p_y$ ) in the transverse direction  $y$ , on the compressive strength of the diagonal strut:

where:

$P = A_{sy}/(h_c h_b)$  is the reinforcement ratio of any closed stirrups in the transverse direction of the joint panel (orthogonal to the plane of action), and

$f_{sd} = 300$  MPa is a reduced stress of this transverse reinforcement, for reasons of limitation of cracking.

(4) Reinforcement, both horizontal and vertical, should be provided in the joint, at amounts adequate to carry the design shear force. This requirement may be satisfied by providing horizontal and vertical reinforcement ratios,  $\rho_x$  and  $\rho_z$ , respectively, such that:

where:

is the reinforcement ratio in the joint panel in the horizontal direction,

is the reinforcement ratio in the joint panel in the vertical direction, and

$f_{sy}$ , is the design yield strength of the joint reinforcement.



(5)Р Коефіцієнти армування з'єднання,  $\rho_x$  і  $\rho_z$  не повинні перевищувати максимальне значення:

$$\rho_{\max} = \frac{Vf_{cd}}{2f_{sy}} \quad (5.25)$$

де  $V$  приймається з виразу (5.21)

(6)Р Площина з'єднання має бути оснащена мінімальною арматурою в обох горизонтальних напрямках у формі замкнутих хомутиків. Необхідний мінімальний коефіцієнт армування з'єднання складає:

$$\rho_{\min} = \frac{f_{ctd}}{f_{sy}} \quad (5.26)$$

#### 5.6.3.5.4 Розміщення арматури

(1) Вертикальні хомути повинні охоплювати подовжню арматуру балки в зоні опори. Горизонтальні хомути повинні охоплювати вертикальну арматуру опори, а також горизонтальні стрижні балки, заанкерені в з'єднанні. Хомути опор рекомендується заводити в з'єднання.

(2) До 50 % загальної кількості вертикальних хомутиків, необхідних в з'єднанні, можуть бути виконані у вигляді стрижнів U-образної форми, охоплюючи подовжню арматуру балки на поверхні, протилежній колоні (див. рисунок 5.4).

(3) 50 % стрижнів верхньої і нижньої подовжньої арматури балок, що проходять стик з'єднання і заанкерених після нього, може враховуватися при розрахунку необхідної площі перетинів горизонтальної арматури з'єднання  $A_{sx}$ .

(4) Подовжня (вертикальна) арматура опор має бути заведена в балку якнайдалі, закінчуючись перед шарами арматури балки на поверхні напроти межі стику опора - балка. У напрямі згину пластичного шарніра стрижні обох ділянок розтягування опори мають бути заанкерені прямокутним крюком, направленим до центру перетину опори.

(5) Якщо кількість необхідної арматури  $A_{sz}$  і/або  $A_{sx}$  згідно виразам (5.24) і (5.23) виявляється

(5)P The joint reinforcement ratios  $\rho_x$  and  $\rho_y$  shall not exceed the maximum value:

where  $v$  is given by expression (5.21)

(6)P A minimum amount of shear reinforcement shall be provided in the joint panel in both horizontal directions, in the form of closed links. The required minimum joint reinforcement ratio:

#### 5.6.3.5.4 Reinforcement arrangement

(1) Vertical stirrups should enclose the longitudinal "beam" reinforcement at the face opposite to the pier. Horizontal stirrups should enclose the pier vertical reinforcement, as well as "beam" horizontal bars anchored into the joint. Continuation of pier stirrups/hoops into the joint is recommended.

(2) Up to 50% of the total amount of vertical stirrups required in the joint may be U-bars, enclosing the longitudinal "beam" reinforcement at the face opposite to the column (see Figure 5.4).

(3) 50% of the bars of the top and bottom longitudinal reinforcement of the "beams", when continuous through the joint body and adequately anchored beyond it, may be taken into account for covering the required horizontal joint reinforcement area  $A_{sx}$ .

(4) The longitudinal (vertical) pier reinforcement should reach as far as possible into the "beam", ending just before the reinforcement layers of the "beam" at the face opposite to the pier-"beam" interface. In the direction of flexure of the plastic hinge, the bars of both tensile regions of the pier should be anchored by a rectangular hook directed towards the centre of the pier.

(5) When the amount of required reinforcement  $A_{sz}$  and/or  $A_{sx}$ , in accordance with expressions (5.24) and

настільки великим, що порушує технологічність з'єднання, може використовуватися альтернативна конфігурація, опис якої приводиться в (6) і (7) (див. рисунок 5.4).

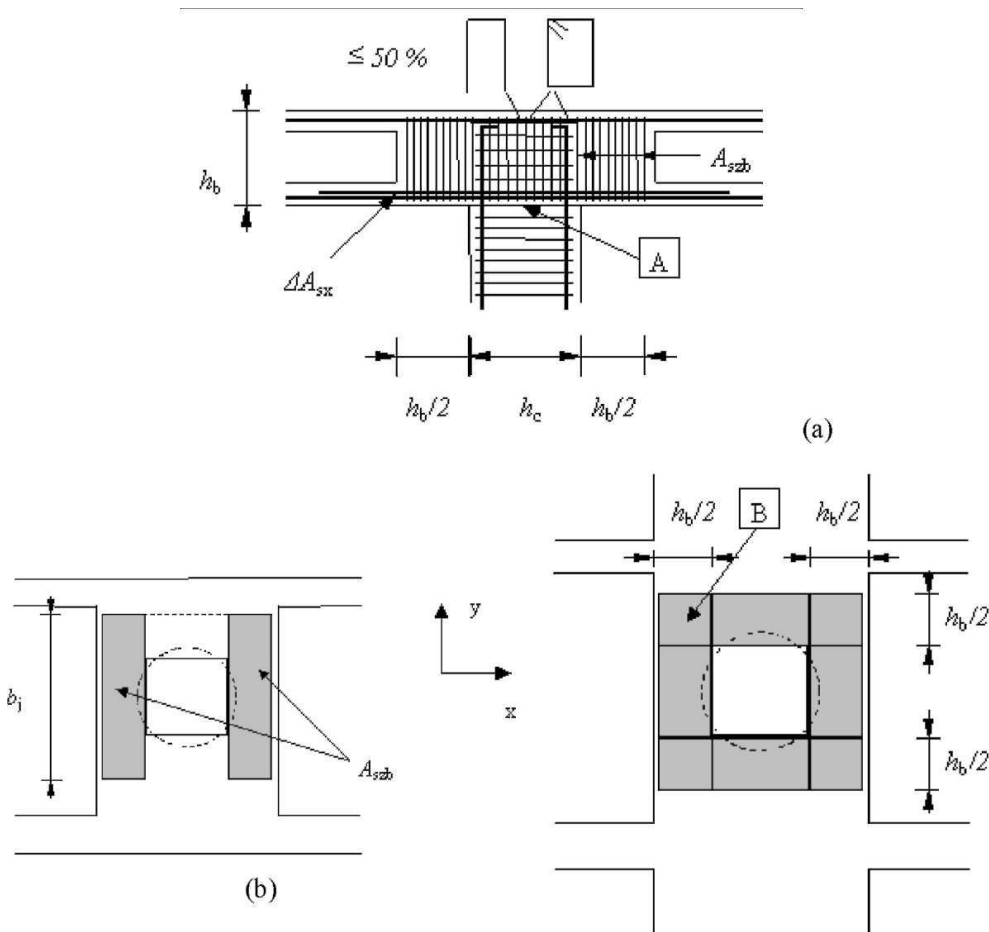
(6) Вертикальні хомути в кількості  $p_z \geq p_{\min}$ , достатньому з технологічної точки зору, можуть встановлюватися в межах стику. Решта площі  $\Delta A_{sz} = (p_z - p_{iz})b_j h_c$ , повинна розташовуватися з кожного боку «балки» в межах ширини  $b_j$  з'єднання, але не далі  $0,5h_b$  від відповідної грані опори.

(7) Горизонтальну арматуру в межах стику можна зменшити на величину  $\Delta A_{sx} \leq \Delta A_{sz}$  за умови, що коефіцієнт армування для горизонтальної арматури, що знаходиться в стику, задовольняє вираз (5.26). Розтягнута арматура має бути у верхніх і нижніх граней балки по межі опори, в цьому випадку, збільшена на  $\Delta A_{sx}$  понад арматуру, яка потрібна у відповідних перетинах балки при перевірці перетинів на згин. Для цього, по ширині  $b_j$  з'єднання необхідно укласти додаткові стрижні і заанкерити їх так, щоб забезпечити повну ефективність на відстані  $h_b$  від грані опори.

(5.23) is so high as to impair constructability of the joint, then the alternative arrangement, described in (6) and (7), may be applied (see Figure 5.4).

(6) Vertical stirrups of amount  $p_z \geq p_{\min}$ , acceptable from the constructability point of view, may be placed within the joint body. The remaining area  $\Delta A_{sz} = (p_z - p_{iz})b_j h_c$ , should be placed on each side of the "beam", within the joint width  $b_j$  and not further than  $0,5h_b$  from the corresponding pier face.

(7) The horizontal reinforcement within the joint body may be reduced by  $\Delta A_{sx} \leq \Delta A_{sz}$ , provided that the ratio of the horizontal reinforcement remaining within the joint body satisfies expression (5.26). The tensile reinforcement of the "beam" top and bottom fibres at the faces of the pier should then be increased by  $\Delta A_{sx}$ , over the reinforcement required in the relevant "beam" sections for the verification in flexure under capacity design effects. Additional bars to cover this requirement should be placed within the joint width  $b_j$  these bars should be adequately anchored, so as to be fully effective at a distance  $h_b$  from the pier face.



**Умовні позначення**

- A : межа стику балка - опора;
- B : хомути в загальних перетинах в обох напрямках

**Рисунок 5.4:** Альтернативне розташування арматури з'єднання;(а) вертикальний перетин на плоскості xz;(b) вигляд зверху пластичних шарнірів, що утворюються у напрямі x; (c) вигляд зверху пластичних шарнірів в напрямках x і y.

**Key**

- A : "Beam"-pier interface
- B : Stirrups in common areas count in both directions

**Figure 5.4:** Alternative arrangement of joint reinforcement; (a) vertical section within plane xz; (b) plan view for plastic hinges forming in the x-direction; (c) plan view for plastic hinges in the x- and the y- directions.

**5.6.3.6 Перевірка пролітної будови**

(1)P Необхідно перевірити і переконатися у відсутності текучості в пролітній будові. Така перевірка повинна проводитися:

- для мостів з обмеженою податливістю в найсприятливіших умовах розрахункової дії згідно 5.5;
- для мостів з податливим режимом поведінки в умовах дії розрахункового допустимого навантаження, визначеного згідно 5.3.

(2) Якщо враховується горизонтальна складова сейсмічної дії в поперечному напрямі

**5.6.3.6 Deck verification**

(1)P It shall be verified that no significant yielding occurs in the deck. This verification shall be carried out:

- for bridges of limited ductile behaviour, under the most adverse design action effect in accordance with 5.5;
- for bridges of ductile behaviour, under the capacity design effects determined in accordance with 5.3.

(2) When the horizontal component of the seismic action in the transverse direction of the

моста, текучість пролітної будови для згину в межах горизонтальної площини вважається за істотну, якщо в арматурі верхньої плити пролітної будови виявляється текучість на відстань, рівну 10% ширини верхньої плити, або до стику верхньої плити із стінкою, залежно від того, що виявиться ближчим до краю верхньої плити.

(3) Якщо перевірка пролітної будови проводиться на основі розрахунку допустимих навантажень для сейсмічної дії в поперечному напрямі моста, в розрахунок необхідно прийняти зниження крутильної жорсткості пролітної будови при підвищеному крутильному моменті. Якщо немає точнішого методу розрахунку, значення, вказані в **2.3.6.1(4)**, допускається застосовувати для мостів з обмеженою податливістю або 70% даних значень може використовуватися для мостів з податливим режимом поведінки.

## 5.7 Перевірка стійкості для сталевих і складених елементів

### 5.7.1 Сталевих опор

#### 5.7.1.1 Загальні положення

(1) Для перевірки опор в умовах багатокомпонентної дії, застосовуються умови **5.6.1(1)**.

(2)P Розсіяння енергії допускається тільки в опорах, але не в пролітній будові.

(3)P Для мостів, розрахованих на податливу поведінку, застосовуються умови EN 1998-1:2004, **6.5.2**, **6.5.4** і **6.5.5** для розсіюючих конструкцій.

(4) Застосовуються умови EN 1998-1:2004, **6.5.3**. При цьому клас 3 для поперечних перетинів дозволений тільки, коли  $q < 1,5$ .

(5) Умови EN 1998-1:2004, **6.9** застосовуються для всіх опор.

#### 5.7.1.2 Опори, виконані як жорсткі каркасні конструкції

(1)P В мостах, розрахованих на податливу

bridge is considered, yielding of the deck for flexure within a horizontal plane is considered to be significant if the reinforcement of the top slab of the deck yields up to a distance from its edge equal to 10% of the top slab width, or up to the junction of the top slab with a web, whichever is closer to the edge of the top slab.

(3) When verifying the deck on the basis of capacity design effects for the seismic action acting in the transverse direction of the bridge, the significant reduction of the torsional stiffness of the deck with increasing torsional moments should be accounted for. Unless a more accurate calculation is made, the values specified in **2.3.6.1(4)** may be assumed for bridges of limited ductile behaviour, or 70% of these values for bridges of ductile behaviour.

## 5.7 Resistance verification for steel and composite members

### 5.7.1 Steel piers

#### 5.7.1.1 General

(1) For the verification of the pier under multi-component action effects, **5.6.1(1)** applies.

(2)P Energy dissipation is allowed to take place only in the piers and not in the deck.

(3)P For bridges designed for ductile behaviour, the provisions of EN 1998-1:2004, **6.5.2**, **6.5.4** and **6.5.5** for dissipative structures apply.

(4) The provisions of EN 1998-1:2004, **6.5.3** apply. However cross-sectional class 3 is allowed only when  $q < 1,5$ .

(5) The provisions of EN 1998-1:2004, **6.9** apply for all bridge piers.

#### 5.7.1.2 Piers as moment resisting frames

(1)P In bridges designed for ductile behaviour, the

поведінку, розрахункові значення осьової сили,  $N_{Ed}$  і поперечної сили,  $V_{E,d}$ , в опорах, що є жорсткими каркасними конструкціями, розглядаються рівними розрахунковому навантаженню  $N_c$  і  $V_c$ , відповідно; останні вказані в **5.3**.

(2)P Конструкція перетинів пластичних шарнірів в ригелі і стійці опори повинна задовольняти умови EN 1998-1:2004, **6.6.2**, **6.6.3** і **6.6.4** з використанням значень  $N_{Ed}$  і  $V_{Ed}$  згідно (1)P.

### 5.7.1.3 Опори рамної конструкції з центрально-розташованими в'язями

(1) P Застосовуються умови EN 1998-1: 2004 з наступними змінами для мостів, розрахованих на податливу поведінку.

Розрахункові значення для осьового зрушуючого зусилля повинні відповідати 5.3, приймаючи зусилля по всіх в'язях як відповідне надміцності  $yN_{pi,Rd}$  найслабшої в'язі (значення  $y_0$  приводиться в **5.3**).

Другу частину виразу (6.12) в EN 1998-1:2004, **6.7.4** необхідно замінити на розрахункове навантаження

$$N_{Ed} = N_c$$

### 5.7.1.4 Опори рамної конструкції позацентрово-розташованими в'язями

(1) P Застосовуються умови EN 1998-1:2004, **6.8**.

### 5.7.2 Сталева або складена пролітна будова

(1)P В мостах, розрахованих на податливу поведінку ( $q > 1,5$ ), пролітна будова повинна перевірятися на розрахункове навантаження згідно **5.3**. У мостах, розрахованих на обмежену податливість ( $q \leq 1,5$ ), перевірка пролітної будови повинна проводитися з використанням розрахункової дії, узятій з розрахунку, згідно виразу (5.4). Для сталевої або сталезалізобетонної пролітної будови, перевірка може проводитися згідно відповідним правилам EN 1993-2:2005 або EN 1994-2:2005.

design values of the axial force,  $N_{Ed}$ , and shear forces,  $V_{E,d}$ , in piers consisting of moment resisting frames shall be assumed to be equal to the capacity design action effects  $N_c$  and  $V_c$ , respectively, as the latter are specified in **5.3**.

(2)P The design of the sections of plastic hinges both in beams and columns of the pier shall satisfy the provisions of EN 1998-1:2004, **6.6.2**, **6.6.3** and **6.6.4**, using the values of  $N_{Ed}$  and  $V_{Ed}$  as specified in (1)P.

### 5.7.1.3 Piers as frames with concentric bracings

(1)P The provisions of EN 1998-1: 2004 apply with the following modifications for bridges designed for ductile behaviour.

The design values for the axial shear force shall be in accordance with 5.3, taking the force in all diagonals as corresponding to the overstrength  $yN_{pi,Rd}$  of the weakest diagonal (see **5.3** for  $y_0$ ).

The second part of expression (6.12) in EN 1998-1:2004, **6.7.4** shall be replaced by the capacity design action

### 5.7.1.4 Piers as frames with eccentric bracings

(1)P The provisions of EN 1998-1:2004, **6.8** apply.

### 5.7.2 Steel or composite deck

(1)P In bridges designed for ductile behaviour ( $q > 1,5$ ) the deck shall be verified for the capacity design effects in accordance with **5.3**. In bridges designed for limited ductile behaviour ( $q \leq 1,5$ ) the verification of the deck shall be carried out using the design action effects from the analysis in accordance with expression (5.4). The verifications may be carried out in accordance with the relevant rules of EN 19932:2005 or EN 1994-2:2005 for steel or composite decks, respectively.

## 5.8 Фундаменти

### 5.8.1 Загальні положення

(1)Р Проектування фундаментів мостів необхідно проводити відповідно до вимог, викладених в EN 1998-5:2004, **5.1**. Основи мостів не повинні навмисно використовуватися як джерела розсіяння гістерезисної енергії і тому вони повинні зберігати, пружність навіть в умовах розрахункової сейсмічної дії.

(2)Р При необхідності, взаємодія ґрунтових структур повинна оцінюватися згідно відповідним вимогам EN 1998-5: 2004, розділ **6**.

### 5.8.2 Розрахункова дія

(1)Р Для перевірки стійкості розрахункова дія на фундаменти визначається згідно **(2)P - (4)**.

(2)Р Мости з обмеженою податливістю ( $q \leq 1,5$ ) і мости з сейсмоізоляцією. Розрахункові дії беруться з виразу (5.4) з сейсмічними діями, отриманими з лінійного розрахунку конструкції для розрахункової сейсмічної ситуації згідно **5.5**, з результатами розрахункової сейсмічної дії, помноженими на коефіцієнт  $q$  (тобто  $q = 1$ ).

(3)Р Мости з податливим режимом ( $q > 1,5$ ). Розрахункова дія виводиться за допомогою застосування процедури розрахунку навантаження до опор згідно **5.3**.

(4) Для мостів, розрахованих на основі нелінійного розрахунку, застосовуються умови **4.2.4.4(2)e**.

### 5.8.3 Перевірка стійкості

(1)Р Перевірка стійкості фундаментів повинна проводитися згідно EN 1998-5:2004, **5.4.1** (Розширені донизу фундаменти) і **5.4.2** (Палі і опори).

## 5.8 Foundations

### 5.8.1 General

(1)P Bridge foundation systems shall be designed to conform to the general requirements set forth in EN 1998-5:2004, **5.1**. Bridge foundations shall not be intentionally used as sources of hysteretic energy dissipation and therefore shall, as far as practicable, be designed to remain elastic under the design seismic action.

(2)P Soil structure interaction shall be assessed where necessary on the basis of the relevant provisions of EN 1998-5: 2004, Section **6**.

### 5.8.2 Design action effects

(1)P For the purpose of resistance verifications, the design action effects on the foundations shall be determined in accordance with **(2)P to (4)**.

(2)P Bridges of limited ductile behaviour ( $q \leq 1,5$ ) and bridges with seismic isolation The design action effects shall be those resulting from expression (5.4) with seismic effects obtained from the linear analysis of the structure for the seismic design situation in accordance with **5.5**, with the analysis results for the design seismic action multiplied by the  $q$ -factor used (i.e. effectively using  $q = 1$ ).

(3)P Bridges of ductile behaviour ( $q > 1,5$ ). The design action effects shall be obtained by applying the capacity design procedure to the piers in accordance with **5.3**.

(4) For bridges designed on the basis of non-linear analysis, the provisions of **4.2.4.4(2)e** apply.

### 5.8.3 Resistance verification

(1)P The resistance verification of the foundations shall be carried out in accordance with EN 1998-5:2004, **5.4.1** (Direct foundations) and **5.4.2** (Piles and piers).

## 6 КОНСТРУЮВАННЯ

### 6.1 Загальні положення

(1)P Правила даного розділу стосуються тільки мостів, розрахованих на податливу поведінку, і вони призначені забезпечити мінімальний рівень згинної/крутильної податливості в зоні пластичних шарнірів.

(2)P Для мостів з обмеженою податливістю, правила конструювання критичних перетинів і спеціальних неподатливих елементів розглядаються в 6.5.

(3)P Утворення пластичних шарнірів в пролітних будовах не допускається. Тому немає необхідності застосовувати які-небудь спеціальні правила конструювання, відмінні від тих, які використовуються при проектуванні мостів на несейсмічні дії.

### 6.2 Залізобетонні опори

#### 6.2.1 Непряме армування

##### 6.2.1.1 Загальні вимоги

(1)P В потенційних ділянках утворення пластичних шарнірів необхідно передбачати податливу поведінку стислої зони бетону.

(2)P В потенційних ділянках утворення пластичних шарнірів, де нормальна осьова сила (див. 5.3(3)) перевищує граничне значення:

$$\eta_k = N_{Ed}/A_{cfck} > 0,08 \quad (6.1)$$

$$\varepsilon_{cu2} = 0,35\% \quad (6.2)$$

ПРИМІТКА Умова (3) P може бути досягнута в опорах ребристого перетину, якщо в зоні стискування знаходиться достатня площа полиці.

(4) При великій стислій зоні обмеження повинне розповсюджуватися, принаймні, на висоту, де значення деформації стискування перевищує  $0,5\varepsilon_{cu2}$ .

(5)P Кількість непрямої арматури визначається за допомогою коефіцієнта конструктивної арматури:

$$\omega_{wd} = \rho_w \cdot f_{yd}/f_{cd} \quad (6.3)$$

## 6 DETAILING

### 6.1 General

(1)P The rules of this Section apply only to bridges designed for ductile behaviour and aim to ensure a minimum level of curvature/rotation ductility at the plastic hinges.

(2)P For bridges of limited ductile behaviour, rules for the detailing of critical sections and specific non-ductile components are specified in 6.5.

(3)P In general, plastic hinge formation is not allowed in the deck. Therefore there is no need for the application of special detailing rules other than those applying for the design of bridges for the non-seismic actions.

### 6.2 Concrete piers

#### 6.2.1 Confinement

##### 6.2.1.1 General requirements

(1)P Ductile behaviour of the compression concrete zone shall be ensured within the potential plastic hinge regions.

(2)P In potential hinge regions where the normalised axial force (see 5.3(3)) exceeds the limit:

NOTE: The condition of (3)P may be attainable in piers with flanged section, when sufficient flange area is available in the compressive zone.

(4) In cases of deep compression zones, the confinement should extend at least up to the depth where the value of the compressive strain exceeds  $0,5\varepsilon_{cu2}$ .

(5)P The quantity of confining reinforcement is defined through the mechanical reinforcement ratio:

де:

(а) У прямокутних перетинах:  
 $\rho_w$  коефіцієнт поперечної арматури, визначений як:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s_L b} \quad (6.4)$$

де:

$A_{sw}$  загальна площа хомутів в одному напрямі непрямої арматури;  
 $s_L$  відстань між хомутами в подовжньому напрямі;  
 $b$  розмір залізобетонного перетину, перпендикулярного до напрямку непрямої арматури.

(б) У круглих перетинах:  
 Використовується об'ємне відношення  $\rho_w$  спіральної арматури щодо бетонного перетину:

$$\rho_w = \frac{4A_{sp}}{D_{sp} s_L} \quad (6.5)$$

де:

$A_{sp}$  площа спіральних або кільцевих стрижнів;  
 $D_{sp}$  діаметр спіральних або кільцевих стрижнів;  
 $s_L$  шаг між даними стрижнями.

### 6.2.1.2 Прямокутні перетини

(1)Р Крок між хомутами в подовжньому напрямі,  $s_L$ , повинен задовольняти наступним умовам:

$s_L \leq 6$  діаметрів подовжньої арматури,  $d_{bL}$   
 $s_L \leq 1/5$  найменшого розміру бетонного перетину з непрямым армуванням.

Р Поперечна відстань  $s_T$  між стрижнями непрямої матури не повинно перевищувати  $1/3$  найменшого зміру  $b_{min}$  бетонного перетину і не повинно бути більше 200мм (див. рисунок 6.1а).

(3)Р Похилі стрижні, розташовані під кутом  $\alpha > 0$  до поперечного напрямку, підсумовуються із

where:

(a) In rectangular sections:  
 $\rho_w$  is the transverse reinforcement ratio defined as:

where:

$A_{sw}$  is the total area of hoops or ties in the one direction of confinement;  
 $s_L$  is the spacing of hoops or ties in the longitudinal direction;  
 $b$  is the dimension of the concrete core perpendicular to the direction of the confinement under consideration, measured to the outside of the perimeter hoop.

(b) In circular sections:  
 The volumetric ratio  $\rho_w$  of the spiral reinforcement relative to the concrete core is used:

where:

$A_{sp}$  is the area of the spiral or hoop bar  
 $D_{sp}$  is the diameter of the spiral or hoop bar  
 $s_L$  is the spacing of these bars.

### 6.2.1.2 Rectangular sections

(1)P The spacing of hoops or ties in the longitudinal direction,  $s_L$ , shall satisfy both of the following conditions:

$s_L \leq 6$  times the longitudinal bar diameter,  $d_{bL}$   
 $s_L \leq 1/5$  of the smallest dimension of the confined concrete core, to the hoop centre line.

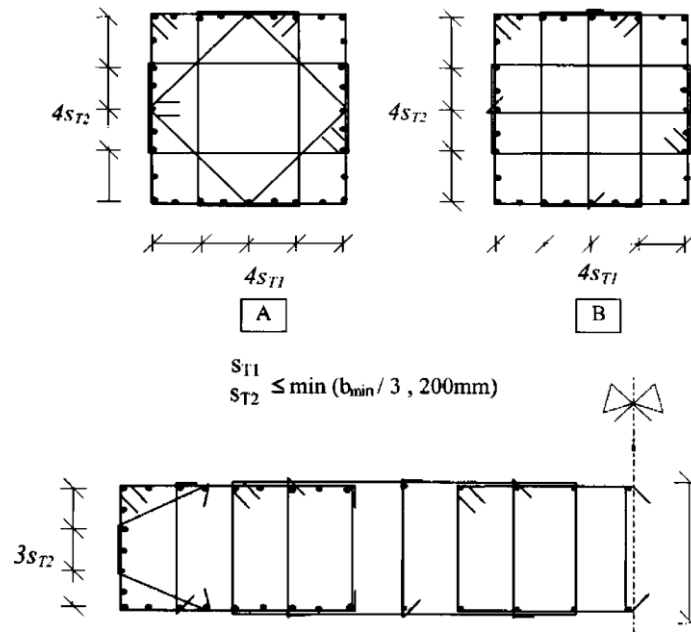
(2)P The transverse distance  $s_T$  between hoop legs or supplementary cross-ties shall not exceed  $1/3$  of the smallest dimension  $b_{min}$  of the concrete core to the hoop centre line, nor 200mm (see Figure 6.1a).

(3)P Bars inclined at an angle  $\alpha > 0$  to the transverse direction in which  $\rho_w$  refers to shall be assumed to



загальною площею  $A_{sw}$  виразу (6.4), при цьому їх площа, множиться на  $\cos\alpha$ .

contribute to the total area  $A_{sw}$  of expression (6.4) by their area multiplied by  $\cos\alpha$ .



**Умовні позначення**

- A: 3 замкнених перекриваючихся хомути
- B: 3 замкнених перекриваючихся хомути и поперечні стержні
- C: замкнені перекриваючіся хомути и поперечні стержні

**Рисунок 6.1а:** Типова посередня арматура в бетонних опорах прямокутного перерізу з використанням прямокутних перекриваючихся кілець и поперечних стяжок

**Key**

- A : 4 closed overlapping hoops
- B : 3 closed overlapping hoops plus cross-ties
- C : closed overlapping hoops plus cross-ties

**Figure 6.1a:** Typical confinement details in concrete piers with rectangular section using overlapping rectangular hoops and cross-ties

**6.2.1.3 Круглі перерізи**

(1)P Шаг между спиральными или кольцевыми стержнями, ви повинен задовольняти двом наступним умовам:

- $s_L \leq 6$  діаметрів подовжньої арматури,  $d_{bL}$
- $s_L \leq 1/5$  діаметру бетонного перетину з непрямым армуванням.

**6.2.1.3 Circular sections**

(1)P The spacing of spiral or hoop bars,  $s_L$ , shall satisfy both of the following conditions:

- $s_L \leq 6$  times the longitudinal bar diameter,  $d_{bL}$
- $s_L \leq 1/5$  of the diameter of the confined concrete core to the hoop centre line.

**6.2.1.4 Необхідна непряма арматура**

(1)P Як непряма арматура використовуються прямокутні кільця і/або поперечні стержні або круглі кільця, або спіралі.

**6.2.1.4 Required confining reinforcement**

(1)P Confinement is implemented through rectangular hoops and/or cross-ties or through circular hoops or spirals.

ПРИМІТКА Національне застосування може заборонити використання певних типів непрямого армування. Рекомендується отримати дозвіл на всі типи непрямої арматури.

NOTE The National Annex may prohibit the use of a certain type of confinement reinforcement. It is recommended that all types of confinement are allowed.

(2)Р Мінімальна кількість непрямої арматури визначається таким чином:  
-для прямокутних хомутів і поперечних стержнів

(2)P The minimum amount of confining reinforcement shall be determined as follows:  
for rectangular hoops and cross-ties

$$\omega_{wd,r} \geq \max(\omega_{w,req}; 2/3 \omega_{w,min}) \quad (6.6)$$

де:

where:

$$\omega_{w,req} = \frac{A_c}{A_{cc}} \lambda \eta k + 0,13 \frac{f_{yd}}{f_{cd}} (\rho_L - 0,01) \quad (6.7)$$

де:

where:

$A_c$  площа бетонного перетину бруто;  
 $A_{cc}$  лоща бетонного перетину до крайньої осі хомута;  
 $\omega_{w,min}$   $\lambda$  коефіцієнти, значення яких приведені в таблиці 6.1 та  
 $\rho_L$  коефіцієнт армування подовжньої арматури.

$A_c$  is the area of the gross concrete section;  
 $A_{cc}$  is the confined (core) concrete area of the section to the hoop centerline;  
 $\omega_{w,min}$   $\lambda$  are factors specified in Table 6.1; and  
 $\rho_L$  is the reinforcement ratio of the longitudinal reinforcement.

Залежно від передбачуваної сейсмостійкості моста, застосовуються наступні мінімальні значення, вказані в таблиці 6.1.

Depending on the intended seismic behaviour of the bridge, the minimum values specified in Table 6.1 apply.

**Таблиця 6.1: Мінімальні значення  $X$  і  $\omega_{w,min}$**

**Table 6.1: Minimum values of  $X$  and  $\omega_{w,min}$**

Сейсмічна поведінка моста Seismic Behaviour	$\lambda$	$\omega_{w,min}$
Податливе Ductile	0,37	0,18
Обмежено-податливе Limited ductile	0,28	0,12

для круглих арматурних кілець або спіралей

for circular hoops or spirals

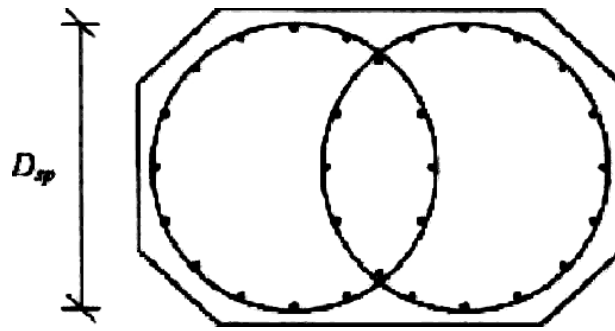
$$\omega_{wd,c} \geq \max(1,4\omega_{w,req}; \omega_{w,min})$$

(3)Р Якщо використовуються прямокутні хомути і поперечні стержні, мінімальні умови армування мають бути задоволені в обох поперечних напрямках.

(3)P When rectangular hoops and cross-ties are used, the minimum reinforcement condition shall be satisfied in both transverse directions.

(4)Р Пересічні спіралі/кілець є достатньо ефективним засобом армування прямокутних перетинів. Відстань між центрами даних спіралей/кілець не повинна перевищувати  $0,60D_{sp}$ , де  $D_{sp}$  - це діаметр спіралі/кілець (див. рисунок 6.1b),

(4)P Interlocking spirals/hoops are quite efficient for confining approximately rectangular sections. The distance between the centres of interlocking spirals/hoops shall not exceed  $0,6D_{sp}$ , where  $D_{sp}$  is the diameter of the spiral/hoop (see Figure 6.1b).



**Рисунок 6.1b:** Типова контурна арматура в залізобетонних опорах з використанням пересічних спіралей/кілець

**Figure 6.1b:** Typical confinement detail in concrete piers using interlocking spirals/hoops

**6.2.1.5 Обмеження об'єму. Довжина потенційних пластичних шарнірів**

**6.2.1.5 Extent of confinement. Length of potential plastic hinges**

(1)P Якщо

(1)P When

$$\eta_k = N_{Ed}/A_c f_{ck} \leq 0,3$$

розрахункова довжина  $L_h$  потенційних пластичних шарнірів визначається як велика величина з наступних значень:

the design length  $L_h$  of potential plastic hinges shall be estimated as the largest of the following values:

- висота перетину опор на площості згину (перпендикулярно осі обертання шарніра);

- the depth of the pier section within the plane of bending (perpendicular to the axis of rotation of the hinge);

відстані від точки максимального моменту до точки, в якій розрахунковий момент менше 80% значення максимального моменту.

the distance from the point of maximum moment to the point where the design moment is less than 80% of the value of the maximum moment.

(2)P Коли

(2)P When

$$0,6 > \eta_k > 0,3$$

розрахункова довжина потенційних пластичних шарнірів згідно (1)P має бути збільшена на 50%.

the design length of the potential plastic hinges as determined in (1)P shall be increased by 50%.

(3) Розрахункова довжина пластичних шарнірів ( $L_h$ ), визначена вище, повинна використовуватися виключно для конструювання арматури пластичних шарнірів. Вона не повинна використовуватися для розрахунку кута повороту пластичних шарнірів.

(3) The design length of plastic hinges ( $L_h$ ) defined above should be used exclusively for detailing the reinforcement of the plastic hinge. It should not be used for estimating the plastic hinge rotation.

(4)P Якщо потрібна непряма арматура, її кількість згідно 6.2.1.4 повинне розподілятися по всій довжині пластичних шарнірів. За межами довжини шарніра, поперечна арматура може поступово скорочуватися до кількості, передбаченої іншими критеріями. Кількість

(4)P When confining reinforcement is required, the amount specified in 6.2.1.4 shall be provided over the entire length of the plastic hinge. Outside the length of the hinge the transverse reinforcement may be gradually reduced to the amount required by other criteria. The amount of transverse reinforcement

поперечної арматури в межах додаткової довжини  $L_h$ , що примикає до теоретичного кінця пластичного шарніра, повинно складати не менше 50% кількості непрямої арматури, потрібної для пластичних шарнірів.

### 6.2.2 Втрата стійкості подовжньої стислої арматури

(1)P Слід уникати втрати стійкості подовжньої арматури уздовж ділянок потенційних шарнірів, навіть після декількох циклів.

(2) Щоб виконати вимогу **(1)P** необхідно запобігти випучивання назовні всіх основних подовжніх стержнів. Для цього використовується поперечна арматура (кільця або поперечні стягування), розташована перпендикулярно подовжнім стержням з (подовжнім) кроком  $s_L$ , що не перевищує,  $d_{bL}$ , де  $d_{bL}$  діаметр подовжніх стержнів.

Коефіцієнт  $\delta$  залежить від відношення  $f_{tk}/f_y$  нормативних значень міцності на розрив  $f_{tk}$  до межі текучості  $f_{yk}$  поперечної арматури відповідно до наступного рівняння:

$$5 \leq \delta = 2,5 (f_{tk}/f_{yk}) + 2,25 \leq 6 \quad (6.9)$$

(3) Подовжні стержні необхідно утримувати уздовж меж перетину за допомогою одного з наступних способів:

a) за допомогою використання стягування по периметру перетину, підтримуваного поперечними стягуваннями, розташованими кроком  $s_t$ , що не перевищує 200 мм. Поперечні стягування повинні мати загини  $135^\circ$ - з одного кінця і загини  $135^\circ$ -або  $90^\circ$ - з іншого кінця. Поперечні стягування із загинами  $135^\circ$ - з обох кінців можуть складатися з двох частин, сполучених в наклад. Якщо  $\eta_k > 0,30$ , використання загинів  $90^\circ$ - для поперечних стягувань не допускається. Якщо поперечні стягування мають різні загини з обох кінців, вони повинні чергуватися в суміжних стягуваннях і по горизонталі, і по вертикалі. У перетинах великих розмірів стягування по периметру може в'язатися з нахльостуванням відповідної довжини у поєднанні із загинами;

b) за рахунок використання замкнутих

provided over an additional length  $L_h$  adjacent to the theoretical end of the plastic hinge shall not be less than 50% of the amount of the confining reinforcement required in the plastic hinge.

### 6.2.2 Buckling of longitudinal compression reinforcement

(1)P Buckling of longitudinal reinforcement shall be avoided along potential hinge areas, even after several cycles into the post-yield region.

(2) To meet the requirement in **(1)P**, all main longitudinal bars should be restrained against outward buckling by transverse reinforcement (hoops or cross-ties) perpendicular to the longitudinal bars at a (longitudinal) spacing  $s_L$  not exceeding  $5d_{bL}$ , where  $d_{bL}$  is the diameter of the longitudinal bars.

Coefficient  $\delta$  depends on the ratio  $f_{tk}/f_y$  of the tensile strength  $f_{tk}$  to the yield strength  $f_{yk}$  of the transverse reinforcement, in terms of characteristic values, in accordance with the following relation:

(3) Along straight section boundaries, restraining of longitudinal bars should be achieved in either one of the following ways:

a) through a perimeter tie engaged by intermediate cross-ties at alternate locations of longitudinal bars, at transverse (horizontal) spacing  $s_t$  not exceeding 200 mm. The cross-ties shall have  $135^\circ$ -hooks at one end and  $135^\circ$ -hooks or  $90^\circ$ -hook at the other. Cross-ties with  $135^\circ$ -hooks at both ends may consist of two lapped spliced pieces. If  $\eta_k > 0,30$ ,  $90^\circ$ -hooks are not allowed for the cross-ties. If the cross-ties have dissimilar hooks at the two ends, these hooks should be alternated in adjacent cross-ties, both horizontally and vertically. In sections of large dimensions the perimeter tie may be spliced using appropriate lapping length combined with hooks;

b) through overlapping closed ties arranged so that

стягувань, що перекриваються, розташованих таким чином, що кожен кутовий стрижень  $i$ , принаймні, кожен другий внутрішній подовжній стрижень охоплюється стягуванням. Крок  $s_T$  стягувань не повинен перевищувати 200 мм.

(4)Р Мінімальна кількість поперечних стягувань визначається таким чином:

$$\min\left(\frac{A_t}{s_T}\right) = \frac{\sum A_s f_{ys}}{1.6 f_{yt}} \text{ (mm}^2 / \text{m)} \quad (6.10)$$

де:

$A_t$  площа одного стягування, в мм<sup>2</sup>;  
 $s_T$  поперечна відстань між стягуваннями, в м;  
 $A_s$  сума площ подовжніх стрижнів, охоплених стягуванням, в мм<sup>2</sup>;  
 $f_{yt}$  межа текучості стягування;  
 $f_{y,s}$  межа текучості подовжньої арматури.

### 6.2.3 Інші правила

(1)Р Зважаючи на потенційну втрату захисного шару бетону в області пластичних шарнірів, непряма арматура має бути заанкерена за допомогою загинів 135°- (якщо не використовуються загини 90°- згідно **6.2.2(3)а**), заведених за подовжні стрижні плюс відповідна довжині анкерівки (мінімум 10 діаметрів).

(2)Р Аналогічне кріплення або равнопрочна зварка потрібне для з'єднання в наклад спіралей або арматурних кілець на ділянках потенційних пластичних шарнірів. В цьому випадку круги послідовних спіралей або кілець, розташованих уздовж периметра елемента, повинні розташовуватися ступінчасто згідно EN 1992-1-1:2004, **8.7.2**.

(3)Р Зрощення в наклад або зварка подовжньої арматури на ділянках пластичних шарнірів не допускається. Використання механічних сполучних елементів розглядається в EN 1998-1:2004, **5.6.3(2)**.

### 6.2.4 Порожнисті опори

(1) Правила (2) - (4) не потрібні у випадках низької сейсмічності.

every corner bar and at least every alternate internal longitudinal bar is engaged by a tie leg. The transverse (horizontal) spacing  $s_T$  of the tie legs should not exceed 200 mm.

(4)P The minimum amount of transverse ties shall be determined as follows:

where:

$A_t$  is the area of one tie leg, in mm<sup>2</sup>;  
 $s_T$  is the transverse distance between tie legs, in m;  
 $A_s$  is the sum of the areas of the longitudinal bars restrained by the tie, in mm<sup>2</sup>;  
 $f_{yt}$  is the yield strength of the tie; and  
 $f_{y,s}$  is the yield strength of the longitudinal reinforcement.

### 6.2.3 Other rules

(1)P Due to the potential loss of concrete cover in the plastic hinge region, the confining reinforcement shall be anchored by 135°-hooks (unless a 90°-hook is used in accordance with **6.2.2(3)a**) surrounding a longitudinal bar plus adequate extension (min. 10 diameters) into the core concrete.

(2)P Similar anchoring or a full strength weld is required for the lapping of spirals or hoops within potential plastic hinge regions. In this case laps of successive spirals or hoops, when located along the perimeter of the member, should be staggered in accordance with EN 1992-1-1:2004, **8.7.2**.

(3)P No splicing by lapping or welding of longitudinal reinforcement is allowed within the plastic hinge region. For mechanical couplers see EN 1998-1:2004, **5.6.3(2)**.

### 6.2.4 Hollow piers

(1) The rules of (2) to (4) are not required in cases of low seismicity.

ПРИМІТКА Для низької сейсмічності застосовуються умови приміток в **2.3.7(1)**.

(2) Якщо немає яких-небудь виправданих причин, відношення  $b/h$  ширини  $b$  до товщини  $h$  стінок, в області пластичних шарнірів (довжина  $L_h$  згідно **6.2.1.5**) в порожнистих опорах з одним або декількома коробчатими перетинами, не повинно перевищувати 8.

(3) Для порожнистих циліндрових опор обмеження (2) стосується відношення  $D_i/h$ , де  $D_i$  - це внутрішній діаметр.

(4) У опорах з одним або декількома коробчатими перетинами і коли значення коефіцієнта  $\eta_k$ , визначеного у виразі (6.1), не перевищує 0,20, перевірка непрямої арматури згідно **6.2.1** не потрібний за умови, що виконуються вимоги **6.2.2**.

### 6.3 Сталеві опори

(1)P Для мостів, розрахованих на податливу поведінку, застосовуються правила конструювання EN 1998-1:2004, **6.5**, **6.6**, **6.7** і **6.8** із змінами **5.7** в справжній частині.

### 6.4 Фундаменти

#### 6.4.1 Фундаменти на природній основі

(1)P Фундаменти на природній основі, такі як фундаментні плити, суцільний фундамент, кесонний фундамент, масивні опори і так далі не повинні досягати пластичної області в умовах розрахункової сейсмічної дії і відповідно, не вимагають спеціального конструювання арматури.

#### 6.4.2 Пальовий фундамент

(1)P Якщо не вдається уникнути окремих шарнірних опор в палях з використанням алгоритму розрахунку допустимих навантажень (див. **5.3**), необхідно забезпечити податливість і цілісність паль. Для такого випадку застосовуються наступні правила.

(2) Наступні точки уздовж паль необхідно конструювати як потенційні пластичні шарніри.

NOTE: For cases of low seismicity the Notes in **2.3.7(1)** apply.

(2) Unless appropriate justification is provided, the ratio  $b/h$  of the clear width  $b$  to the thickness  $h$  of the walls, in the plastic hinge region (length  $L_h$  in accordance with **6.2.1.5**) of hollow piers with a single or multiple box cross-section, should not exceed 8.

(3) For hollow cylindrical piers the limitation (2) applies to the ratio  $D_i/h$ , where  $D_i$  is the inside diameter.

(4) In piers with simple or multiple box section and when the value of the ratio  $\eta_k$  defined in expression (6.1) does not exceed 0,20, there is no need for verification of the confining reinforcement in accordance with **6.2.1**, provided that the requirements of **6.2.2** are met.

### 6.3 Steel piers

(1)P For bridges designed for ductile behaviour, the detailing rules of EN 1998-1:2004, **6.5**, **6.6**, **6.7** and **6.8**, as modified by **5.7** of the present Part, shall be applied.

### 6.4 Foundations

#### 6.4.1 Spread foundation

(1)P Spread foundations such as footings, rafts, box-type caissons, piers etc., shall not enter the plastic range under the design seismic action, and hence do not require special detailing reinforcement.

#### 6.4.2 Pile foundations

(1)P When it is not feasible to avoid localised hinging in the piles, using the capacity design procedure (see **5.3**), pile integrity and ductile behaviour shall be ensured. For this case following rules apply.

(2) The following locations along the pile should be detailed as potential plastic hinges.

(а) Оголовки палі поряд з ригелем, коли обертання ригеля навколо горизонтальної осі в поперечному напрямі до сейсмічної дії стримується високою жорсткістю групи палей з даною ступінню свободи.

(б) Глибина палі, на якій утворюється максимальний згинальний момент. Для оцінки даної глибини, необхідно провести розрахунок з урахуванням фактичної згинної жорсткості палі (див. **2.3.6.1**), поперечної жорсткості ґрунту і крутильної жорсткості групи палей в області ригеля.

(с) Межі розділу шарів ґрунту з помітною різною деформацією зрушення, викликаною кінематичною взаємодією палі з ґрунтом (див. EN 1998-5:2004, **5.4.2(1)P**).

(3) В точках типу (а) в (2) необхідно передбачити непряму арматуру в кількості згідно з **6.2.1.4** уздовж вертикальної довжини, яка в 3 рази перевищує діаметр палі.

(4) Якщо немає точнішого розрахунку, подовжню і непряму арматуру в тій кількості, яка потрібна на оголовках палі, необхідно передбачити на довжину двох діаметрів палі з кожного боку точки максимального моменту в місцях типу (б) в (2) і з кожного боку межі розділу в місцях типу (с) в (2).

## 6.5 Конструкції з граничним обмеженням податливості

### 6.5.1 Перевірка податливості критичних перетинів

(1)P Наступні правила застосовуються до критичних перетинів конструкцій, розрахованих на обмежену податливість (при  $q \leq 1,5$ ) у випадках, відмінних від випадків низької сейсмічності, для забезпечення мінімальної обмеженої податливості.

ПРИМІТКА 1 Визначення низької сейсмічності приводиться в примітці 1 в **2.3.7(1)**.

ПРИМІТКА 2 У національному застосуванні можуть бути визначені спрощені правила перевірки для мостів, розрахованих на обмежену податливість в умовах низької сейсмічності. Рекомендується застосовувати ті ж правила, як і у випадках, відмінних від низької

(а) At the pile heads adjacent to the pile cap, when the rotation of the pile cap about a horizontal axis transverse to the seismic action is restrained by the large stiffness of the pile group in this degree-of-freedom.

(б) At the depth where the maximum bending moment develops in the pile. This depth should be estimated by an analysis that takes into account the effective pile flexural stiffness (see **2.3.6.1**), the lateral soil stiffness and the rotational stiffness of the pile group at the pile cap.

(с) At the interfaces of soil layers with markedly different shear deformability, due to kinematic pile-soil interaction (see EN 1998-5:2004, **5.4.2(1)P**).

(3) At locations of type (а) in (2), confining reinforcement of the amount specified in **6.2.1.4** along a vertical length equal to 3 times the pile diameter, should be provided.

(4) Unless a more accurate analysis is made, longitudinal as well as confining reinforcement of the same amount as that required at the pile head shall be provided over a length of two pile diameters on each side of the point of maximum moment at locations of type (б) in (2), and of each side of the interface at locations of type (с) in (2).

## 6.5 Structures of limited ductile behaviour

### 6.5.1 Verification of ductility of critical sections

(1)P The following rules apply at the critical sections of structures designed for limited ductile behaviour (with  $q \leq 1,5$ ) in cases other than those of low seismicity, to ensure a minimum of limited ductility.

NOTE 1: For the definition of cases of low seismicity see Note 1 in **2.3.7(1)**.

NOTE 2: The National Annex may define simplified verification rules for bridges designed for limited ductile behaviour in low seismicity cases. It is recommended to apply the same rules as in cases other than those of low seismicity.

сейсмічності.

(2)P Перетин вважається за критичний, тобто місце утворення потенційного пластичного шарніра, коли:

$$M_{Rd} / M_{Ed} < 1,30 \quad (6.11)$$

де:

$M_{Ed}$  максимальний розрахунковий момент в перетині від розрахункової сейсмічної дії;  
 $M_{Rd}$  граничний згинальний момент перетині.

(3) Місця потенційних пластичних шарнірів мають бути доступними для оглядів.

(4)P за винятком вимог **6.2.1.1(3)P**, непрямою арматурою відповідно до **6.2.1.4** для обмеженої податливості (таблиця 6.1) повинні оснащуватися залізобетонні елементи. Подовжня арматура в таких випадках має бути захищена від втрати стійкості **6.2.2**.

## 6.5.2 Запобігання крихкому руйнуванню спеціальних неподатливих елементів

(1)P Такі неподатливі конструктивні елементи, як нерухомі опори, муфти і анкерне кріплення для канатів і тросів, а також інших неподатливих з'єднань повинні проектуватися на сейсмічну дію, помножену на коефіцієнт  $q$ , узятий з розрахунку, або з використанням розрахунку допустимих навантажень. Дані дії визначаються, виходячи з міцності відповідних податливих елементів (наприклад, канатів) і коефіцієнта надміцності, який приймається не менше 1,3.

(2)P Дану перевірку можна опустити, якщо є можливість довести, що цілісність конструкції не залежить від руйнування таких з'єднань. При цьому необхідно звернути увагу і на можливість послідовних руйнувань, які можуть відбутися, наприклад, у відтяжках остів вантових мостів.

## 6.6 Опорні частини і сейсмічні в'язі

### 6.6.1 Загальні вимоги

(1)P Несейсмічна горизонтальна дія на пролітну будову повинна передаватися на опори через

(2)P A section is considered to be critical, i.e. location of a potential plastic hinge, when:

where:

$M_{Ed}$  is the maximum design moment at the section in the seismic design situation, and  
 $M_{Rd}$  is the minimum flexural resistance of the section in the seismic design situation.

(3) As far as possible, the location of potential plastic hinges should be accessible for inspection.

(4)P Unless confinement is not necessary according to **6.2.1.1(3)P**, confining reinforcement as required by **6.2.1.4** for limited ductility (see Table 6.1), shall be provided in concrete members. In such cases it is also required to secure the longitudinal reinforcement against buckling in accordance with **6.2.2**.

## 6.5.2 Avoidance of brittle failure of specific non-ductile components

(1)P Non-ductile structural components, such as fixed bearings, sockets and anchorages for cables and stays and other non-ductile connections shall be designed using either seismic action effects multiplied by the  $q$ -factor used in the analysis, or capacity design effects. The latter shall be determined from the strength of the relevant ductile members (e.g. the cables) and an overstrength factor of at least 1,3.

(2)P This verification may be omitted if it can be demonstrated that the integrity of the structure is not affected by failure of such connections. This demonstration shall also address the possibility of sequential failure, such as may occur in stays of cable-stayed bridges.

## 6.6 Bearings and seismic links

### 6.6.1 General requirements

(1)P Non-seismic horizontal actions on the deck shall be transmitted to the supporting members

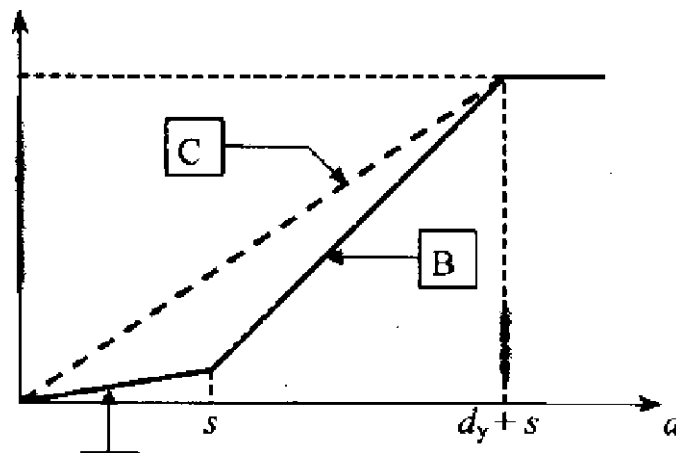


конструктивні з'єднання, які можуть бути суцільними або крізними. Перевірка опорних частин на несейсмічну дію необхідно проводити згідно відповідним стандартам (частина 2 відповідних єврокодів EN 1337).

(2)Р Розрахункова сейсмічна дія повинна передаватися через опорні частини. При цьому сейсмічні в'язі (згідно 6.6.3) також можуть використовуватися для передачі всієї розрахункової сейсмічної дії за умови, що вплив динамічних ударів ослаблений і врахований при розробці конструкції. Сейсмічні в'язі повинні, як правило, забезпечувати несейсмічні переміщення моста без передачі істотних навантажень. Використання сейсмічних в'язів припускає ретельне моделювання з'єднання між пролітною будовою і мостовим полотном. Як мінімум, повинна використовуватися лінійна апроксимація залежність сила-переміщення зв'язаної конструкції (див. рисунок 6.2).

(abutments or piers) through the structural connections, which may be monolithic, or through bearings. For non-seismic actions the bearings shall be verified in accordance with the relevant standards (Parts 2 of relevant Eurocodes and EN 1337).

(2)P In general the design seismic action shall be transmitted through the bearings. However, seismic links (as specified in 6.6.3) may be used to transmit the entire design seismic action, provided that dynamic shock effects are mitigated and taken into account in the design. Seismic links should generally allow the non-seismic displacements of the bridge to develop, without transmitting significant loads. When seismic links are used, the connection between the deck and the substructure should be properly modelled. As a minimum, a linear approximation of the force-displacement relationship of the linked structure shall be used (see Figure 6.2).



**Умовні позначення**

- s - провисання в'язі;
- $d_y$  - відхилення текучості опорного елемента;
- A - жорсткість опори;
- B - жорсткість опорного елемента;
- C - лінійна апроксимація кривої.

**Рисунок 6.2:** Залежність сили від переміщення для зв'язаної конструкції

**Key**

- s Slack of the link
- $d_y$  Yield deflection of supporting element
- A : Stiffness of bearing
- B : Stiffness of supporting element
- C : Linear approximation of the curve

**Figure 6.2:** Force-displacement relationship for linked structure

**ПРИМІТКА** Певні типи сейсмічних в'язів можуть не підійти для мостів, що піддаються сильній горизонтальній несейсмічній дії, або для мостів із спеціальними обмеженнями переміщеннями (наприклад, залізничні мости).

**NOTE:** Certain types of seismic links may not be applicable to bridges subject to large horizontal non-seismic actions, or to bridges with special displacement limitations, as for instance in railway bridges.

(3)Р Конструктивна цілісність моста повинна забезпечуватися в умовах дуже сильних сейсмічних переміщень. Якщо використовуються

(3)P The structural integrity of the bridge shall be ensured under extreme seismic displacements. At fixed supports this requirement shall be implemented

нерухомі опори, дану вимогу можна врахувати за допомогою відповідного розрахунку допустимих навантажень на опорні частини (див. **6.6.2.1**) або за допомогою забезпечення додаткових в'язів у вигляді другої лінії захисту (див. **6.6.2.1(2)** і **6.6.3.1(2)(b)**). Якщо використовуються рухомі в'язі, необхідно передбачити відповідні значення довжини нахльстування згідно **6.6.4**.

(4)P Всі типи опорних частин і сейсмічних в'язів мають бути доступними для огляду і технічного обслуговування; їх заміна не повинна викликати великих утруднень.

## **6.6.2 Опорні частини**

### **6.6.2.1 Нерухомі опорні частини**

(1)P Окрім умов (2), розрахункова сейсмічна дія на нерухомі опорні частини повинна визначатися за допомогою розрахунку допустимих навантажень.

(2) Нерухомі опорні частини розраховуються виключно на передбачувану сейсмічну дію, визначену за допомогою відповідного розрахунку, за умови, що ці опорні частини можуть бути замінені без яких-небудь проблем, а як друга лінія захисту використовуються сейсмічні в'язі.

### **6.6.2.2 Рухомі опорні частини**

(1)P Рухомі опорні частини повинні сприймати без пошкоджень загальне розрахункове переміщення при розрахунковій сейсмічній дії, визначене згідно **2.3.6.3(2)**.

### **6.6.2.3 Еластомерні опорні частини**

(1) Еластомерні опорні частини можуть використовуватися в наступних випадках:

a. На окремих опорах для сприйняття переміщень і лише несейсмічні горизонтальні дії; сприйняття розрахункового сейсмічного впливу забезпечують конструктивні з'єднання (через монолітні вузли або нерухомі опорні частини) між пролітною будовою і опорами.

b. На всіх або на окремих опорах з такою ж функцією, що і в (a) в сполученні з сейсмічними

either through capacity design of the normal bearings (see **6.6.2.1**), or through provision of additional links as a second line of defence (see **6.6.2.1(2)** and **6.6.3.1(2)(b)**). At moveable connections adequate overlap (seat) lengths in accordance with **6.6.4** shall be provided. In cases of retrofitting of existing bridge seismic links may be used as an alternative.

(4)P All types of bearings and seismic links shall be accessible for inspection and maintenance and shall be replaceable without major difficulty.

## **6.6.2 Bearings**

### **6.6.2.1 Fixed bearings**

(1)P Except under the conditions of (2), the design seismic action effects on fixed bearings shall be determined through capacity design.

(2) Fixed bearings may be designed solely for the effects of the seismic design situation from the analysis, provided that they can be replaced without difficulties and that seismic links are provided as a second line of defence.

### **6.6.2.2 Moveable bearings**

(1)P Moveable bearings shall accommodate without damage the total design value of the displacement in the seismic design situation determined in accordance with **2.3.6.3(2)**.

### **6.6.2.3 Elastomeric bearings**

(1) Elastomeric bearings may be used in the following arrangements:

a. on individual supports, to accommodate imposed deformations and resist only non-seismic horizontal actions, while the resistance to the design seismic action is provided by structural connections (monolithic or through fixed bearings) of the deck to other supporting members (piers or abutments);

b. on all or on individual supports, with the same function as in (a) above, combined with

в'язями, розрахованими на сприйняття сейсмічного впливу.

с. На всіх опорах для сприйняття і сейсмічного, і несейсмічного впливу.

(2) Еластомерні опорні частини, використовувані в (а) і (б) параграфу (1), розраховуються на сприйняття максимальної деформації зрушення, викликані розрахунковою сейсмічною дією згідно **7.6.2(5)**.

(3) У умовах, визначених в **2.2.2(5)**, допускається значне пошкодження еластомерних опорних частин (2).

ПРИМІТКА Ступінь пошкодження і відповідні перевірки можуть бути визначені в національному застосуванні.

(4) Сейсмостійкість мостів, в яких сприйняття розрахункового сейсмічного впливу доводиться тільки на еластомерні опорні частини на всіх опорах (випадок **(1)с**), забезпечується великою гнучкістю опорних частин. Проектування таких мостів і опорних частин повинно проводитися згідно розділу 7.

### **6.6.3 Сейсмічні в'язі і елементи, що сприймають динамічні навантаження**

#### **6.6.3.1 Сейсмічні в'язі**

(1) Сейсмічні в'язі можуть складатися з шпонок, що працюють на зріз, буферів і/або сполучних болтах або тросах. Фрикційні з'єднання не застосовуються.

(2) Сейсмічні в'язі потрібні в наступних випадках:

(а) У поєднанні з еластомерними опорними частинами, де в'язі розраховані на сприйняття розрахункової сейсмічної дії.

(б) У поєднанні з нерухомими опорними частинами, не розрахованими на дію додаткових навантажень.

(с) У подовжньому напрямі на крайніх опорах між пролітною будовою і опорою в існуючих мостах, що реконструюються, за умови, що виконуються вимоги мінімальної довжини перекриття згідно **6.6.4**.

seismic links which are designed to resist the seismic action;

с. on all supports, to resist both the non-seismic and the seismic actions.

(2) Elastomeric bearings used in arrangements (a) and (b) of (1) shall be designed to resist the maximum shear deformation due to the design seismic action in accordance with **7.6.2(5)**.

(3) Under the conditions specified in **2.2.2(5)**, significant damage of elastomeric bearings of (2) is acceptable.

NOTE: The National Annex may define the extent of damage and the relevant verifications.

(4) The seismic behaviour of bridges, in which the design seismic action is resisted entirely by elastomeric bearings on all supports (arrangement **(1)c** above), is governed by the large flexibility of the bearings. Such bridges and the bearings shall be designed in accordance with Section 7.

### **6.6.3 Seismic links, holding-down devices, shock transmission units**

#### **6.6.3.1 Seismic links**

(1) Seismic links may consist of shear key arrangements, buffers, and/or linkage bolts or cables. Friction connections are not considered as positive linkage.

(2) Seismic links are required in the following cases.

(a) In combination with elastomeric bearings, where the links are designed to carry the design seismic action.

(b) In combination with fixed bearings not designed for capacity design effects.

(c) In the longitudinal direction at moveable end-supports between the deck and the abutment or pier of existing bridges being retrofitted, if the requirements for minimum overlap length in **6.6.4** are not met.

(d) Між суміжними блоками пролітної будови на проміжних стиках (розташованих в межах прольоту).

(3)P Розрахункова дія на сейсмичні в'язі визначається таким чином:

- У випадках (a), (b) і (c) параграфу (2) визначається як розрахунок допустимого навантаження (при цьому вважається, що горизонтальний опір опорних частин дорівнює нулю).

- У випадках (d) параграфу (2) і якщо не проводиться точніший розрахунок з урахуванням динамічної взаємодії суміжних перетинів пролітної будови, сполучні елементи можуть бути розраховані на дію, рівну  $1,5\alpha_g SM_d$

де  $\alpha_g$  це розрахункове прискорення ґрунту типу А

$S$  коефіцієнт ґрунту з EN 19981:2004, **3.2.2.2**  
 $M_d$  маса пролітної будови, пов'язаної з опорою або, принаймні, маси двох блоків пролітної будови з кожного боку проміжного стику.

(4)P В'язі повинні мати певне провисання або запас з тим, щоб залишатися в неактивному стані:

- в умовах розрахункової сейсмичної дії у випадках (c) і (a) параграфу
- в умовах будь-якої несейсмичної дії у разі (a) параграфу (2).

(5) При використанні сейсмичних в'язів необхідно передбачити засоби зниження динамічних навантажень.

### 6.6.3.2 Притискні пристрої

(1)P Притискними пристроями повинні оснащуватися всі опори, де загальна вертикальна реакція від розрахункової сейсмичної дії перевищує реакцію, викликану постійним навантаженням, і протилежна їй по напрямку.

ПРИМІТКА Значення, привласнене величині  $p_H$  для застосування в країні, можна знайти в національному застосуванні. Нижче приведені значення, що

(d) Between adjacent sections of the deck at intermediate separation joints (located within the span).

(3)P The design actions for the seismic links of the previous paragraph shall be determined as follows.

- In cases (a), (b) and (c) of (2) as capacity design effects (the horizontal resistance of the bearings shall be assumed to be equal to zero).

- In the case of (d) of (2), and unless a more accurate analysis is made taking into account the dynamic interaction of adjacent sections of the deck, the linkage elements may be designed for an action equal to  $1,5\alpha_g SM_d$

where  $\alpha_g$ , is the design ground acceleration on type A ground,

$S$  is the soil factor from EN 1998-1: 2004, **3.2.2.2** and  $M_d$  is the mass of the section of the deck linked to a pier or abutment, or the least of the masses of the two deck sections on either side of the intermediate separation joint.

(4)P The links shall be provided with adequate slack or margins, so as to remain inactive:

- under the design seismic action in cases (c) and (d) of (2)
- under any non-seismic actions in case (a) of (2).

(5) When using seismic links, means for reducing shock effects should be provided.

### 6.6.3.2 Holding-down devices

(1)P Holding down devices shall be provided at all supports where the total vertical reaction due to the design seismic action opposes and exceeds a percentage,  $p_H$ , of the compressive (downward) reaction due to the permanent load.

NOTE The value ascribed to  $p_H$  for use in a country may be found in its National Annex. The recommended value are as follows:

рекомендуються:

-  $p_H = 80\%$  в мостах, розрахованих на податливий режим, якщо вертикальна реакція, викликана розрахунковою сейсмічною дією, визначається як дія допустимого навантаження.

-  $p_H = 50\%$  в мостах обмеженої податливості, якщо вертикальна реакція, викликана розрахунковою сейсмічною дією, визначається за допомогою розрахунку в умовах розрахункової сейсмічної дії (включаючи вертикальну сейсмічну складову).

(2) Вимога (1) стосується загальної вертикальної реакції пролітної будови на опорі і не відноситься до окремих опорних частин. При цьому виключається підйом окремих опорних частин від розрахункової сейсмічної дії згідно 5.5.

### 6.6.3.3 Елементи сприйняття динамічних навантажень

(1) Елементи сприйняття динамічних навантажень - це пристрої, які забезпечують динамічне обмеження відносного переміщення між пролітною будовою і опорою в наступних ситуаціях:

Для повільних переміщень ( $v < v_1$ ), які можуть викликатися температурною дією, повзучістю або осіданням пролітної будови; рух практично вільно (при дуже повільній реакції).

Для дуже швидких переміщень ( $v > v_2$ ), наприклад, в умовах сейсмічної або гальмівної дії; рух блокується і пристрій функціонує практично як жорстке з'єднання.

Елементи сприйняття динамічних навантажень можуть мати також функцію обмеження сили, яка знижує передаване через них зусилля (для  $v > v_2$ ) до певного верхнього порогу,  $F_{max}$ , за межами якого починається переміщення.

ПРИМІТКА Характеристики і конструкція елементів, що сприймають динамічні навантаження, будуть розглянуті в рг EN 15129:200X (Антисейсмічні пристрої). Порядок величини швидкості:  $v_1 = 0,1$  мм/с  $v_2 = 1,0$  мм/с.

(2)P Повний опис законів, що визначають поведінку даних блоків (залежність переміщення і швидкості від сили), включаючи дію оточуючих чинників (температури, старіння, сумарного переміщення), можна буде отримати на стадії

-  $p_H = 80\%$  in bridges of ductile behaviour, where the vertical reaction due to the design seismic action is determined as a capacity design effect.

-  $p_H = 50\%$  in bridges of limited ductile behaviour, where the vertical reaction due to the design seismic action is determined from the analysis under the design seismic action alone (including the contribution of the vertical seismic component).

(2) The requirement (1) refers to the total vertical reaction of the deck on a support and does not apply to individual bearings of the same support. However, no up-lift of individual bearings may take place in the seismic design situation in accordance with 5.5.

### 6.6.3.3 Shock transmission units (STUs)

(1) Shock transmission units (STUs) are devices which provide velocity-dependent restraint of the relative displacement between the deck and the supporting element (pier or abutment), as follows.

For low velocity movements ( $v < v_1$ ), such as those due to temperature effects or creep and shrinkage of the deck, the movement is practically free (with very low reaction).

For high velocity movements ( $v > v_2$ ), such as those due to seismic or braking actions, the movement is blocked and the device acts practically as rigid connection.

The units can also have a force limiting function, that limits the force transmitted through it (for  $v > v_2$ ) to a defined upper bound,  $F_{max}$ , beyond which movement takes place.

NOTE The properties and the design of STUs will be covered by pr EN 15129:200X (Antiseismic Devices). The order of magnitude of the velocities mentioned above is  $v_1 = 0,1$  mm/s  $v_2 = 1,0$  mm/s.

(2)P Full description of the laws defining the behaviour of the units used (force-displacement and force-velocity relationships) shall be available at the design stage (from the manufacturer of the units), including any influence of environmental factors

проектування (у виробника даних елементів). При цьому, можна буде набути всіх значень параметрів, необхідних для визначення поведінки елементів (включаючи значення  $v_1$ ,  $v_2$ ,  $F_{max}$ ) для випадків, вказаних в параграфі (1), а також геометричні дані і розрахункові опори  $F_{Rd}$  елементів і їх з'єднань. Дана інформація базуватиметься на результатах офіційних випробувань або на даних ETA.

(3)P Якщо елементи сприйняття динамічних навантажень без функції обмеження сили використовуються для сприйняття дії сейсмічних сил, вони повинні мати наступний розрахунковий опір  $F_{Rd}$ :

- Для податливих мостів: значення  $F_{Rd}$  має бути не менше значення реакції, відповідного розрахункового допустимого навантаження,
- Для мостів з обмеженою податливістю: значення  $F_{Rd}$  має бути не менше значення реакції, викликані розрахунковою сейсмічною дією, узятого з розрахунку і помноженого на вживаний коефіцієнт  $q$ . Елементи повинні забезпечувати достатнє переміщення для всіх низьких швидкостей і повинні зберігати свої можливості в зміщеному стані.

(4)P Коли елементи сприйняття динамічних навантажень з функцією обмеження сили використовуються для сприйняття дії сейсмічних сил, вони повинні володіти достатніми можливостями для сприйняття загального розрахункового відносного переміщення,  $d_{Ed}$ , від розрахункової сейсмічної дії, визначеної згідно **2.3.6.3(2)P** або **7.6.2(2)** для мостів з сейсмоізоляцією.

(5)P Всі елементи сприйняття динамічних навантажень мають бути доступними для огляду і технічного обслуговування/заміни.

#### **6.6.4 Мінімальні значення довжини перекриття**

(1)P Мінімальна довжина перекриття має бути передбачена для опор, де очікується відносний зсув між опорами і опертими елементами в умовах сейсмічності.

(2)P Мінімальна довжина перекриття повинна забезпечувати функціонування опори навіть в

(mainly temperature, ageing, cumulative travel) on this behaviour. All values of parameters necessary for the definition of the behaviour of the units (including the values of  $v_1$ ,  $v_2$ ,  $F_{max}$ , for the cases mentioned in (1)), as well as the geometric data and design resistance  $F_{Rd}$  of the units and their connections, shall also be available. Such information shall be based on appropriate official test results, or an ETA.

(3)P When STUs without force limiting function are used to resist seismic forces, they shall have a design resistance,  $F_{Rd}$ , as follows.

- For ductile bridges:  $F_{Rd}$  should be not less than the reaction corresponding to the capacity design effects,
- For limited ductile bridges:  $F_{Rd}$  should be not less than the reaction due to the design seismic action from the analysis, multiplied by the  $\gamma$ -factor used. The devices shall provide sufficient displacement capability for all slow velocity actions and shall retain their force capacity at their displaced state.

(4)P When STUs with force limiting function are used to resist seismic forces, the devices shall provide sufficient displacement capability to accommodate the total design value of the relative displacement,  $d_{Ed}$ , in the seismic design situation determined in accordance with **2.3.6.3(2)P**, or in accordance with **7.6.2(2)** for bridges with seismic isolation.

(5)P All STUs shall be accessible for inspection and maintenance/replacement.

#### **6.6.4 Minimum overlap lengths**

(1)P At supports where relative displacement between supported and supporting members is intended under seismic conditions, a minimum overlap length shall be provided.

(2)P The overlap length shall be such as to ensure that the function of the support is maintained under

умовах екстремальних сейсмічних зсувів.

extreme seismic displacements.

(3) На крайній опорі мінімальну довжину перекриття  $l_{ov}$  можна визначити таким чином:

(3) At an end support of an abutment the minimum overlap length  $l_{ov}$  may be estimated as follows:

$$l_{ov} = l_m + d_{eg} + d_{es} \quad (6.12)$$

$$d_{eg} = \varepsilon_e L_{eff} \leq 2d_g \quad (6.13)$$

$$\varepsilon_e = \frac{2d_g}{L_g} \quad (6.14)$$

де:

where:

$l_m$  мінімальна ширина опори, що забезпечує безпечну передачу вертикальній реакції, але не менше 400мм;

$l_m$  is the minimum support length ensuring the safe transmission of the vertical reaction, but no less than 400 mm,

$d_{eg}$  фактичне переміщення двох частин, викликане просторовим сейсмічним рухом ґрунту. Якщо міст знаходиться на відстані менше 5 км. від відомого сейсмоактивного джерела, здатного провести землетрус магнітудою  $M \geq 6.5$ , і якщо при цьому не ведуться сейсмологічні дослідження, значення  $d_{eg}$ , отримане з виразу (6.13) повинно бути подвоєно;

$d_{eg}$  is the effective displacement of the two parts due to the spatial variation of the seismic ground displacement. When the bridge site is at a distance less than 5km of a known seismically active fault, capable of producing a seismic event of magnitude  $M \geq 6.5$ , and unless a specific seismological investigation is available, the value of  $d_{eg}$  to be used should be taken as double that obtained from expression (6.13).

$d_g$  розрахункове переміщення ґрунту згідно Б 1998-1:2004, 3.2.2.4;

$d_g$  is the design ground displacement in accordance with EN 1998-1:2004, 3.2.2.4,

$L_g$  відстань, вказана в 3.3(6);

$L_g$  is the distance parameter specified in 3.3(6).

$L_{eff}$  довжина пролітної будови «в світу». Якщо пролітна будова має жорстке з'єднання з більш ніж однією опорою, тоді  $L_{eff}$  - відстань між опорою і центром даної групи опор. В рамках даного контексту «жорстке з'єднання» означає з'єднання пролітної будови або блоку пролітної будови з опорою через монолітну або нерухому опорну частину, сейсмічні в'язі або елементи, що сприймають динамічні навантаження без функції обмеження сили.

$L_{eff}$  is the effective length of the deck, taken as the distance from the deck joint in question to the nearest full connection of the deck to the substructure. If the deck is fully connected to a group of more than one piers, then  $L_{eff}$  shall be taken as the distance between the support and the centre of the group of piers. In this context "full connection" means a connection of the deck or deck section to a substructure member, either monolithically or through fixed bearings, seismic links, or STUs, without force limiting function.

$d_{es}$  фактичне сейсмічне переміщення опори, викликане деформацією конструкції, визначеної таким чином.

$d_{es}$  is the effective seismic displacement of the support due to the deformation of the structure, estimated as follows.

- Для пролітних будов, сполучених з опорами через монолітні або нерухомі опорні частини, що функціонують як повні сейсмічні в'язі:

- For decks connected to piers either monolithically or through fixed bearings acting as full seismic links:

$$d_{es} = d_{Ed} \quad (6.15a)$$

де

where

$d_{Ed}$  це загальний розрахунковий подовжній зсув при розрахунковій сейсмічній дії, визначений відповідно до виразу (2.7) в **2.3.6.3**.

- Для пролітних будов, сполучених з опорами через сейсмічні в'язі з провисанням, рівним з:

$$d_{es} = d_{Ed} + S$$

(4) Для випадків з проміжним стиком між двома блоками пролітної будови, значення  $l_{ov}$  повинне визначатися за допомогою добування квадратного кореня суми квадратів значень, розрахованих для кожного з двох блоків пролітної будови згідно (3). На крайній опорі секції пролітної будови, що знаходиться на проміжній опорі,  $l_{ov}$  повинне прийматися як значення, розраховане згідно (3) плюс максимальне переміщення верхньої частини опори при розрахунковій сейсмічній дії,  $d_E$ .

## 6.7 Бетонні опори і підпірні стінки

### 6.7.1 Загальні вимоги

(1)P Всі відповідальні конструктивні елементи опор повинні проектуватися так, щоб вони працювали в пружній стадії при розрахунковій сейсмічній дії. Конструкція фундаменту повинна відповідати вимогам **5.8**. Положення **6.7.2** і **6.7.3** застосовуються залежно від конструкції горизонтального з'єднання між опорою і пролітною будовою.

ПРИМІТКА Інформація про контрольовані пошкодження в підпірних стінках приводиться в **2.3.6.3(5)**.

### 6.7.2 Опори, гнучко сполучені з пролітною будовою

(1) Якщо опори мають гнучке з'єднання з пролітною будовою, для опирання використовуються ковзаючі або еластомерні опорні частини. Еластомерні опорні частини (або сейсмічні в'язі, якщо такі є) можуть бути спроектовані так, щоб підсилювати сейсмостійкість пролітної будови, але не опор.

(2) При проектуванні сейсмостійкості даних опор необхідно враховувати такі чинники.

$d_{Ed}$  is the total design value of the longitudinal displacement in the seismic design situation determined in accordance with expression (2.7) in **2.3.6.3**.

- For decks connected to piers or to an abutment through seismic links with slack equal to  $s$ :

$$(6.15b)$$

(4) In the case of an intermediate separation joint between two sections of the deck,  $l_{ov}$  should be estimated by taking the square root of the sum of the squares of the values calculated for each of the two sections of the deck in accordance with (3). At an end support of a deck section on an intermediate pier,  $l_{ov}$  should be taken as the value estimated in accordance with (3) plus the maximum displacement of the top of the pier in the seismic design situation,  $d_E$ .

## 6.7 Concrete abutments and retaining walls

### 6.7.1 General requirements

(1)P All critical structural components of the abutments shall be designed to remain essentially elastic under the design seismic action. The design of the foundation shall be in accordance with **5.8**. Depending on the structural function of the horizontal connection between the abutment and the deck the provisions of **6.7.2** and **6.7.3** apply.

NOTE: Regarding controlled damage in abutment back-walls see **2.3.6.3(5)**.

### 6.7.2 Abutments flexibly connected to the deck

(1) In abutments flexibly connected to the deck, the deck is supported through sliding or elastomeric bearings. The elastomeric bearings (or the seismic links, if provided) may be designed to contribute to the seismic resistance of the deck, but not to that of the abutments.

(2) The following actions, assumed to act in phase, should be taken into account for the seismic design of these abutments.



a. Тиск ґрунту, включаючи сейсмічну дію, визначену згідно EN 1998-5:2004, розділ 7.

b. Сили інерції, що виникають від маси опори і маси засипки осн ови. Взагалі, дану дію можна визначити, виходячи з розрахункового прискорення ґрунту у верхніх шарах майданчика,  $a_g S$ .

c. Дію опорних частин, визначених як розрахункове допустиме навантаження згідно **5.3(7)** і **5.3(8)P** за умови, що міст розрахований на податливий режим. Якщо ж міст розрахований для  $q = 1,0$ , тоді необхідне використовувати вплив на опорні частини, узятий з сейсмічного розрахунку.

(3) Якщо тиск ґрунту згідно параграфу (2) визначається у відповідності з EN 1998-5:2004, виходячи з прийнятного переміщення опор, таке переміщення повинно враховувати зазор між пролітною будовою і шафовою стінкою опори. При цьому необхідно відзначити також, що переміщення, що допускається при визначенні впливів в (2), може відбутися до потенційного руйнування самої опори. Дана вимога вважається за виконану, якщо проектування тіла опори виконується з використанням сейсмічної частини дії, згідно (2)а, збільшене на 30%.

### 6.7.3 Опори, жорстко сполучені з пролітною будовою

(1) З'єднання опори з пролітною будовою розглядається як жорстке, якщо воно монолітне або використовуються нерухомі опорні частини або в'язі, призначені для сприйняття сейсмічної дії. Такі опори вносять основний внесок до сейсмостійкості як в подовжньому, так в поперечному напрямі.

(2) Досліджувана модель повинна передбачати взаємодію ґрунту з крайніми опорами з використанням фактичних параметрів жорсткості ґрунту або значень, відповідних верхній і нижній межі жорсткості.

(3) Якщо сейсмостійкість моста забезпечується і проміжними і крайніми

a. Earth pressures including seismic effects determined in accordance with EN 1998-5:2004, Section 7.

b. Inertia forces acting on the mass of the abutment and on the mass of earthfill lying over its foundation. In general these effects may be determined on the basis of the design ground acceleration at the top of the ground of the site,  $a_g S$ .

c. Actions from the bearings determined as capacity design effects in accordance with **5.3(7)P** and **5.3(8)P** if a ductile behaviour has been assumed for the bridge. If the bridge is designed for  $q = 1,0$ , then the reactions on the bearings resulting from the seismic analysis shall be used.

(3) When the earth pressures assumed in (2)a are determined in accordance with EN 1998-5:2004, on the basis of an acceptable displacement of the abutment, provision for this displacement should be made in determining the gap between the deck and the abutment back-wall. In this case it should also be ensured that the displacement assumed in determining the actions in (2)a, can actually take place before a potential failure of the abutment itself occurs. This requirement is deemed to be satisfied if the design of the body of the abutment is effected using the seismic part of the actions in (2)a increased by 30%.

### 6.7.3 Abutments rigidly connected to the deck

(1) The connection of the abutment to the deck is considered as rigid, if it is either monolithic, or through fixed bearings, or through links designed to carry the seismic action. Such abutments have a major contribution to the seismic resistance, both in the longitudinal and in the transverse direction.

(2) The analysis model should incorporate the effect of interaction of the soil and the abutments, using either best-estimate values of the relevant soil stiffness parameters or values corresponding to upper and lower bound stiffness.

(3) When the seismic resistance of the bridge is provided by both piers and abutments, the use of

опорами, рекомендується використовувати верхні і нижні порогові жорсткості ґрунту з тим, щоб отримати надійні результати для всіх опор.

(4)P При розрахунку моста повинен використовуватися коефіцієнт роботи  $q = 1,5$ .

(4) Для подовжнього напрямку повинні враховуватися наступні чинники.

a. Сили інерції від маси конструкції, які можна визначити за допомогою метода головної форми коливань (див. 4.2.2).

b. Статичний тиск ґрунту, що впливає на обидві крайні опори ( $E_o$ ).

c. Додатковий сейсмічний тиск ґрунту

$$\Delta E_d = E_d - E_o$$

де:

$E_d$  це загальний тиск ґрунту, що впливає на крайні опори в умовах розрахункової сейсмічної дії згідно EN 1998-5:2004. Вважається, що тиск  $\Delta E_d$  діє на обидві крайні опори в одному і тому ж напрямі.

(6) З'єднання пролітної будови з опорою (включаючи нерухомі опорні частини або зв'язки, якщо передбачені) необхідно розраховувати з урахуванням дій, розглянутих в попередніх параграфах.

(7) Для того, щоб пошкодження ґрунту або насипу за крайньою опорою, жорстко сполученою з пролітною будовою, не виходило за допустимі межі, розрахункове сейсмічне переміщення не повинне перевищувати граничне значення  $d_{lim}$  відповідно до класу важливості моста.

ПРИМІТКА Значення, привласнене величині  $d_{lim}$  для застосування в країні, можна знайти в національному застосуванні. Нижче приведені значення  $d_{lim}$ , що рекомендуються:

upper and lower bound estimates of the soil stiffness is recommended, in order to arrive at results which are on the safe side both for the abutments and for the piers.

(4)P A behaviour factor  $q = 1,5$  shall be used, in the analysis of the bridge.

(4) The following actions should be taken into account in the longitudinal direction.

a. Inertia forces acting on the mass of the structure, which may be estimated using the Fundamental Mode Method (see 4.2.2).

b. Static earth pressures acting on both abutments ( $E_o$ ).

c. The additional seismic earth pressures

$$(6.16)$$

where:

$E_d$  is the total earth pressure acting on the abutment under the design seismic action in accordance with EN 1998-5:2004. The pressures  $\Delta E_d$  are assumed to act in the same direction on both abutments.

(6) The connection of the deck to the abutment (including fixed bearings or links, if provided) should be designed for the action effects resulting from the above paragraphs. Reactions on the passive side may be taken into account in accordance with (8).

(7) In order that damage of the soil or the embankment behind an abutment rigidly connected to the deck is kept within acceptable limits, the design seismic displacement should not exceed a limit value,  $d_{lim}$ , depending on the importance class of the bridge.

NOTE: The value ascribed to  $d_{lim}$  for use in a country may be found in its National Annex. The recommended values of  $d_{lim}$  are as follows:

**Таблиця 6.2N. - Рекомендовані граничні значення розрахункового сейсмічного переміщення крайніх опор, жорстко сполучених з пролітним строєнням**

**Table 6.2N. Recommended limit value of design seismic displacement at abutments rigidly connected to the deck**

Клас важливості моста Bridge Importance Class	Граничне значення зсуву Displacement Limit $d_{lim}$ (мм),
III	30
II	60
I	Без обмежень (No limitation)

(8) Вважається, що реакція ґрунту, викликана зсувом крайньої опори або будь-яких спільно омоноличених укiсних крил у напрямі засипки, впливає на наступні поверхні.

- У подовжньому напрямі: на зовнішню грань шафової стінки опори, що зміщується у напрямі ґрунту або засипки.
- У поперечному напрямі: на внутрішню грань укiсних крил, що переміщуються у напрямі засипки.

Дані реакції можна визначити, виходячи з модуля ґрунту, відповідного геотехнічним умовам.

Відповідна крайня опора має бути розрахована на сприйняття даної реакції ґрунту на додаток до статичного тиску ґрунту.

(9) Якщо більше 80 % висоти опори закривається природними ґрунтами, така опора вважається за повністю зафіксовану. В цьому випадку необхідно використовувати  $q = 1$ , а сили інерції необхідно визначити, виходячи з прискорення верхньої частини ґрунту майданчика.

#### **6.7.4 Водопропускні труби з великою глибиною засипки**

(1) Для водопропускних споруд з великою глибиною засипки (більше 50 % прольоту), інерційна сейсмічна реакція, розглянутою в 6.7.3, не застосовується, оскільки це веде до нереалістичних результатів. У такому разі інерційну реакцію можна проігнорувати, а

(9) The soil reaction activated by the movement of the abutment, and of any wing-walls monolithically connected to it, towards the fill is assumed to act on the following surfaces.

- In the longitudinal direction, on the external face of the back-wall of that abutment which moves against the soil or fill.
- In the transverse direction, on the internal face of those wing-walls which move against the fill.

These reactions may be estimated on the basis of horizontal soil moduli corresponding to the specific geotechnical conditions.

The relevant abutment should be designed to resist this soil reaction, in addition to the static earth pressures.

(9) When an abutment is embedded in stiff natural soil formations over more than 80% of its height, it can be considered as fully locked-in. In that case  $q = 1$  should be used and the inertia forces should be determined on the basis of the design ground acceleration at the top of the ground of the site,  $a_g S$  (that is without spectral amplification).

#### **6.7.4 Culverts with large overburden**

(1) In culverts with a large depth of fill over the top slab (exceeding 50% of its span), the assumptions of inertial seismic response used in 6.7.3 may not be applied, as they lead to unrealistic results. In such a case the inertial response should be neglected and the response should be calculated on

результат дії розрахувати на підставі кінематичної сумісності між водопропускною трубою і сейсмічним переміщенням вільного поля навколишнього ґрунту, відповідною розрахунковій сейсмічній дії.

(2) В рамках даного розрахунку сейсмічне переміщення ґрунту вільного поля може розглядатися як однорідне поле деформації зрушення (див. малюнок 6.3), де величина деформації зрушення дорівнює:

$$\gamma_d = \frac{v_g}{v_s} \quad (6.17)$$

де:

$v_g$  максимальна швидкість ґрунту (див.(3) нижчий).

$v_s$  швидкість поперечної сейсмоволни в ґрунті в умовах деформації зрушення, відповідна прискоренню ґрунту. Дане значення можна визначити за значенням  $v_{s>max}$  для тах для невеликих деформацій, див. EN 1998-5:2004, таблиця 4.1.

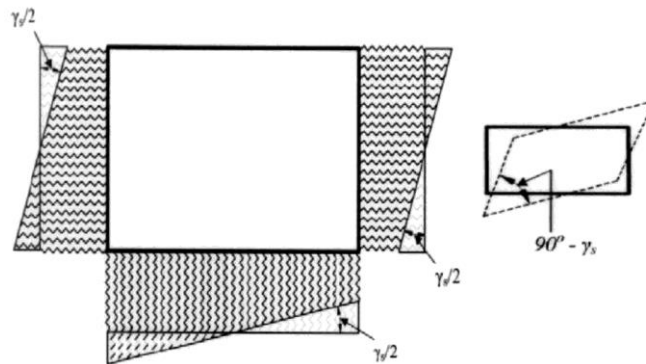
the basis of kinematic compatibility between the culvert structure and free-field seismic deformation of the surrounding soil corresponding to the design seismic action.

(2) To this end the free-field seismic soil deformation may be assumed as a uniform shear-strain field (see Figure 6.3) with shear strain:

where:

$v_g$  is the peak ground velocity (see (3) below)

$v_s$  is the shear wave velocity in the soil under the shear strain corresponding to the ground acceleration. This value may be estimated from the value  $v_{s>max}$  for small strains, from EN 1998-5:2004, Table 4.1.



$\gamma_s$ - переміщення ґрунту вільного поля  
**Рисунок 6.3** Кінематична реакція водопропускної труби

$\gamma_s$ : Free-field soil deformation  
**Figure 6.3:** Kinematic response of culvert

(3) За відсутності відповідних даних, максимальна швидкість частинок ґрунту розраховується по розрахунковому прискоренню ґрунту  $a_g$  типу А за допомогою відношення:

$$v_g = \frac{S T_c a_g}{2\pi} \quad (6.18)$$

де S і  $T_c$  використовуються згідно EN 1998-1:2004, 3.2.2.2.

where S and  $T_c$  are in accordance with EN 1998-1:2004, 3.2.2.2.

### **6.7.5 Підпірні стіни.**

(1)Р підпірні стіни, що вільно стоять, необхідно проектувати згідно **6.7.2(2)** і **(3)** без дії опорних частин.

### **6.7.5 Retaining walls.**

(1)P Free standing retaining walls shall be designed in accordance with **6.7.2(2)** and **(3)**, without any action from bearings.

## 7 МОСТИ З СЕЙСМІЧНОЮ ІЗОЛЯЦІЄЮ

### 7.1 Загальні положення

(1) В даному розділі розглядається конструкція мостів з сейсмоізоляцією, направленою на зниження їх реакції від горизонтальної сейсмічної дії. Ізолятори встановлюються на поверхні, яка розташовується, як правило, під пролітною будовою на верхній частині опор.

(2) Реакція від сейсмічної дії може бути зменшена декількома способами:

- за рахунок подовження основного періоду конструкції (ефект зміни періоду і цього вплив на спектр реакцій), внаслідок чого відбувається зменшення зусиль, але збільшення переміщень;
- за рахунок деформування, що веде до зменшення переміщень і може сприяти зниженню зусиль;
- за рахунок сумісного використання двох способів (переважний варіант).

### 7.2 Визначення

#### Сейсмоізоляційна система

набір сейсмоізоляційних елементів, розташованих на поверхні ізоляції

#### Ізолятори

окремі елементи, складові сейсмоізоляційної системи. Кожен ізолятор володіє однією або декількома наступними можливостями:

- сприйняття вертикального навантаження за рахунок високої поперечної гнучкості і високої вертикальної жорсткості;
- розсіяння енергії (гістерезисне, в'язке, фрикційне);
- поперечне відновлення;
- обмеження горизонтального переміщення в умовах дії горизонтальних несейсмічних навантажень

#### Нижні конструкції будови

частини конструкції, розташовані нижче поверхні ізоляції; як правило, це опори;

## 7 BRIDGES WITH SEISMIC ISOLATION

### 7.1 General

(1) This Section covers the design of bridges that are provided with a special isolating system, aiming to reduce their response due to horizontal seismic action. The isolating units are arranged over the isolation interface, usually located under the deck and over the top of the piers/abutments.

(2) The reduction of the response may be achieved:

- by lengthening of the fundamental period of the structure (effect of period shift in the response spectrum), which reduces forces but increases displacements;
- by increasing the damping, which reduces displacements and may reduce forces;
- (preferably) by a combination of the two effects.

### 7.2 Definition

#### isolating system

collection of components used for providing seismic isolation, located at the isolation interface

#### isolator

units or isolatorsthe individual components, constituting the isolation system. Each unit provides a single or a combination of the following functions:

- vertical-load carrying capability, combined with high lateral flexibility and high vertical rigidity;
- energy dissipation (hysteretic, viscous, frictional);
- lateral restoring capability;
- horizontal restraint (sufficient elastic stiffness) under non-seismic service horizontal loads

#### substructure(s)

part(s) of the structure located under the isolation interface, usually consisting of the piers and abutments. The horizontal flexibility of the substructures should in general be accounted for.

### **Верхні конструкції будови**

частина конструкції, розташована над поверхнею ізоляції. У мостах - це пролітна будова

### **Центр ефективної жорсткості**

Центр жорсткості  $C$  у верхній частині ізоляції; верхні будови розглядаються як жорсткі, але з урахуванням гнучкості ізоляторів і нижніх будов;

### **Розрахункове переміщення сейсмоізоляційної системи в головному напрямі ( $d_{cd}$ )**

максимальне горизонтальне переміщення (щодо ґрунту) центру жорсткості верхніх будов в умовах розрахункової сейсмічної дії

### **Розрахункове переміщення ( $d_{bi}$ ) ізолятора і**

переміщення верхньої будови відносно нижньої будови в точці ізолятора, відповідне розрахунковому переміщенню сейсмоізоляційної системи;

### **Підвищене розрахункове переміщення ( $d_{bi,a}$ ) ізолятора і розрахункове переміщення ізолятора, помножене на коефіцієнт, що підвищує згідно 7.6.2**

### **Максимальне загальне переміщення ізолятора і**

сума підвищеного розрахункового переміщення, переміщення зрушення від постійного навантаження, тривалі деформації верхньої будови (подальша напруга, осідання і повзучість залізобетонних пролітних будов), а також 50% температурих переміщень

### **Ефективна жорсткість сейсмоізоляційної системи в головному напрямі**

значення загальної горизонтальної сили, передаваної через поверхню ізоляції, паралельно розрахунковому переміщенню в цьому ж напрямі, розділене на абсолютне значення розрахункового переміщення

### **Ефективний період**

головний період в даному напрямі системи з однією ступінню свободи, масою верхньої будови, що володіє, і жорсткістю, рівній жорсткості сейсмоізоляційної системи згідно 7.5.4

### **superstructure**

part of the structure located above the isolation interface. In bridges this part is usually the deck

### **effective stiffness centre**

stiffness centre  $C$  at the top of the isolation interface, considering the superstructure as rigid, but accounting for the flexibilities of the isolator units and of the substructure(s)

### **design displacement ( $d_{cd}$ ) of the isolating system in a principal direction**

maximum horizontal displacement (relative to the ground) of the superstructure at the stiffness centre, occurring under the design seismic action

### **design displacement ( $d_{bi}$ ) of an isolator i**

displacement of the superstructure relative to the substructure at the location of the isolator, corresponding to the design displacement of the isolating system

### **increased design displacement ( $d_{bi,a}$ ) of isolator i**

design displacement of the isolator, multiplied by the amplification factor  $\gamma_{is}$  in accordance with 7.6.2

### **maximum total displacement of isolator unit i**

sum of the increased design displacement, the offset displacement due to permanent actions, long-term deformations of the superstructure (post-tensioning, shrinkage and creep for concrete decks) and 50% of the displacement due to thermal movements.

### **effective stiffness of the isolating system in a principal direction**

ratio of the value of the total horizontal force transferred through the isolation interface, concurrent to the design displacement in the same direction, divided by the absolute value of the design displacement (secant stiffness).

### **effective period**

fundamental period in the direction considered, of a single-degree-of-freedom system having the mass of the superstructure and stiffness equal to the effective stiffness of the isolating system, as specified in 7.5.4

**Ефективне загасання сейсмоізоляційної системи**

значення коефіцієнта в'язкого загасання, відповідне енергії, розсіяною сейсмоізоляційною системою під час циклічної реакції при розрахунковому переміщенні

**Прості слабоамортизуючі еластомерні опорні частини**

складені слабоамортизуючі еластомерні опорні частини згідно EN 1337-3:2005, що не відносяться до prEN15129:200X (антисейсмічні пристрої) (див. 7.5.2.3.3(5))

**Спеціальні еластомерні опорні частини**

складові високоамортизуючі еластомерні опорні частини, випробувані згідно вимогам prEN15129:200X (антисейсмічні пристрої) (див. 7.5.2.3.3(7)).

**7.3 Основні вимоги і критерій відповідності**

(1)Р Мають бути виконані основні вимоги, вказані в 2.2.

(2)Р Сейсмічна реакція верхньої і нижньої будови в умовах розрахункової сейсмічної ситуації повинна розглядатися як обмежена податливість ( $q \leq 1,5$ ).

(3) Вважається, що міст відповідає основним вимогам, якщо він був спроектований згідно п.7.4 і 7.5 і відповідає 7.6 і 7.7.

(4)Р Для міцності і працездатності сейсмоізоляційної системи потрібна підвищена надійність, оскільки її стійкість до зсуву має критичне значення для безпеки моста. Вважається, що сейсмоізоляційна система має високий рівень надійності, якщо вона була спроектована відповідно до вимог параграфа 7.6.2.

(5)Р Для всіх типів ізоляторів, окрім простих слабоамортизуючих еластомерних опорних частин згідно 7.5.2.3.3(5) і (6) і плоских ковзаючих опор згідно 7.5.2.3.5(5), характеристики конструкції мають бути підтверджені результатами випробування дослідних зразків і якості.

ПРИМІТКА В довідковому додатку К містяться інструкції по проведенню випробувань дослідних зразків, якщо в

**effective damping of the isolating system**

value of viscous damping ratio, corresponding to the energy dissipated by the isolation system during cyclic response at the design displacement

**simple low-damping elastomeric bearings**

laminated low-damping elastomeric bearings in accordance with EN 1337-3:2005, not subject to prEN 15129:200X (Antiseismic Devices) (see 7.5.2.3.3(5))

**special elastomeric bearings**

laminated high damping elastomeric bearings successfully tested in accordance with the requirements of prEN 15129:200X (Antiseismic Devices) (see 7.5.2.3.3(7)).

**7.3 Basic requirements and compliance criteria**

(1)P The basic requirements set forth in 2.2 shall be satisfied.

(2)P The seismic response of the superstructure and substructures under the design seismic design situations shall be assumed as limited ductile ( $q \leq 1,5$ ).

(3) The bridge is deemed to satisfy the basic requirements, if it is designed in accordance with 7.4 and 7.5 and conforms to 7.6 and 7.7.

(4)P Increased reliability is required for the strength and integrity of the isolating system, due to the critical role of its displacement capability for the safety of the bridge. This reliability is deemed to be achieved if the isolating system is designed in accordance with the requirements of 7.6.2.

(5)P For all types of isolator units, with the exception of simple elastomeric low-damping bearings in accordance with 7.5.2.3.3(5) and (6) and the flat sliding bearings in accordance with 7.5.2.3.5(5), the design properties shall be validated on the basis of Qualification and Prototype tests.

NOTE Informative annex K is intended to provide guidance on prototype testing in cases where prEN 15129:200X ("Anti-



prEN 15129:200X (антисейсмічні пристрої) немає докладного опису вимог по проведенню випробувань.

seismic devices") does not include detailed requirements for type testing

## 7.4 Сейсмічна дія

## 7.4 Seismic action

### 7.4.1 Сфера застосування

(1)P Сфера застосування має бути не менше області пружної реакції, вказаний EN 1998-1:2004, **3.2.2.2** для неізольованих конструкцій (див. EN 1998-1:2004, **3.2.2.5(8)P**).

### 7.4.1 Design spectra

(1)P The spectrum used shall be not lower than the elastic response spectrum specified in EN 1998-1:2004, **3.2.2.2** for non-isolated structures (see EN 1998-1:2004, **3.2.2.5(8)P**).

ПРИМІТКА Особливу увагу потрібно звернути на той факт, що безпека конструкцій з сейсмоізоляцією багато в чому залежить від вимог до переміщення для сейсмоізоляційної системи, які знаходяться в прямо пропорційному відношенні з величиною періоду  $T_D$ . Тому в рамках стандарту EN 1998-1:2004, **3.2.2.5(8)P**, національний додаток до даної частини єврокоду 8 може містити значення  $T_D$ , спеціально призначене для проектування мостів з сейсмоізоляцією, яке є консервативнішим (довгостроковим), ніж значення, привласнене величині  $T_D$  в національному додатку до стандарту EN 1998-1 : 2004 (див. також **3.2.2.3**).

NOTE Particular attention should be given to the fact that the safety of structures with seismic isolation depends mainly on the displacement demands for the isolating system that are directly proportional to the value of period  $T_D$ . Therefore, and in accordance with EN 1998-1:2004, **3.2.2.5(8)P**, the National Annex to this Part of Eurocode 8 may specify a value of  $T_D$  specifically for the design of bridges with seismic isolation that is more conservative (longer) than the value ascribed to  $T_D$  in the National Annex to EN 1998-1 :2004 (see also **3.2.2.3**).

### 7.4.2 Представлення динаміки змін

(1) P Повинні застосовуватися умови **3.2.3**.

### 7.4.2 Time-history representation

(1)P The provisions of **3.2.3** apply.

## 7.5 Процедури розрахунку і моделювання

## 7.5 Analysis procedures and modelling

### 7.5.1 Загальні положення

(1) Наступні процедури розрахунку з умовами застосування згідно **7.5.3** призначені для мостів з сейсмоізоляцією.

- a) Розрахунок головного типу коливань.
- b) Багаторежимний розрахунок.
- c) Нелінійний розрахунок динаміки змін.

### 7.5.1 General

(1) The following analysis procedures, with conditions for application specified in **7.5.3**, are provided for bridges with seismic isolation.

- a) Fundamental mode spectrum analysis
- b) Multi-mode spectrum analysis
- c) Time-history non-linear analysis

(2) На додаток до умов, вказаних в **7.5.3**, є також і предварительные умови застосування методів (a) і (b) в параграфі (1).

(2)P In addition to the conditions specified in **7.5.3**, the following are prerequisites for the application of methods (a) and (b) in (1)

- Звичайна нелінійна залежність сила-переміщення сейсмоізоляційної системи необхідно апроксимувати з достатньо високою точністю через фактичну жорсткість ( $K_{eff}$ ), тобто через значення січної жорсткості при розрахунковій деформації (див. рисунок 7.1). Дане уявлення базуватиметься на послідовних апроксимаціях розрахункового переміщення ( $d_{cd}$ )
- Розсіяння енергії сейсмоізоляційної системи

- The usually non-linear force-displacement relationship of the isolating system shall be approximated with sufficient accuracy by the effective stiffness ( $K_{eff}$ ), i.e. the secant value of the stiffness at the design displacement (see Figure 7.1). This representation shall be based on successive approximations of the design displacement ( $d_{cd}$ ).

- The energy dissipation of the isolating system

повинне виражатися в одиницях еквівалентного в'язкого загасання як «ефективного загасання» ( $\zeta_{\text{eff}}$ )

(3) Якщо сейсмоізоляційна система складається виключно з простих слабоамортизуючих еластомерних опорних частин (еквівалентний коефіцієнт в'язкого загасання складає приблизно 0,05), можуть застосовуватися нормальні методи лінійного динамічного розрахунку, приведені в 4.2. Еластомерні опорні частини можуть розглядатися як лінійні пружні елементи, що деформуються при зрушенні (і, можливо, при стискуванні). При цьому можна допустити, що їх амортизація дорівнює загальній амортизації конструкції (див. 7.5.2.3.3(2)). Вся конструкція повинна залишатися в пружному стані.

## 7.5.2 Розрахункові характеристики сейсмоізоляційної системи

### 7.5.2.1 Загальні положення

(1)P Всі ізолятори повинні відповідати вимогам EN pr15129:200X (антисейсмічні пристрої) або мати Європейське технічне схвалення (ETA).

ПРИМІТКА 1 стандарт prEN 15129:200X: Антисейсмічні пристрої, знаходяться на стадії підготовки технічним комітетом CEN/TC340. До тих пір, поки цей стандарт не буде опублікований Європейським комітетом із стандартизації (CEN), а також у випадку з ізоляторами, випробування дослідних зразків яких не приводиться в повному об'ємі в цьому стандарті, можуть застосовуватися вимоги, приведені в довідковому додатку До справжнього стандарту.

ПРИМІТКА 2 що стосується простих слабоамортизуючих еластомерних опорних частин згідно 7.5.2.3.3(4), (5) і (6), а також змащених плоских ковзаючих опорних частин з PTFE (політетрафторетилену), використовуваних згідно 7.5.2.3.5(5), див. посилання вище і параграфи 7.5.2.4 (5), (6) і (7).

### 7.5.2.2 Жорсткість у вертикальному напрямі

(1)P Ізолятори, що сприймають вертикальні навантаження, повинні мати достатню жорсткість у вертикальному напрямі.

(2) Вимога параграфу (1)P вважається за виконану, якщо горизонтальне переміщення в центрі маси верхньої будови, завдяки вертикальній гнучкості ізоляторів, складає менше 5% розрахункового переміщення  $d_{cd}$ . Дана умова

shall be expressed in terms of an equivalent viscous damping as the "effective damping" ( $\zeta_{\text{eff}}$ ).

(3) If the isolating system consists exclusively of simple low-damping elastomeric bearings (equivalent viscous damping ratio approximately 0,05), the normal linear dynamic analysis methods specified in 4.2 may be applied. The elastomeric bearings may be considered as linear elastic members, deforming in shear (and possibly in compression). Their damping may be assumed equal to the global viscous damping of the structure (see also 7.5.2.3.3(2)). The entire structure should remain essentially elastic.

## 7.5.2 Design properties of the isolating system

### 7.5.2.1 General

(1)P All isolators shall conform to EN pr15129:200X (Antiseismic Devices) or be covered by an ETA (European Technical Approval).

NOTE 1: prEN 15129:200X: Antiseismic Devices is being prepared by CEN/TC340. Until this EN is published by CEN, as well as for the case of isolators whose Prototype tests are not fully covered by this latter EN, the requirements given in Informative Annex K of the present standard may be used.

NOTE 2: Regarding simple low-damping elastomeric bearings in accordance with 7.5.2.3.3(4), (5) and (6) and lubricated PTFE (polytetrafluorethylene) flat sliding bearings used in accordance with 7.5.2.3.5(5) see references above as well as 7.5.2.4 (5), (6) and (7).

### 7.5.2.2 Stiffness in vertical direction

(1)P The isolator units that carry vertical loads shall be sufficiently stiff in the vertical direction.

(2) The requirement in (1)P is deemed to be satisfied if the horizontal displacement at the centre of mass of the superstructure, due to the vertical flexibility of the isolator units, is less than 5% of the design displacement  $d_{cd}$ . This condition need not be checked

не вимагає перевірки в тому випадку, якщо що ковзають або прості слабоамортизуючі еластомерні опорні частини використовуються як елементи вертикального навантаження, що несуть, на поверхні розділу системи ізоляції.

if sliding or simple low-damping elastomeric bearings are used as vertical load carrying elements at the isolation interface.

**7.5.2.3 Розрахункові характеристики в горизонтальному напрямленні**

**7.5.2.3 Design properties in horizontal directions**

**7.5.2.3.1 Загальні положення**

**7.5.2.3.1 General**

(1) Розрахункові характеристики ізоляторів залежать від їх характеристик, які можуть бути унікальними або комбінованими згідно підпараграфам від 7.5.2.3.2 до 7.5.2.3.5.

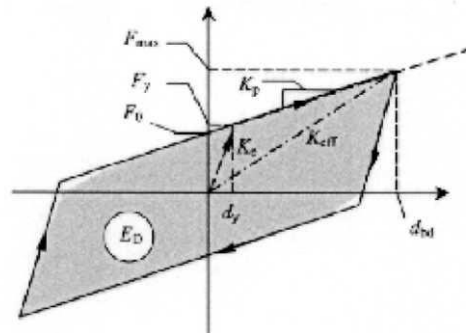
(1) The design properties of the isolators depend on their behaviour, which may be one or a combination of those described in subclauses 7.5.2.3.2 to 7.5.2.3.5.

**7.5.2.3.2 Гістерезисний режим**

**7.5.2.3.2 Hysteretic behaviour**

(1) Залежність «сила-переміщення» ізолятора в горизонтальному напрямі можна апроксимувати через білінійну залежність, як показано на рисунку 7.1, для ізолятора і (індекс і опущений).

(1) The force-displacement relationship of the isolator unit in the horizontal direction may be approximated by a bi-linear relationship, as shown in Figure 7.1, for an isolator unit i (index i is omitted).



**Рисунок 7.1:** Білінійна апроксимація гістерезисного режиму «сила-переміщення»

**Figure 7.1:** Bilinear approximation of hysteretic force-displacement behaviour

(2) Нижче приведені параметри білінійної апроксимації:

(2) The parameters of the bi-linear approximation are the following:

- $d_y$  переміщення текучості
- $d_{bd}$  розрахункове переміщення ізолятора, відповідне розрахунковому переміщенню
- $d_{cd}$  сейсмоізоляційної системи
- $E_D$  розсіяна енергія за один цикл при розрахунковій деформації
- $d_{bd}$ , рівному площі, обмеженою фактичною петлею гістерезису  $= 4(F_y d_{bd} - F_{max} d_y)$
- $F_y$  сила текучості від рівномірного навантаження
- $F_0$  сила при нульовому переміщенні під впливом циклічного навантаження  $= F_y - K_p d_y$
- $F_{max}$  максимальна сила, відповідна розрахунковому переміщенню  $d_{bd}$
- $K_e$  пружна жорсткість при рівномірному

- $d_y$  yield displacement
- $d_{bd}$  design displacement of the isolator corresponding to the design displacement  $d_{cd}$  of the isolating system
- $E_D$  dissipated energy per cycle at the design displacement
- $d_{bd}$ , equal to the area enclosed by the actual hysteresis loop  $= 4(F_y d_{bd} - F_{max} d_y)$
- $F_y$  yield force under monotonic loading
- $F_0$  force at zero displacement under cyclic loading  $= F_y - K_p d_y$
- $F_{max}$  maximum force, corresponding to the design displacement  $d_{bd}$
- $K_e$  elastic stiffness at monotonic loading  $= F_y/d_y$ ,

навантаженні  $= F_y/d_y$ , рівна також розвантажувальній жорсткості при циклічному вантаженні

$K_p$  жорсткість за межами пружності  
 $= (F_{\max} - F_y)/(d_{bd} - d_y)$ .

### 7.5.2.3.3 Робота еластомерних опорних частин

(1) Еластомерні опори в рамках справжнього стандарту є складовими резино-металевих опорних частин, тобто вони складаються з гумових шарів, армованих сталевими пластинами. У плані ступеня амортизації, вони можуть бути слабоамортизуючими і високоамортизуючими опорними частинами.

(2) Слабоамортизуючі еластомерні опорні частини - це опорні частини, чий еквівалентний коефіцієнт в'язкого загасання  $\xi$  складає менше 0,06. Такі опорні частини при циклічному вантаженні працюють в гістерезисному режимі з дуже вузькою петлею. Їх роботу необхідно апроксимувати через роботу лінійного пружного елемента з еквівалентною пружною жорсткістю в горизонтальному напрямі, рівною  $G_b A_b / t_e$ ,

де  
 $G_b$  модуль зрушення еластомера (див. 7.5.2.4(5))

$A_b$  корисна площа в горизонтальному напрямі,  
 $t_e$  загальна товщина еластомера.

(3) Високоамортизуючі еластомерні опорні частини працюють із значними за площею петлями гістерезису, відповідні еквівалентному коефіцієнту в'язкого загасання  $\xi$  в межах 0,10 і 0,20. Їх роботу необхідно розглядати як лінійний гістерезисний режим.

(4) З погляду випробувань на перевірку сейсмостійкості, еластомерні опорні частини класифікуються в даній частині як слабоамортизуючі і спеціальні еластомерні опорні частини.

(5) Слабоамортизуючі опорні частини, відповідні EN 1337-3:2005, визначаються як прості слабоамортизуючі еластомерні опорні.

(6) Прості слабоамортизуючі еластомерні опорні частини можуть використовуватися як ізолятори, не піддававшись при цьому

equal also to the unloading stiffness in cyclic loading;

$K_p$  post-elastic (tangent) stiffness  
 $= (F_{\max} - F_y)/(d_{bd} - d_y)$ .

### 7.5.2.3.3 Behaviour of elastomeric bearings

(1) Elastomeric bearings considered in this Part are laminated rubber bearings consisting of rubber layers reinforced by integrally bonded steel plates. With regard to damping, elastomeric bearings are distinguished in low-damping and high-damping bearings.

(2) Low-damping elastomeric bearings are those with an equivalent viscous damping ratio  $\xi$  less than 0,06. Such bearings have a cyclic behaviour similar to hysteretic behaviour with very slender hysteresis loops. Their behaviour should be approximated by that of a linear elastic member with equivalent elastic stiffness in the horizontal direction equal to  $G_b A_b / t_e$

where  
 $G_b$  is the shear modulus of the elastomer (see 7.5.2.4(5)),  
 $A_b$  its effective horizontal area and  
 $t_e$  is the total thickness of the elastomer.

(3) High-damping elastomeric bearings exhibit substantial hysteresis loops, corresponding to an equivalent viscous damping ratio  $\xi$  usually between 0,10 and 0,20. Their behaviour should be considered as linear hysteretic.

(4) From the point of view of required special tests for seismic performance, elastomeric bearings are distinguished in this part as simple low-damping and special elastomeric bearings.

(5) Low-damping bearings conforming to EN 1337-3:2005 are defined as simple low-damping elastomeric bearings.

(6) Simple low-damping elastomeric bearings may be used as isolators, without being subjected to special tests for seismic performance.

спеціальним випробуванням на предмет перевірки їх сейсмостійкості.

(7) Спеціальні еластомерні опори - це високоамортизуючі еластомерні опорні частини, що пройшли спеціальні випробування відповідно до вимог EN pr15129:200X (антисейсмічні пристрої).

(8) Проектні характеристики еластомерних опорних частин, що розглядаються в справжньому розділі, мають бути розраховані на стискування із зрушенням і на розтягування із зрушенням.

ПРИМІТКА за стислі вважаються еластомерні опори, що піддалися (перед випробуванням) дії одного або декількох циклів сильної деформації зрушення. Стислі опорні частини демонструють значне зниження зсувної жорсткості в подальших циклах. Проте через деякий час (через декілька місяців) відбувається відновлення початкової зсувної жорсткості. Даний ефект виділяється у високоамортизуючих опорних частинах з низьким модулем зрушення, і повинен враховуватися за допомогою використання відповідного діапазону розрахункових параметрів (див. **K.2.1** і **K.2.3.3 R4**).

(9) Свинцево-гумові опори (LRB) складаються із слабоамортизуючих опорних частин з циліндровим свинцевим сердечником. Завдяки текучості свинцевого сердечника, дані пристрої демонструють гістерезисну поведінку, яку можна представити у вигляді білінійної апроксимації, показано на рисунку 7.1, з наступними параметрами:

- Пружна жорсткість:

$$K_e = K_L + K_R$$

де  $K_R$  і  $K_L$  представляють жорсткість еластомерних і свинцевих частин пристрої на зрушення, відповідно

Жорсткість за межами пружності:

$$K_p = K_R$$

Сила текучості:

$$F_y = F_{Ly} (1 + K_R/K_L)$$

де

(7) Special elastomeric bearings are high damping elastomeric bearings specially tested in accordance with the requirements of EN pr15129:200X (Antiseismic Devices).

(8) The design properties of elastomeric bearings used in this Section should cover both the unscragged and the scragged conditions of the bearings.

NOTE Scragging is exhibited by elastomeric bearings if they have been previously (i.e. before testing) subjected to one or more cycles of high shear deformation. Scragged bearings show a significant drop of the shear stiffness in subsequent cycles. It appears however that the original (virgin) shear stiffness of the bearings is practically recovered after a certain time (a few months). This effect is prominent mainly in high damping and in low shear modulus bearings and should be accounted for by using an appropriate range of design parameters (see **K.2.1** and **K.2.3.3 R4**).

(9) Lead Rubber Bearings (LRB) consist of low-damping elastomeric bearings with a cylindrical lead core. Yielding of the lead core provides such devices with substantial hysteretic behaviour. This hysteretic behaviour may be represented by the bilinear approximation shown in Figure 7.1 with the following parameters:

- Elastic stiffness:

where  $K_R$  and  $K_L$  are the shear stiffnesses of the elastomeric and lead parts of the device, respectively;

- Post-elastic stiffness:

Yield force:

where

$F_{LY}$  сила текучості свинцевого сердечника.

$F_{LY}$  is the yield force of the lead core.

ПРИМІТКА 1 якщо  $K_R \ll K_L$ , тоді  $K_e \equiv K_L$  і  $F_y \equiv F_{LY}$

NOTE 1: When  $K_R \ll K_L$ , then  $K_e \equiv K_L$  and  $F_y \equiv F_{LY}$

ПРИМІТКА 2 свинцево-гумові опори повинні відповідати вимогам EN pr15129:200X: антисейсмічні пристрої.

NOTE 2: LRBs should be in accordance with EN pr15129:200X: Antiseismic Devices.

#### 7.5.2.3.4 Рідинні в'язкі амортизатори

#### 7.5.2.3.4 Fluid viscous dampers

(1) Реакція рідинних в'язких демпферів пропорційна  $v^{ab}$ , де

(1) The reaction of fluid viscous dampers is proportional to  $v^{ab}$ , where

$$v = db = \frac{d}{dt}(d_b) -$$

швидкість переміщення.

is the velocity of motion.

Оскільки дана реакція дорівнює нулю при максимальному переміщенні  $d_{max} = d_{bd}$ , вона не вносить якого-небудь внеску до фактичної жорсткості сейсмоізоляційної системи. Залежність переміщення від сили рідинного в'язкого амортизатора показана на рисунку 7.2 (для синусоїдального руху) відповідно до значення експоненти  $a_b$ .

This reaction is zero at the maximum  $d_{max} = d_{bd}$  displacement and therefore does not contribute to the effective stiffness of the isolating system. The force-displacement relationship of a fluid viscous damper is shown in Figure 7.2 (for sinusoidal motion), depending on the value of the exponent  $a_b$

$$db = dbd \sin(\omega t), \text{ with } \omega = 2\pi/T_{eff}$$

$$F = Cvab = F_{max}(\cos(\omega t))^{ab}$$

$$F_{max} = C(dbd\omega)^{ab}$$

$$E_D = \lambda(ab) F_{max} dbd$$

$$\lambda(ab) = 2^{2+ab} \frac{\Gamma^2(1+0.5a_b)}{\Gamma(2+a_b)}$$

$\Gamma(\ ) = \text{gamma function}$

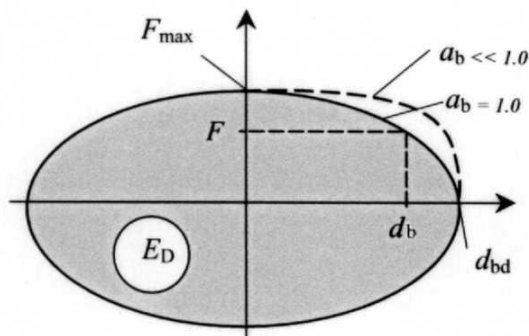


Рисунок 7.2: Режим «в'язкостна сила-переміщення»

Figure 7.2: Viscous force-displacement behaviour

**ПРИМІТКА** Для деяких в'язких пристроїв (рідинних амортизаторів) з низькими значеннями  $a_b$ , потрібна послідовна комбінація з в'язкостного елемента з лінійною пружиною (рідини, що відображає стисливість) для того, щоб залежність «сила-переміщення» відповідала з результатом випробувань для  $E_D$ . Проте це робить незначний вплив на енергію ( $E_D$ ), що розсіюється пристроєм.

**NOTE:** In certain cases of viscous devices (fluid dampers) with low  $a_b$ -values, combination of the viscous element with a linear spring in series (reflecting the fluid compressibility) is necessary to give satisfactory agreement of the force-velocity relationship with test results for  $E_D$ . However this has only minor influence on the energy ( $E_D$ ) dissipated by the device.

### 7.5.2.3.5 Фрикційний режим

(1) Ковзаючі пристрої з плоскою поверхнею ковзання обмежують силу, передавану на верхню будову до рівня:

$$F_{\max} = \mu_d N_{sd} \text{sign}(* d_b) \quad (7.1)$$

де:

$\mu_d$ - динамічний коефіцієнт тертя;  
 $N_{sd}$ - нормальна сила, передавана через пристрій;  
 знак (\*  $d_b$ ) - знак вектора швидкості \*  $d_b$ ;  
 $d_b$ - відносне переміщення двох поверхонь ковзання.

### 7.5.2.3.5 Friction behaviour

(1) Sliding devices with a flat sliding surface limit the force transmitted to the superstructure to:

where:

$\mu_d$  is the dynamic friction coefficient  
 $N_{sd}$  is the normal force through the device, and  
 sign(\*  $d_b$ ) is the sign of the velocity vector \*  $d_b$   
 $d_b$  is the relative displacement of the two sliding surfaces

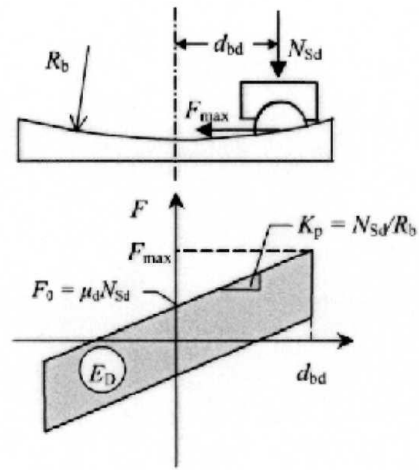
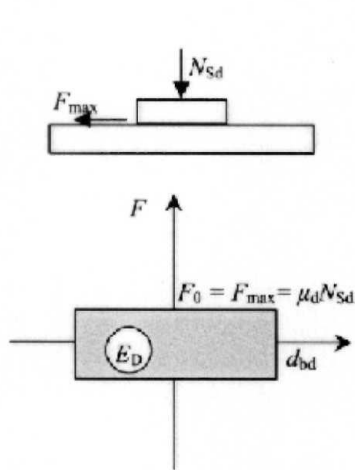
Проте такі пристрої можуть привести до значних переміщень від постійних навантажень. Тому вони повинні використовуватися разом з іншими пристроями, що забезпечують відновлення їх початкових властивостей (див. 7.7.1).

Such devices however can result in substantial permanent displacements. Therefore they should be used in combination with devices providing adequate restoring capability (see 7.7.1).

(2) Ковзаючі пристрої з сферичною поверхнею ковзання з радіусом  $R_b$  забезпечують відновну силу при переміщенні  $d_b$ , рівну  $N_{sd} d_b / R_b$ . Нижче приводиться співвідношення сили до переміщення для такого пристрою:

(2) Sliding devices with a spherical sliding surface of radius  $R_b$  provide a restoring force at displacement  $d_b$  equal to  $N_{sd} d_b / R_b$ . For such a device the force displacement relationship is:

$$F_{\max} = \frac{N_{sd}}{R_b} d_{bd} + \mu_d N_{sd} \text{sign} ( d_{bd} ) \quad (7.2)$$



**Рисунок 7.3:** Режим «сила тертя-переміщення»

**Figure 7.3:** Friction force-displacement behaviour

ПРИМІТКА Вираз (7.2) дає достатнє наближення, якщо  $d_b/R_b < 0,25$ .

NOTE Expression (7.2) offers sufficient approximation when  $d_b/R_b < 0,25$ .

(3) У обох випадках енергія, розсіяна за цикл  $E_D$  (см.рисунок 7.3) при розрахунковому переміщенні  $d_{bd}$ , дорівнює:

(3) In both the above cases the energy dissipated per cycle  $E_D$  (see Figure 7.3) at the design displacement  $d_{bd}$  amounts to:

$$E_D = 4\mu_d N_{sd} d_{bd} \quad (7.3)$$

(4) Динамічний коефіцієнт тертя  $\mu_d$  залежить, в основному, від:

(4) The dynamic friction coefficient  $\mu_d$  depends mainly on:

- складу поверхонь ковзання;
- використання або не використання мастила;
- опорного тиску на поверхню ковзання від розрахункової сейсмічної дії;
- швидкості ковзання.  $\mu_d$  повинен визначатися за допомогою відповідних випробувань.

- the composition of the sliding surfaces;
- the use or not of lubrication;
- the bearing pressure on the sliding surface in the seismic design situation;
- the velocity of sliding and should be determined by appropriate tests.

ПРИМІТКА Інформація про проведення випробувань для визначення динамічного коефіцієнта тертя приводиться в довідковому додатку К. Для чистого РТФЕ, що ковзає по відполірованій поверхні з неіржавіючої сталі, динамічний коефіцієнт тертя може бути доволно низьким ( $\leq 0,01$ ) в діапазоні швидкостей, відповідних сейсмічному переміщенню, а також в звичайному діапазоні опорного тиску, що впливає на поверхню ковзання від розрахункової сейсмічної дії.

NOTE: Information on tests that may be used for the determination of the dynamic friction coefficient is given in Informative Annex K. It should be noted that for lubricated pure virgin PTFE that slides on polished stainless steel surface, the dynamic friction coefficient may be quite low ( $\leq 0,01$ ) at the range of velocities corresponding to seismic motions and under the usual range of bearing pressures on the sliding surface in the seismic design situation.

(5) Якщо оцінка еквівалентного загасання сейсмоізоляційної системи виконана без урахування внесків даних елементів, ковзаючі опорні частини з змащеною плоскою поверхнею ковзання РТФЕ, що забезпечує ковзання в обох горизонтальних напрямках згідно EN 1337-2:2000, і еластомерні опори со

(5) Provided that the equivalent damping of the isolating system is assessed ignoring any contribution from these elements, sliding bearings with a lubricated PTFE flat sliding surface allowing sliding in both horizontal directions in accordance with EN 1337-2:2000 and elastomeric bearings with sliding lubricated PTFE elements allowing sliding in



змащеними елементами ковзання PTFE, що забезпечують ковзання в одному горизонтальному положенні, а в іншому функціонуючи як слабо-амортизуючі еластомерні опори згідно EN 1337-2:2000 і EN 1337-3:2005, не підлягають спеціальним випробуванням на перевірку їх сейсмостійкості.

#### 7.5.2.4 Мінливість характеристик ізоляторів

(1)P Номінальні розрахункові характеристики (DP) ізоляторів повинні підтверджуватися згідно prEN15129:200X: антисейсмічні пристрої мають бути включені в ЕТА, за винятком спеціальних випадків використання простих слабо-амортизуючих еластомерних опорних частин згідно 7.5.2.3.3(5) і 7.5.2.3.3(6), а також ковзаючих опор згідно 7.5.2.3.5(5), для яких застосовуються вимоги параграфів (4), (5) і (6) нижче.

ПРИМІТКА Див. також примітка 7.5.2.1(1)P.

(2)P Номінальні характеристики ізоляторів і сейсмоізоляційних систем змінюються в результаті старіння, дії температури, забруднення і зносу. Такі зміни необхідно враховувати відповідно до додатку J за допомогою використання двох наступних груп розрахункових характеристик сейсмоізоляційних системи:

- Верхні граничні значення розрахункових характеристик (UBDP)
- Нижні граничні значення розрахункових характеристик (LBDP)

(3)P Незалежно від методу розрахунку зазвичай проводяться два розрахунки: один з використанням груп верхніх граничних значень розрахункових характеристик з утворенням максимальних сил в опорах і пролітній будові і інший, з використанням набору нижніх граничних значень розрахункових характеристик з максимальними переміщеннями сейсмоізоляційної системи і пролітної будови.

(4) Багаторежимний спектральний розрахунок або розрахунок динамічних змін можна провести на основі групи номінальних розрахункових характеристик тільки в тому випадку, якщо

one horizontal direction, while in the other direction they behave as simple low damping elastomeric bearings, in accordance with EN 1337-2:2000 and EN 13373:2005, are not subject to special tests for seismic performance.

#### 7.5.2.4 Variability of properties of the isolator units

(1)P The nominal design properties (DP) of isolator units shall be validated in general in accordance with prEN15129:200X: Antiseismic Devices or be included in a ETA, with the exception of the special cases of simple low damping elastomeric bearings in accordance with 7.5.2.3.3(5) and 7.5.2.3.3(6), and of sliding bearings in accordance with 7.5.2.3.5(5), for which (4), (5) and (6) below apply.

NOTE See also Note under 7.5.2.1(1)P.

(2)P The nominal properties of the isolator units, and hence those of the isolating system, may be affected by ageing, temperature, loading history (scragging), contamination, and cumulative travel (wear). This variability shall be accounted for in accordance with Annex J, by using the following two sets of design properties of the isolating system, properly established:

- Upper bound design properties (UBDP), and
- Lower bound design properties (LBDP).

(3)P In general and independently of the method of analysis, two analyses shall be performed: one using the UBDPs and leading to the maximum forces in the substructure and the deck, and another using the LBDPs and leading to the maximum displacements of the isolating system and the deck.

(4) Multi-mode spectrum analysis or Time-history analysis may be performed on the basis of the set of the nominal design properties, only if the design displacements  $d_{cd}$ , resulting from a

розрахункові переміщення  $d_{cd}$ , узяті з розрахунку головного типу коливань згідно **7.5.4** на підставі верхніх і нижніх граничних значень розрахункових характеристик, не відрізняються від переміщень, відповідних розрахунковим характеристикам, більш, ніж на  $\pm 15\%$ .

(5) Номінальні розрахункові характеристики простих слабоамортизуючих опорних частин згідно **7.5.2.3.3(5)** і (6) можна визначити таким чином:

де:

- Модуль зрушення в  $G_B = 1,1 G_G$  згідно EN 1337-3:2005.

Еквівалентне в'язке загасання

$$\zeta_{\text{eff}} = 0,05$$

(6) Зміна розрахункових характеристик простих слабоамортизуючих еластомерних опорних частин, викликане старінням і температурним впливом, може бути обмежено до значення  $G_b$  і представлено таким чином:

- Нижні граничні значення розрахункових характеристик:  $G_{b,\text{min}} = G_b$

- Верхні граничні значення розрахункових характеристик залежать від мінімальної температури опорних частин при розрахунковій сейсмічній дії  $T_{\text{min},b}$  (см. чМ(2)) таким чином:

- якщо  $T_{\text{min},b} \geq 0^\circ\text{C}$ , тоді  $G_{b,\text{max}} = G_b$

- якщо  $T_{\text{min},b} < 0^\circ\text{C}$ , тоді значення втаж повинно відповідати  $T_{\text{min},b}$ .

ПРИМІТКА Якщо результати відповідних випробувань відсутні, значення  $G_{b,\text{max}}$ , представлено як верхнє граничне значення розрахункових характеристик, може бути відкоректоване відносно температурної дії відповідно до значень  $K_p$ , відповідними величині  $K_p$ , вказаній в таблиці  $K_p$ .

(7) Значення параметрів тертя елементів ковзання, чия участь в розсіянні енергії ігнорується згідно **7.5.2.3.5(5)**, приймається згідно EN 1337-2:2000.

**7.5.3 Умови застосування методів розрахунку**

Fundamental mode analysis, in accordance with **7.5.4**, based on UBDPs and LBDPs, do not differ from that corresponding to the design properties by more than  $\pm 15\%$ .

(5) The nominal design properties of simple low-damping elastomeric bearings in accordance with **7.5.2.3.3(5)** and (6), may be assumed as follows:

- Shear modulus  $G_B = 1,1 G_G$  where  $G_g$  is the value of the "apparent conventional shear modulus" in accordance with EN 1337-3:2005;

Equivalent viscous damping

(7) The variability of the design properties of simple low-damping elastomeric bearings, due to ageing and temperature, may be limited to the value of  $G_b$  and assumed as follows:

- LBDPs  $G_{b,\text{min}} = G_b$

- UBDPs depend on the "minimum bearing temperature for seismic design"  $T_{\text{min},b}$  (see J.1(2)) as follows:

- when  $T_{\text{min},b} \geq 0^\circ\text{C}$   $G_{b,\text{max}} = G_b$

- when  $T_{\text{min},b} < 0^\circ\text{C}$

the value of  $G_{\text{max}}$  should correspond to  $T_{\text{min},b}$ .

NOTE: In the absence of relevant test results the  $G_{b,\text{max}}$  value given as UBDPs may be adjusted regarding temperature in accordance with the  $A_{\text{max}}$  values corresponding to  $K_p$  specified in Table  $K_p$ .

(8) Values of friction parameters of the sliding elements whose contribution in the energy dissipation is ignored in accordance with **7.5.2.3.5(5)**, should be taken in accordance with EN 1337-2:2000.

**7.5.3 Conditions for application of analysis methods**

(1)Р Спектральний метод головного типу коливань застосовується у разі виконання всіх наступних умов:

a. Відстань моста до найближчого відомого сейсмічного активного джерела перевищує 10 км.

b. Грунт майданчика моста відповідає одному з типів ґрунту А, В, С або Е согласно EN 1998-1:2004, **3.1.1**.

c.Робочий коефіцієнт загасання не перевищує 0,30.

(2)Р Багаторежимний спектральний розрахунок може застосовуватися, якщо виконуються дві умови b і з параграфа (1)Р.

(3) Нелінійний розрахунок динаміки змін може застосовуватися для розрахунку будь-якого моста.

#### 7.5.4 Спектральний розрахунок по головним формам коливань

(1) У всіх випадках повинна використовуватися модель жорсткої пролітної будови (див. **4.2.2.3**).

(2)Р Поперечна сила, передавана через поверхню розділу системи ізоляції в кожному головному напрямі, повинна визначатися, приймаючи верхню будову як систему з однією мірою свободи і використовуючи:

фактичну жорсткість сейсмоізоляційної системи,  $K_{eff}$

фактичне демпфування сейсмоізоляційної системи  $\xi_{eff}$

масу верхньої будови,  $M_d$

- спектральне прискорення  $S_e(T_{eff}, \eta_{eff})$ (див. EN 1998-1:2004, **3.2.2.2**), відповідне ефективному періоду,  $T_{eff}$ , при  $\eta_{eff} = \eta(t_{eff})$

Значення даних параметрів повинні визначатися таким чином:

- фактична жорсткість

$$K_{eff} = \sum K_{eff,i}$$

(1)P The Fundamental mode spectrum analysis may be applied if all of the following conditions are met:

a. The distance of the bridge site to the nearest known seismically active fault exceeds 10 km.

b. The ground conditions of the site correspond to one of the ground types A, B, C or E of EN 1998-1:2004, **3.1.1**.

c. The effective damping ratio does not exceed 0,30.

(2)P Multi-mode Spectrum Analysis may be applied if both conditions b and c of (1)P are met.

(3) Time-history non-linear analysis may be applied for the design of any isolated bridge.

#### 7.5.4 Fundamental mode spectrum analysis

(1) The rigid deck model (see **4.2.2.3**) should be used in all cases.

(2)P The shear force transferred through the isolating interface in each principal direction shall be determined considering the superstructure as a single-degree-of-freedom system and using:

the effective stiffness of the isolation system,  $K_{eff}$

the effective damping of the isolation system,  $\xi_{eff}$

the mass of the superstructure,  $M_d$

the spectral acceleration  $S_e(T_{eff}, \eta_{eff})$  (see EN 1998-1:2004, **3.2.2.2**) corresponding to the effective period,  $T_{eff}$ , with  $\eta_{eff} = \eta(t_{eff})$

The values of these parameters should be determined as follows:

- Effective stiffness

$$(7.4)$$

де:

$K_{eff}$ - складена жорсткість ізолятора і відповідної нижньої будови (опори) і  
- фактичне демпфування

where

$K_{eff,i}$  is the composite stiffness of the isolator unit and the corresponding substructure (pier) i.  
- Effective damping

$$\xi_{eff} = \frac{1}{2\pi} \left[ \frac{\sum E_{D,i}}{K_{eff} d_{cd}^2} \right] \quad (7.5)$$

де:

$\sum E_{D,i}$  - сума розсіяних енергій всіх ізоляторів і у повному циклі деформацій при розрахунковому переміщенні  $d_{cd}$ .  
- фактичний період

where:

$\sum E_{D,i}$  is the sum of dissipated energies of all isolators i in a full deformation cycle at the design displacement  $d_{cd}$ .  
Effective Period

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{M_d}{K_{eff}}} \quad (7.6)$$

(3) Это приводит к получению результатов, показанных в таблице 7.1 и на рисунке 7.4.

(3) This leads to the results shown in Table 7.1 and Figure 7.4.

**Таблица 7.1 - Спектральне прискорення  $S_e$  и расчетное перемещение  $d_{cd}$**

**Table 7.1: Spectral acceleration  $S_e$  and design displacement  $d_{cd}$**

$T_{eff}$	$S_e$	$d_{cd}$
$T_C \leq T_{eff} < T_D$	$2.5 \frac{T_c}{T_{eff}} \eta_{eff} a_g S$	$\frac{T_{eff}}{T_C} d_c$
$T_D \leq T_{eff} \leq 4 \text{ s}$	$2.5 \frac{T_C T_D}{T_{eff}^2} S \eta_{eff} a_g$	$\frac{T_D}{T_C} d_c$

$$a_g = \gamma I a_{g,R} \quad (7.7)$$

$$d_C = \frac{0.625}{\pi^2} a_g S \eta_{eff} T_C \quad (7.8)$$

Значення  $\eta_{eff}$  можна узяти з виразу:

The value of  $\eta_{eff}$  should be taken from the expression:

$$\eta_{eff} = \sqrt{\frac{0.10}{0.05 + \xi_{eff}}} \quad (7.9)$$

Максимальна поперечна сила

Maximum shear force

$$V_d = M_d S_e = K_{eff} d_{cd} \quad (7.10)$$

де:

where:

$S$ ,  $T_C$  і  $T_D$  параметри розрахункового спектру

$S$ ,  $T_C$  and  $T_D$  are parameters of the design spectrum

залежно від типу ґрунту згідно **7.4.1(1)P** і EN 1998-1:2004, **3.2.2.2**;

$a_g$  розрахункове прискорення ґрунту для ґрунту типу А згідно категорії важливості моста

$y_i$  коефіцієнт важності моста

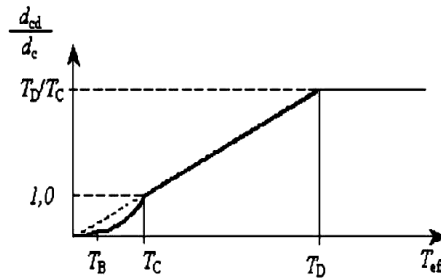
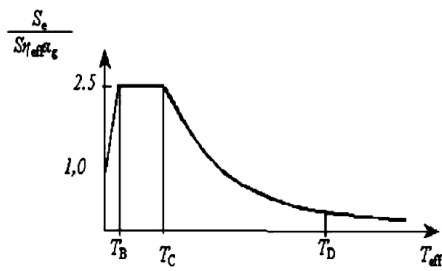
$a_{g,R}$  початкове розрахункове прискорення ґрунту (відповідне контрольному періоду повторення)

depending on the ground type, in accordance with **7.4.1(1)P** and EN 1998-1:2004, **3.2.2.2**;

$a_g$  is the design ground acceleration on type A ground corresponding to the importance category of the bridge;

$y_i$  is the importance factor of the bridge; and

$a_{g,R}$  is the reference design ground acceleration (corresponding to the reference return period).



**Рисунок 7.4:** Спектр прискорень та переміщень

**Figure 7.4:** Acceleration and displacement spectra

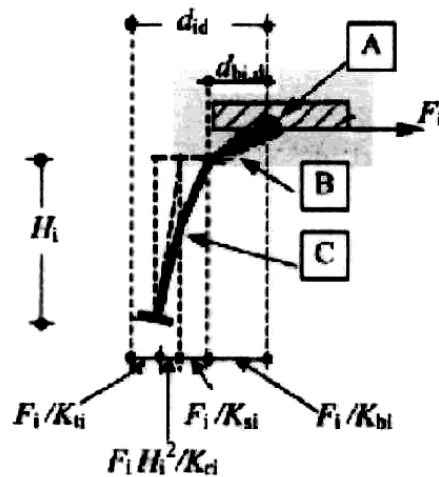
**ПРИМІТКА 1** Спектр пружною реакції в EN 1998-1:2004, **3.2.2.2 (1)P** застосовується до періодів 4 с. Для значень  $T_{eff}$ , що перевищують 4 с, може використовуватися спектр реакції пружних переміщень в EN 1998-1:2004, додаток **A**, а спектр реакції пружних прискорень може виводитися зі спектру реакції пружних переміщень за допомогою перетворення виразу (3,7) в EN 1998-1:2004. Тим не менш, мости  $T_{eff} > 4$  з заслуговують спеціальної уваги з урахуванням їх низької жорсткості опору будь-якому горизонтальному впливу.

**NOTE 1:** The elastic response spectrum in EN 1998-1:2004, **3.2.2.2(1)P** applies up to periods of 4 s. For values of  $T_{eff}$  longer than 4 s the elastic displacement response spectrum in EN 1998-1:2004, Annex **A** may be used and the elastic acceleration response spectrum may be derived from the elastic displacement response spectrum by inverting expression (3.7) in EN 1998-1:2004. Nonetheless, isolated bridges with  $T_{eff} > 4$  s deserve special attention, due to their inherently low stiffness against any horizontal action.

**ПРИМІТКА 2** Для опори з висотою  $H_i$  і жорсткістю на зсув  $K_{si}$  (кН/м), підтримуваною основою з жорсткістю на зсув  $K_{ti}$  (кН/м), крутильної жорсткістю  $K_{fi}$  (кН/м) і несучого ізолятора і з жорсткістю  $K_{bi}$  (кН/м), складова жорсткість  $K_{eff,i}$  дорівнює (див. малюнок 7.5N):

**NOTE 2:** For a pier of height  $H_i$  with a displacement stiffness  $K_{si}$  (kN/m), supported by a foundation with translation stiffness  $K_{ti}$  (kN/m), rotation stiffness  $K_{fi}$  (kNm/rad), and carrying isolator unit  $i$  with effective stiffness  $K_{bi}$  (kN/m), the composite stiffness  $K_{eff,i}$  is (see Figure 7.5N):

$$\frac{1}{K_{eff,i}} = \frac{1}{K_{bi}} + \frac{1}{K_{ti}} + \frac{1}{K_{si}} + \frac{H_i^2}{K_{fi}} \quad 7.11N$$



A - прольотна будівля  
 B - ізолятор і  
 C - опора і

A - Superstructure  
 B - Isolator i  
 C - Pier i

**Рисунок 7.5N** : Складова жорсткість опори і ізолятора і.

**Figure 7.5N**: Composite stiffness of pier and isolator i

Гнучкість ізолятора і його відносне переміщення

The flexibility of the isolator and its relative displacement

$$d_{bi} = \frac{F_i}{K_{bi}}$$

зазвичай набагато перевищує аналогічні параметри інших компонентів переміщення прогонової будови. З цієї причини ефективне демпфування системи залежить тільки від суми розсіяних енергій ізоляторів,  $\Sigma E_{Di}$ , а відносне переміщення ізолятора практично дорівнює переміщенню верхньої будови в даній точці

typically is much larger than the other components of the superstructure displacement. For this reason the effective damping of the system depends only on the sum of dissipated energies of the isolators,  $\Sigma E_{Di}$ , and Key the relative displacement of the isolator is practically equal to the displacement of the superstructure at this point

$$d_{bi}/d_{id} = K_{eff}/K_{bi} = 1$$

(4) У нелінійних системах,  $K_{eff}$  і  $\zeta_{eff}$  залежать від розрахункового переміщення  $d_{cd}$  (див.  $d_{bd}$  на рисунок 7.1). Для обмеження відхилень між прогнозованими і розрахованими значеннями до  $\pm 5\%$ , необхідно провести послідовні апроксимації.

(4) In essentially non-linear systems,  $K_{eff}$  and  $\zeta_{eff}$  depend on the design displacement  $d_{cd}$  (see  $d_{bd}$  in Figure 7.1). Successive approximations of  $d_{cd}$  should be performed to limit deviations between the assumed and calculated values within  $\pm 5\%$ .

(5) Щоб визначити ефект сейсмічної дії на сейсмоізоляційну систему і опори в головному поперечному напрямі (наприклад, напрямі у), необхідно визначити вплив проектного ексцентриситету в подовжньому напрямі  $e_x$  (між центром жорсткості і центром маси пролітної будови) на переміщення пролітної будови  $d_{id}$  щодо опори /:

(5) For the determination of the seismic action effects on the isolating system and the substructures in the principal transverse direction (let's say direction), the influence of plan eccentricity in the longitudinal direction  $e_x$  (between the effective stiffness centre and the centre of mass of the deck) on the superstructure displacement  $d_{id}$  over pier i, should be evaluated as follows:

$$d_{id} = \delta_i d_{cd} \quad (7.12)$$

$$\delta_i = 1 + \frac{e_x}{r r_x} x_i \quad (7.13)$$

$$r_x^2 = \frac{\sum (x_i^2 K_{y_i} + y_i^2 K_{x_i})}{\sum K_{y_i}} \quad (7.14)$$

де:

$e_x$  ексцентриситет в подовжньому напрямі;  
 $r$  радіус обертання пролітної будови навколо вертикальної осі через центр маси;  
 $x_i$  і  $y_i$  координати опори / щодо центру жорсткості;  
 $K_{y_i}$  і  $K_{x_i}$  складена жорсткість ізолятора і опори і у напрямках у і x, відповідно.

ПРИМІТКА прямолінійних мостах, як правило,  $y_i \ll x_i$ . У таких випадках елемент  $y_i^2 K_{x_i}$  у виразі (7.14) може бути опущений.

(6)Р Параграф 4.2.1.4(2) повинен застосовуватися для поєднання компонентів сейсмічної дії.

### 7.5.5 Спектральний розрахунок з урахуванням вищих форм коливань

(1)Р При моделюванні сейсмоізоляційної системи необхідно враховувати наступне:

- просторовий розподіл ізоляторів і відносний перекидаючий момент;
- зрушення в обох горизонтальних напрямках і обертання навколо вертикальної осі пролітної будови.

(2)Р При моделювання пролітної будови необхідно враховувати його деформацію в плані. Ексцентриситет випадкової маси може не враховуватися.

(3) При моделювання опори необхідно враховувати розподіл їх жорсткостей і, принаймні, крутильну жорсткість фундаменту. Якщо опора має істотну масу і висоту або він занурений у воду, необхідно точно змоделювати розподіл його маси.

where:

$e_x$  is the eccentricity in the longitudinal direction;  
 $r$  is the radius of gyration of the deck mass about the vertical axis through its centre of mass;  
 $x_i$  and  $y_i$  are the coordinates of pier i relative to the effective stiffness center;  
 $K_{y_i}$  and  $K_{x_i}$  are the effective composite stiffnesses of isolator unit and pier i, in the y and x directions, respectively.

NOTE: In straight bridges usually  $y_i \ll x_i$ . In such cases the term  $y_i^2 K_{x_i}$  in expression (7.14) may be omitted.

(6)P Subclause 4.2.1.4(2) shall be applied for the combination of components of the seismic action.

### 7.5.5 Multi-mode Spectrum Analysis

(1)P The modelling of the isolating system shall reflect with sufficient accuracy:

- the spatial distribution of the isolator units and the relevant overturning effects, and
- the translation in both horizontal directions and the rotation about the vertical axis of the superstructure.

(2)P The modelling of the superstructure shall reflect with sufficient accuracy its deformation in plan. Accidental mass eccentricity need not be considered.

(3) The modelling of the substructures should reflect with sufficient accuracy the distribution of their stiffness properties and at least the rotational stiffness of the foundation. When the pier has significant mass and height, or if it is immersed in water, its mass distribution should also be properly modelled.

(4) Фактична амортизація, вказана у виразі (7.5), може застосовуватися тільки до режимів, періоди яких перевищують  $0,8T_{\text{eff}}$ . Для решти всіх режимів, якщо відсутній точніший метод розрахунку відповідного коефіцієнта загасання, повинен використовуватися коефіцієнт загасання, відповідний конструкції без сейсмоізоляції.

(5)Р Параграф **4.2.1.4(2)** застосовується для поєднання горизонтальних складових сейсмічної дії.

(6) Результуюче переміщення центру жорсткості сейсмоізоляційної системи ( $d_{cd}$ ) і результуюча загальна поперечна сила, що передається через поверхню розділу системи ізоляції ( $V_d$ ) в кожному з двох горизонтальних напрямках, перевіряються по нижньому граничному значенню таким чином:

$$\rho_d = \frac{d_{cd}}{d_{cf}} \geq 0.8 \quad (7.15)$$

$$\rho_v = \frac{V_d}{V_f} \geq 0.8 \quad (7.16)$$

де:

$d_{ef}$ ,  $V_f$  розрахункове переміщення і поперечна сила, передавана через поверхню розділу системи ізоляції, розрахована відповідно до спектрального розрахунку головного типу коливань **7.5.4**. Обмеження **7.5.3(1)P** не застосовуються для перевірки виразів (7.15) і (7.16).

(7) Якщо умови **(6)** не виконуються, відповідна дія на сейсмоізоляційну систему, пролітні будови і опори необхідно помножити на:

$$\frac{0.8}{\rho_d} \text{ для сейсмічних переміщень/for the seismic displacements} \quad (7.17)$$

$$\frac{0.8}{\rho_v} \text{ для сейсмічних сил і моментів/for the seismic forces and moments} \quad (7.18)$$

(8) Обмеження **(6)** і відповідні поправки в **(7)** можуть не застосовуватися, якщо міст не може бути апроксимований (навіть грубо) як модель з однією ступенню свободи. До таких випадків можна віднести наступні мости:

(4) The effective damping given by expression (7.5) may be applied only to modes having periods higher than  $0,8T_{\text{eff}}$ . For all other modes, unless a more accurate estimation of the relevant damping ratio is made, the damping ratio corresponding to the structure without seismic isolation should be used.

(5)P Subclause **4.2.1.4(2)** shall be applied for the combination of the horizontal components of the seismic action.

(6) The resulting displacement of the stiffness centre of the isolating system ( $d_{cd}$ ) and the resulting total shear force transferred through the isolation interface ( $V_d$ ) in each of the two-horizontal directions, are subject to lower bounds as follows:

where:

$d_{ef}$ ,  $V_f$  are respectively the design displacement and the shear force transferred through the isolation interface, calculated in accordance with the Fundamental mode spectrum analysis of **7.5.4**. For the needs of the verification of expressions (7.15) and (7.16), the limitations of **7.5.3(1)P** do not apply.

(7) In case the conditions in **(6)** are not met, the relevant effects on the isolation system, the deck and the substructures should be multiplied times:

(8) The limitations of **(6)** and the relevant corrections in **(7)**, need not be applied if the bridge cannot be approximated (even crudely) as a single-degree-of-freedom model. Such cases may appear in:



- мости з високими опорами, маса яких робить істотний вплив на переміщення пролітної будови

- мости з істотним ексцентриситетом  $e_x$  в подовжньому напрямі між центром маси пролітної будови і центром жорсткості ( $e_x > 0 < 10L$ ).

У таких ситуаціях рекомендується, щоб обмеження і поправки (6) і (7) застосовувалися в кожному напрямі до переміщень і сил, виведених з режиму головного типу коливань дійсної моделі моста в одному і тому ж напрямі.

### 7.5.6 Розрахунок динаміки змін

(1)P Застосовуються параграфи 7.5.5(1)P, (2)P, (3), (6), (7)P і (8)P, використовуючи у виразах (7.15) і (7.16) як значення  $d_{cd}$  та  $V_d$  і відповідна розрахункова дія згідно 4.2.4.3(1)P.

### 7.5.7 Вертикальна складова сейсмічної дії

(1) Вплив вертикальної складової сейсмічної дії можна визначити за допомогою лінійного спектрального розрахунку реакції незалежно від методу, використовуваного для визначення реакції на горизонтальну сейсмічну дію. Для визначення впливу комбінаційної дії, застосовуються умови 4.2.1.4.

## 7.6 Перевірка

### 7.6.1 Розрахункова сейсмічна ситуація

(1)P Опис розрахункової сейсмічної ситуації приводиться за допомогою виразу (5.4) в 5.5(1)P.

(2)P Розрахункова сейсмічна дія на сейсмоізоляційну систему повинна враховуватися згідно 7.6.2, а дія на верхню і нижню будову - згідно 7.6.3.

### 7.6.2 Сейсмоізоляційна система

(1)P Необхідна підвищена надійність сейсмоізоляційної системи (см. 7.3(4)P) забезпечується за допомогою розрахунку кожного ізолятора  $i$  на підвищене розрахункове переміщення  $d_{bi>a}$ :

bridges with high piers, the mass of which has a significant influence on the displacement of the deck

bridges with a substantial eccentricity  $e_x$  in the longitudinal direction between the centre of mass of the deck and the effective stiffness centre ( $e_x > 0,10L$ )

In such cases it is recommended that the limitations and corrections of (6) and (7) are applied in each direction to displacements and forces derived from the fundamental mode of the actual bridge model in the same direction.

### 7.5.6 Time history analysis

(1)P Subclauses 7.5.5(1)P, (2)P, (3), (6), (7)P and (8)P apply, using in expressions (7.15) and (7.16) as values of  $d_{cd}$  and  $V_d$  the corresponding design action effects in accordance with 4.2.4.3(1)P.

### 7.5.7 Vertical component of seismic action

(1) The effects of the vertical component of the seismic action may be determined by linear response spectrum analysis, regardless of the method used for the determination of the response to the horizontal seismic action. For the combination of the action effects 4.2.1.4 applies.

## 7.6 Verifications

### 7.6.1 Seismic design situation

(1)P The seismic design situation is described by expression (5.4) in 5.5(1)P.

(2)P The design seismic action effects for the isolating system shall be taken in accordance with 7.6.2 and those for the superstructure and substructure in accordance with 7.6.3.

### 7.6.2 Isolating system

(1)P The required increased reliability of the isolating system (see 7.3(4)P) shall be implemented by designing each isolator  $i$  for increased design displacements  $d_{bi>a}$ :

$$d_{bi,a} = \gamma_{is} d_{bi,d} \quad (7.19)$$

де  $\gamma_{is}$  - це коефіцієнт, що підвищує, який застосовується тільки до розрахунковому переміщенню  $d_{bi,d}$  кожного ізолятора  $i$ , як результат однієї з процедур розглянутих в 7.5.

Якщо просторова мінливість сейсмічної дії враховується з допомогою спрощеного методу 3.3(4), (5), (6) і (7)P, підвищені розрахункові переміщення необхідно визначати за правилом 3.3(7) P, де переміщення  $d_{bi,d}$  викликані інерційною реакцією, визначеною згідно одного з методів 7.5, повинні збільшуватися відповідно до виразу (7.19). При цьому переміщення, відповідні просторовій мінливості, визначеній згідно 3.3.(5) і (6), такого посилення не вимагають.

**ПРИМІТКА** Значення, привласнене величині  $\gamma_{is}$  для застосування в країні, можна знайти в національному застосуванні. Значення, що рекомендується:  $\gamma_{is} = 1,50$ .

(2)P Для того, щоб визначити загальне максимальне переміщення кожного ізолятора в кожному напрямі, до збільшеного розрахункового сейсмічного переміщення (див. вищий) необхідно додати переміщення зрушення, яке може викликатися:

- a) постійною дією;
- b) тривалими переміщеннями (подальша напруга, осідання та повзучість бетонних блоків) верхньої будови;
- c) 50 % теплової дії.

(3)P Всі компоненти сейсмоізоляційної системи мають бути здатними функціонувати в умовах загальних максимальних переміщень.

(4)P Розрахунковий опір кожного несучого елемента сейсмоізоляційної системи, включаючи її кріплення, повинен перевищувати силу, що впливає на елемент при загальному максимальному переміщенні. Воно повинне також перевищувати розрахункову силу, викликану вітровим навантаженням на конструкцію у відповідному напрямі.

**ПРИМІТКА** Максимальна реакція гідравлічних в'язких амортизаторів (див. 7.5.2.3.4), відповідна підвищеному переміщенню  $d_{bi,a}$ , може визначатися за допомогою множення реакції, виведеної за наслідками розрахунку, на  $\gamma_{is}^b$ , з  $a_b$  згідно 7.5.2.3.4

where  $\gamma_{is}$  is an amplification factor that is applied only on the design displacement  $d_{bi,d}$  of each isolator  $i$  resulting from one of the procedures specified in 7.5.

If the spatial variability of the seismic action is accounted for through the simplified method of 3.3(4), (5), (6) and (7)P, the increased design displacements shall be estimated by application of the rule of 3.3(7)P, where the displacements  $d_{bi,d}$  due the inertia response determined in accordance with one of the methods in 7.5 shall be amplified in accordance with expression (7.19) above, while those corresponding to the spatial variability determined in accordance with 3.3.(5) and (6), need not be amplified.

**NOTE** The value ascribed to  $\gamma_{is}$  for use in a country may be defined in its National Annex. The recommended value is  $\gamma_{is} = 1,50$ .

(2)P The maximum total displacement of each isolator unit in each direction shall be obtained by adding to the above increased design seismic displacement, the offset displacement potentially induced by:

- a) the permanent actions;
- b) the long-term deformations (post-tensioning, shrinkage and creep for concrete decks) of the superstructure; and
- c) 50% of the thermal action.

(3)P All components of the isolating system shall be capable of functioning at the total maximum displacements.

(4)P The design resistance of each load-carrying member of the isolation system, including its anchorage, shall exceed the force acting on the member at the total maximum displacement. It shall also exceed the design force caused by wind loading of the structure in the relevant direction.

**NOTE** The maximum reaction of hydraulic viscous dampers (see 7.5.2.3.4) corresponding to the increased displacement  $d_{bi,a}$  may be estimated by multiplying the reaction resulting from the analysis times  $\gamma_{is}^b$ , with  $a_b$  as defined in 7.5.2.3.4

(5) Ізолятори, що складаються з простих слабоамортизуючих еластомерних опорних частин, повинні перевірятися згідно **(1)P** - **(4)P** відповідно до EN 1337-3:2005, **5.3.3** і з використанням значення  $K_L = 1$  у виразі (1) стандарту EN 1337-3:2005, **5.3.3**.

ПРИМІТКА Значення, надане величині  $\gamma_m$  у виразі (2) в стандарті EN 1337-3:2005, **5.3.3** для застосування в країні в умовах розрахункової сейсмічної ситуації, можна знайти в національному додатку даної країни. Значення, що рекомендується:  $\gamma_m = 1,15$ .

(6) Для простих слабоамортизуючих еластомерних опорних частин, в доповнення до перевірки **(5)** необхідно провести перевірку наступної умови:

$$\epsilon_{q;d} \leq 2,0$$

де  $s_{q;d}$  - це деформація зрушення, розрахована відповідно до виразу (10) в EN 1337-3:2005, **5.3.3.3**. У даному контексті  $v_{x;d}$  і  $v_{y;d}$  необхідно приймати як рівні максимальним загальним відносним деформаціям в горизонтальних напрямках  $x$  і  $y$ , як вказано в **(2)** вище.

(7) Підйом ізоляторів, що сприймають вертикальне зусилля, не допускається в розрахунковій сейсмічній ситуації з сейсмічною дією, опис якої приводиться в **7.4**.

(8) Проектування елементів ковзання, вказаних в **7.5.2.3.5(5)**, для розрахункового сейсмічного переміщення згідно **(1)** вище, повинне проводитися відповідно до EN 1337-2:2000.

### 7.6.3 Опори і пролітна будова

(1)P Зусилля  $E_{Ed}$  в нижніх і верхніх будовах, викликані тільки розрахунковою сейсмічною дією, виводяться з результатів розрахунку згідно **7.5**.

(2) Розрахункові сейсмічні сили  $E_E$ , викликані тільки розрахунковою сейсмічною дією, можуть виводитися з сил  $E_{EA}$  параграфу **(1)P** після ділення на коефіцієнт  $q$ , відповідний обмежено податливому/суттєво пружному режиму, тобто  $F_E = F_{E;A}/q$  с  $q < 1,50$ .

(3) Всі елементи конструкції необхідно

(5) Isolator units consisting of simple low-damping elastomeric bearings should be verified for the action effects in **(1)P** to **(4)P**, in accordance with EN 1337-3:2005, 5.3.3 and using the value  $K_L = 1$  in expression (1) of EN 1337-3:2005, **5.3.3**.

NOTE The value ascribed to the partial factor  $\gamma_m$  in expression (2) in EN 1337-3:2005, **5.3.3**, for use in a country in the seismic design situation may be specified in the National Annex of the country. The recommended value is  $\gamma_m = 1,15$ .

(6) For simple low damping elastomeric bearings, in addition to the verification of **(5)**, the following condition should be verified:

$$(7.20)$$

where  $s_{q;d}$  is the shear strain calculated in accordance with expression (10) in EN 1337-3:2005, **5.3.3.3**. In this context  $v_{x;d}$  and  $v_{y;d}$  should be taken equal to the maximum total relative displacements in the horizontal directions  $x$  and  $y$ , as specified in **(2)** above.

(7) No uplift of isolators carrying vertical force is allowed in the seismic design situation with the seismic action as specified by **7.4**.

(8) The sliding elements mentioned in **7.5.2.3.5(5)** should be designed in accordance with EN 1337-2:2000, for seismic design displacement in accordance with **(1)P** above.

### 7.6.3 Substructures and superstructure

(1)P The seismic internal forces  $E_{EA}$  in the substructures and superstructure due to the design seismic action alone, shall be derived from the results of an analysis in accordance with **7.5**.

(2) The design seismic forces  $E_E$  due to the design seismic action alone, may be derived from the forces  $E_{EA}$  of **(1)P**, after division by the  $q$ -factor corresponding to limited ductile/essentially elastic behaviour, i.e.  $F_E = F_{E;A}/q$  with  $q < 1,50$ .

(3) All members of the structure should be

перевірити і переконатися, що вони володіють істотними пружними характеристиками згідно правилам **5.6.2** і **6.5**.

(4)Р Розрахункова дія на фундамент повинна відповідати умовам **5.8.2(2)Р**.

(5) Розрахункові горизонтальні зусилля в опорах, ковзаючих опорних елементів ковзання, що несуть, згідно **7.5.2.3.5(5)**, необхідно розраховувати з урахуванням максимальних значень тертя відповідно до вимог EN 1337-2:2000.

(6) У випадку (5) і якщо одна і та ж опора працює як і гідравлічний в'язкий демпфер, тоді:

(a) розрахункове горизонтальне сейсмічне зусилля в опорі у напрямі дії амортизатора необхідно збільшити на максимальне сейсмічне зусилля амортизатора (див. вираз (7.21)).

(b) розрахункову горизонтальну силу несейсмічних розрахункових в умовах переміщення (із-за температурних змін) необхідно збільшити на реакцію амортизатора, відповідну 10% від максимального сейсмічного зусилля амортизатора, використовуваного в (a) вище.

(7) Якщо проводиться одно- або багаторежимний розрахунок для сейсмоізоляційних систем, що складаються з еластомерних опорних частин і гідравлічних в'язких амортизаторів на одних і тих же опорах, різниця фаз між максимумом пружних і в'язких елементів повинна рахуватися за допомогою подальшої апроксимації. При цьому сейсмічні зусилля мають бути визначені як найбільш несприятливі зусилля в наступних характеристичних станах:

a. В стані максимального переміщення згідно виразу (7.10). В цьому випадку амортизуючі зусилля дорівнюватимуть нулю.

b. В стані максимальної швидкості і нульового переміщення. В цьому випадку для визначення максимальних амортизуючих зусиль, максимальну швидкість необхідно прийняти як:

verified to have an essentially elastic behaviour in accordance with the rules of **5.6.2** and **6.5**.

(4)P Design action effects for the foundation shall be in accordance with **5.8.2(2)P**.

(5) The design horizontal forces of supporting members (piers or abutments) carrying sliding bearings described in **7.5.2.3.5(5)**, should be derived from the maximum friction values in accordance with the relevant provision of EN 1337-2:2000.

(6) In the case of (5) above and when the same supporting member also carries viscous fluid dampers, then:

(a) the design horizontal seismic force of the supporting member in the direction of the action of the damper should be increased by the maximum seismic force of the damper (see expression (7.21)).

(b) the design horizontal force of non-seismic design situations under imposed deformation actions (temperature variation) should be increased by the damper reaction, estimated as 10% of the maximum seismic force of the damper, used in (a) above.

(7) When single or multiple mode spectral analysis is carried out for isolating systems consisting of combination of elastomeric bearings and fluid viscous dampers supported on the same supporting element(s), the phase difference between the maxima of the elastic and the viscous elements may be taken into account, by the following approximation. The seismic forces should be determined as the most adverse of those corresponding to the following characteristic states:

a. At the state of maximum displacement, as given by expression (7.10). The damper forces are then equal to zero.

b. At the state of maximum velocity and zero displacement, when the maximum damper forces should be determined by assuming the maximum velocity to be:

$$v_{\max} = 2\pi d_{bd}/T_{\text{eff}} \quad (7.21)$$

де  $d_{bd}$  - це максимальне переміщення амортизатора, відповідне розрахунковому переміщенню  $d_{cd}$  сейсмоізоляційної системи.

where  $d_{bd}$  is the maximum damper displacement corresponding to the design displacement  $d_{cd}$  of the isolating system.

с. В стані максимальної інерційної сили, що впливає на верхню будову. Дану силу можна розрахувати таким чином:

с. At the state of the maximum inertial force on the superstructure, that should be estimated as follows:

$$F_{\max} = (f_1 + 2\zeta_b f_2) S_e M_d \quad (7.22)$$

де  $S_e$  визначається по таблиці 7.1 з  $K_{\text{eff}}$  згідно виразу (7.4) без якого-небудь урахування жорсткості з боку амортизаторів

where  $S_e$  is determined from Table 7.1 with  $K_{\text{eff}}$  in accordance with expression (7.4), without any stiffness contribution from the dampers, and

$$f_1 = \cos[\arctan(2\zeta_b)] \quad (7.23a)$$

$$f_2 = \sin[\arctan(2\zeta_b)] \quad (7.23b)$$

де  $\zeta_b$  складова амортизаторів у величині ефективно амортизації  $\zeta_{\text{eff}}$  вирази (7.5).

where  $\zeta_b$  is the contribution of the dampers to the effective damping  $\zeta_{\text{eff}}$  of expression (7.5).

У даному стані переміщення складає  $f_1 d_{cd}$ , а швидкість амортизаторів:

At this state the displacement amounts to  $f_1 d_{cd}$  and the velocity of the dampers to

$$v = f_2 v_{\max}.$$

(8) У сейсмоізоляційних системах, що складаються з гідравлічних в'язких амортизаторів і еластомерних опорних частин, як у випадку (7) без елементів ковзання, розрахункова горизонтальна сила, що впливає на несучі опори, опорні частини і амортизатори, для несейсмічних ситуацій в умовах переміщення (температурні зміни і так далі), повинна визначатися, прийнявши реакції амортизатора за нуль.

(8) In isolating systems consisting of a combination of fluid viscous dampers and elastomeric bearings, as in the case of (7), without sliding elements, the design horizontal force acting on supporting element(s) that carry both bearings and dampers, for non-seismic situations of imposed deformation actions (temperature variation, etc.) should be determined by assuming that the damper reactions are zero.

## 7.7 Спеціальні вимоги для сейсмоізоляційної системи

## 7.7 Special requirements for the isolating system

### 7.7.1 Поперечна відновна здатність

### 7.7.1 Lateral restoring capability

(1)Р Сейсмоізоляційна система повинна володіти здібністю до самовідновлення в обох головних напрямках з метою запобігання накопиченню сумарних переміщень. Система володітиме такою здатністю, якщо вона володіє однією з двох наступних властивостей (див. рисунок 7.6):

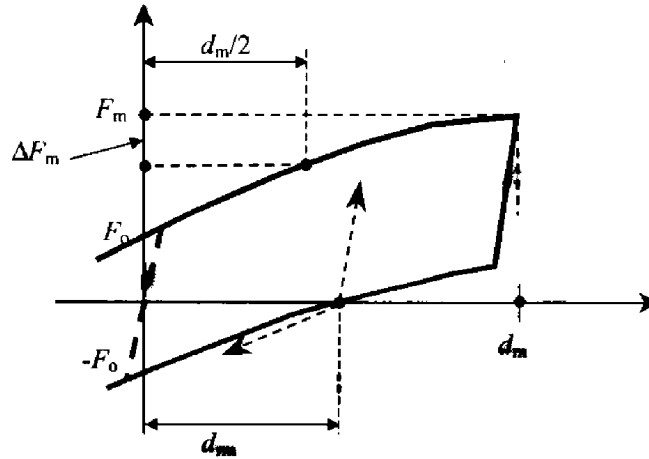
(1)P The isolating system shall present self-restoring capability in both principal directions, to avoid cumulative build-up of displacements. This capability is available when the system has either one of the following two properties (see also Figure 7.6):

-невелике залишкове переміщення  $d_m$  щодо її загальної спроможності до переміщення  $d_m$ ;

small residual displacement  $d_m$  in relation to its

-починаючи з положення залишкового переміщення, система проявляє значно меншу жорсткість до переміщення у напрямі центру, чим в протилежному напрямі. У системі має бути відповідний запас для переміщення в даному останньому напрямі.

displacement capacity  $d_m$  starting from the position of residual displacement, the system presents substantially smaller stiffness to movement in the direction towards the centre than in the opposite direction. In the latter direction an adequate displacement margin should be available.



**Рисунок 7.6:** Поперечна відновна здатність сейсмоізоляційної системи

**Figure 7.6:** Lateral restoring capability of isolating system

(2) Вимоги (1)Р вважаються за задоволені, якщо виконано обидві наступні умови:

(2) The requirements in (1)P are considered to be satisfied when both following conditions are met:

$$\Delta F_m \geq \delta_w W_d d_{rm} / d_m \tag{7.24a}$$

$$d_{rm} \leq d_m - \delta_d d_{a,max} \tag{7.24b}$$

$\Delta F_m$  підвищення сили між переміщеннями  $d_m/2$  і  $d_m$

$W_d$  вага конструкції верхньої будови;

$d_m$  здібність сейсмоізоляційної системи до переміщення в певному напрямі, тобто і максимальне переміщення, яке може витримати сейсмоізоляційна система в даному напрямі;

$d_{rm}$  залишкове переміщення сейсмоізоляційної системи, відповідне  $d_m$ , тобто залишкове переміщення, коли сила  $F_m$ , що викликає переміщення  $d_m$ , віддаляється в квазістатичних умовах;

$d_{a,max}$  максимальне значення розрахункового переміщення сейсмоізоляційної системи, збільшене згідно виразу (7.19);

$\delta_w$  і  $\delta_d$  представляють числові коефіцієнти, що виражають відповідні долі  $W_d$  і  $d_{a,max}$

$\Delta F_m$  is the force increase between displacements  $d_m/2$  and  $d_m$ ,

$W_d$  is the weight of the superstructure mass,

$d_m$  is the displacement capacity of the isolating system in the considered direction, i.e. the maximum displacement that the system can sustain in this direction,  $d_m$  is the residual displacement of the isolating sy

$d_{rm}$  stem, corresponding to  $d_m$ , i.e. the residual displacement when the force  $F_m$ , required to induce displacement  $d_m$ , is removed, under quasi-static conditions

$d_{a,max}$  is the maximum value of the design displacement of the isolating system, increased according to expression (7.19), and

$\delta_w$  and  $\delta_d$  are numerical coefficients expressing appropriate fractions of  $W_d$  and  $d_{a,max}$  respectively

ПРИМІТКА Значення, привласнені величинам  $\delta_w$  and  $\delta_d$  для використання в країні, можна знайти в національному додатку. Значення, що рекомендуються:  $\delta_w=0,015$ ,  $\delta_d=0,5$ .

NOTE: The values ascribed to  $\delta_w$  and  $\delta_d$  for use in a country may be found in its National Annex. The recommended values are:  $\delta_w = 0,015$ ,  $\delta_d = 0,5$ .

(3) Нормативні характеристики ізоляторів в динамічних умовах можуть використовуватися для традиційного визначення  $d_{rm}$  и  $\Delta F_m$ .

ПРИМІТКА 1 Сейсмоізоляційні системи, що задовольняють вирази (7.24), відповідають другому 7.7.1(1)Р. Відповідно, такі системи прагнуть до перецентровки у разі порушення рівноваги сил. З цієї причини, облік залишкового переміщення, для даних систем, не потрібний при визначенні можливостей переміщення після сейсмічної події.

ПРИМІТКА 2 Для систем з білінійною гістерезисною поведінкою згідно 7.5.2.3.2, залишкове переміщення  $d_{rm}$  повинне визначатися з  $d_r = F_0/K_p = F_y/K_p - d_y$ , як функції  $d_m$ , як показано в таблиці 7.21 N.

ПРИМІТКА 3 Для ковзаючих систем з сферичною поверхнею ковзання (див. 7.5.2.3.5(2)) залишковий зсув складає  $d_{rm} = \mu_d R_b$

**Таблиця 7.2N. - Визначення залишкового переміщення системи з  $d_r = F_0/K_p$ , а також здібності сейсмоізоляційної системи до переміщення в умовах білінійного гістерезисного режиму**

$d_m$	$d_{rm}$
$d_r + 2d_y \leq d_m$	$d_x$
$d_y < d_m < d_r + 2d_y$	$d_r(d_m - d_y)/(d_r - d_y)$
$d_m \leq d_y$	0

**7.7.2 Обмеження поперечних переміщень в рівні верху сейсмоізоляції**

(1)Р Сейсмоізоляційна система повинна забезпечувати достатнє поперечне обмеження у рівні верху сейсмоізоляційної системи для задоволення будь-яких відповідних вимог інших Єврокодів або стандартів відносно обмеження переміщень/деформацій згідно критерію експлуатаційної придатності.

ПРИМІТКА Дана вимога зазвичай має критичне значення для гальмівної дії на залізничних мостах.

(2) Якщо в конструкції моста на певних опорах використовуються захисні розкоси для обмеження експлуатаційного переміщення між пролітною будовою і опорами, їх стан текучості не повинен перевищувати 40% розрахункової сейсмічної сили, передаваної через поверхню розділу сейсмоізолюваної конструкції, для

(3) The nominal design properties of the isolators under dynamic conditions may be used for the conservative determination of  $d_{rm}$  and  $\Delta F_m$ .

NOTE 1 Isolating systems satisfying the expressions (7.24) conform to the second bullet point of 7.7.1(1)P. Consequently, such systems tend to recentre, when the force equilibrium is disturbed. For the same reason, for such systems the residual displacement need not be considered for the determination of the displacement capacity, following a seismic event

NOTE 2 For systems with bilinear hysteretic behaviour according to 7.5.2.3.2, the residual displacement  $d_{rm}$  should be determined from  $d_r = F_0/K_p = F_y/K_p - d_y$  as a function of  $d_m$ , as shown in Table 7.2N.

NOTE 3 For systems of sliding devices with spherical sliding surface (see 7.5.2.3.5(2)) the residual displacement is  $d_{rm} = \mu_d R_b$

**Table 7.2N. Determination of system residual displacement from  $d_r = F_0/K_p$  and the displacement capacity of isolating system with bilinear hysteretic behaviour**

**7.7.2 Lateral restraint at the isolation interface**

(1)P The isolating system shall provide sufficient lateral restraint at the isolation interface to satisfy any relevant requirements of other Eurocodes or Standards regarding limitation of displacements/deformations under serviceability criteria.

NOTE This requirement is usually critical for braking action in railway bridges.

(3) When sacrificial bracings (a fuse system) are used at certain support(s) in the final bridge system for implementing serviceability displacement restraints between the deck and substructures, their yield capacity should not exceed 40% of the design seismic force transferred through the isolation interface of the isolated structure, at the same

однієї опори і напрямку. Якщо дана умова не виконується, вимоги до стану експлуатаційної придатності (окрім втоми) відповідних Єврокодів (EN 1992-2:2005, EN 1993-2:2005 або EN 1994-2:2005) повинні виконуватися для елементів конструкції моста під навантаженням, для яких застосовуються обмежувальні розкоси, якщо дане навантаження збільшується так, що при відповідній реакції в розкосі досягається межа текучості.

**ПРИМІТКА** В стандарті prEN 15129:200X, розділ 5 приводиться специфікація для пристроїв жорсткого з'єднання, які можуть використовуватися для забезпечення поперечного обмеження на поверхні розділу сейсмоізоляційної системи.

(3) Якщо пристрої передачі динамічного навантаження з функцією обмеження сили (див. **6.6.3.3**) використовуються для забезпечення обмеження експлуатаційного переміщення, дані пристрої повинні включатися в модель, в систему перевірки і в процедуру випробувань сейсмоізоляційної системи.

### 7.7.3 Контроль і технічне обслуговування

(1)P Всі сейсмоізолятори мають бути доступними для огляду і технічного обслуговування.

(2)P Має бути складена програма оглядів і технічного обслуговування для сейсмоізоляційної системи і всіх компонентів, що перетинають поверхню розділу даної системи.

(3)P Ремонтні роботи, заміна або модернізація будь-якого сейсмоізолятора або компоненту, що перетинає поверхню розділу сейсмоізоляційної системи, повинні проводитися під керівництвом особи, що відповідає за техобслуговування моста, і детально реєструватися у відповідному звіті.

support and direction. If this requirement is not met, the serviceability state requirements (except fatigue) of the relevant material Eurocodes (EN 1992-2:2005, EN 1993-2:2005 or EN 1994-2:2005) should be satisfied for the members of the bridge structure, under the loading for which the restraining bracing is designed, when this loading is increased so that the relevant reaction reaches the yield capacity of the bracing.

**NOTE:** prEN 15129:200X, Section 5, gives specifications for rigid connection devices that can be used to provide lateral restraint at the isolation interface.

(3) When shock transmission units with force limiting function (see **6.6.3.3**) are used for implementing serviceability displacement restraints, the shock transmission units should be included in the model, in the verifications and in the testing procedure of the isolating system.

### 7.7.3 Inspection and Maintenance

(1)P All isolator units shall be accessible for inspection and maintenance.

(2)P An inspection and maintenance programme for the isolating system and all components crossing the isolation interface shall be prepared.

(3)P Repair, replacement or retrofitting of any isolator unit or component crossing the isolation interface shall be performed under the direction of the entity responsible for the maintenance of the bridge, and shall be recorded in detail in a relevant report.



**ДОДАТОК А**  
(довідковий)

**ВІРОГІДНІСТЬ, ЩО СТОСУЄТЬСЯ  
ПОЧАТКОВОЇ СЕЙСМІЧНОЇ ДІЇ.  
РЕКОМЕНДАЦІЇ ПО ВИБОРУ  
РОЗРАХУНКОВОЇ СЕЙСМІЧНОЇ ДІЇ НА  
СТАДІЇ БУДІВНИЦТВА**

**A.1 Початкова сейсмічна дія**

(1) Початкову сейсмічну дію можна визначити за допомогою вибору прийнятно низької вірогідності (p) його перевищення протягом розрахункового строку служби ( $t_L$ ) конструкції. В цьому випадку період повторення події ( $T_R$ ) виводиться з виразу:

$$T_R = 1/(1 - (1 - p)^{1/t_L}) \quad (\text{A.1})$$

(2) Початкова сейсмічна дія (відповідне  $\gamma_i = 1,0$ ) звичайно відображає сейсмічну подію з початковим періодом повторення,  $T_{NCR}$ , рівним 475 годам. Вірогідність перевищення такої події знаходиться в діапазоні від 0,10 до 0,19 для розрахункового терміну служби від 50 до 100 років, відповідно. Такий підхід до проектування може застосовуватися до більшості мостів середнього класу важливості.

**A.2 Розрахункова сейсмічна дія для стадії будівництва**

(1) Якщо допустити, що  $t_c$  - це тривалість фази будівництва моста, а p - прийнятна вірогідність перевищення розрахункової сейсмічної події на протязі даної фази, період повторення  $T_{Rc}$  можна вивести за допомогою виразу (A.1), используя  $t_c$  замість  $t_L$ . Для відносно малих значень, що зазвичай асоціюються з  $t_c$  ( $t_c < 5$  років), вираз (A.1) можна апроксимувати за допомогою наступного, найбільш простого виразу:

$$T_{Rc} \cong \frac{t_c}{p} \quad (\text{A.2})$$

Рекомендується, щоб значення p не перевищувало 0,05.

(2) Значення розрахункового прискорення ґрунту  $a_{gc}$ , відповідне періоду повторення  $T_{NCR}$ ,

**ANNEX A**  
(informative)

**PROBABILITIES RELATED TO THE  
REFERENCE SEISMIC ACTION.  
GUIDANCE FOR THE SELECTION OF  
DESIGN SEISMIC ACTION DURING THE  
CONSTRUCTION PHASE**

**A.1 Reference seismic action**

(1) The reference seismic action can be defined by selecting an acceptably low probability (p) of it being exceeded within the design life ( $t_L$ ) of the structure. Then the return period of the event ( $T_R$ ) is given by the expression:

$$T_R = 1/(1 - (1 - p)^{1/t_L}) \quad (\text{A.1})$$

(2) The reference seismic action (corresponding to  $\gamma_i = 1,0$ ) usually reflects a seismic event with a reference return period,  $T_{NCR}$ , of 475 years. Such an event has a probability of exceedance between 0,10 and 0,19 for a design life ranging between 50 and 100 years respectively. This level of design action is applicable to the majority of the bridges considered to be of average importance.

**A.2 Design seismic action for the construction phase**

(1) Assuming that  $t_c$  is the duration of the construction phase of a bridge and p is the acceptable probability of exceedance of the design seismic event during this phase, the return period  $T_{Rc}$  is given by expression (A.1), using  $t_c$  instead of  $t_L$ . For the relatively small values usually associated with  $t_c$  ( $t_c < 5$  years), expression (A.1) may be approximated by the following simpler relationship:

$$T_{Rc} \cong \frac{t_c}{p} \quad (\text{A.2})$$

It is recommended that the value of p does not exceed 0,05.

(2) The value of the design ground acceleration  $a_{gc}$  corresponding to a return period  $T_{NCR}$ , depends on the

залежить від сейсмічності району. У багатьох випадках наступне відношення пропонує прийнятну апроксимацію:

$$\frac{a_{gs}}{a_{g,R}} = \left( \frac{T_{Rc}}{T_{NCR}} \right)^k \quad (\text{A.3})$$

де:

$a_{g;R}$  контрольне максимальне прискорення ґрунту, відповідне початковому періоду повторення  $T_{ncr}$ .

Значення показника ступеня  $k$  залежить від сейсмічності району. Як правило, використовуються значення в діапазоні 0,30 - 0,40.

(3) На стадії будівництва необхідно забезпечити надійність всіх окремих конструкцій мосту незалежно від розрахункової сейсмічної дії.

seismicity of the region. In many cases the following relationship offers an acceptable approximation

where:

$a_{g;R}$  is the reference peak ground acceleration corresponding to the reference return period  $T_{NCR}$ .

The value of the exponent  $k$  depends on the seismicity of the region. Normally, values in the range of 0,30 - 0,40 may be used.

(3) The robustness of all partial bridge structures should be ensured during the construction phases independently of the design seismic actions.

**ДОДАТОК В**  
(довідковий)

**ANNEX B**  
(informative)

**ВЗАЄМОЗВ'ЯЗОК МІЖ ПОДАТЛИВІСТЮ ДО ПЕРЕМІЩЕННЯ І ПОДАТЛИВІСТЮ ДО ЗГИНУ ПЛАСТИЧНИХ ШАРНІРІВ В ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ОПОРАХ**

**RELATIONSHIP BETWEEN DISPLACEMENT DUCTILITY AND CURVATURE DUCTILITY FACTORS OF PLASTIC HINGES IN CONCRETE PIERS**

(1) Якщо допустити, що

- горизонтальне переміщення в центрі маси пролітної будови викликається тільки деформацією повністю нерухомої консольної опори завдовжки L,

- маса опори є набагато меншою в порівнянні з масою пролітної будови

-  $L_p$  представляє довжину пластичного шарніра, що формується в основі опори

- необхідний коефіцієнт згинальної податливості  $\mu_\phi$  шарніра, відповідний коефіцієнту пластичності конструкції  $\mu_d$ , згідно **2.3.5.2**, рівний:

$$\mu_\phi = \frac{\Phi_u}{\Phi_y} = 1 + \frac{\mu_d - 1}{3\lambda(1 - 0.5\lambda)} \quad (\text{B.1})$$

де:

$$\lambda = L_p/L$$

(2) У залізобетонних перетинах (де коефіцієнт згинальної податливості використовується як міра податливості пластичного шарніра), значення коефіцієнта  $\lambda$  залежить від таких ефектів, як вплив деформації розтягування арматури в суміжному елементі, похиле тріщеноутворення в результаті взаємодії поперечна сила-вигин і так далі. Значення  $L_p$  може використовуватися відповідно до **E.3.2(5)**.

(3) Якщо значна частина переміщення пролітної будови викликається деформацією інших компонентів, які зберігають пружність і після утворення пластичного шарніра, необхідний коефіцієнт згинальної пластичності  $\mu_{\phi d}$  виводиться за допомогою наступного виразу:

$$\mu_{\phi d} = 1 + f(\mu_{\phi d} - 1) \quad (\text{B.2})$$

де:

(1) Assuming that:

- the horizontal displacement at the centre of mass of the deck is due only to the deformation of a fully fixed cantilever pier of length L, that

- the mass of the pier is negligible compared to that of the deck, and that

-  $L_p$  is the length of the plastic hinge developing at the base of the pier,

- the required curvature ductility factor  $\mu_\phi$  of the hinge corresponding to a structure displacement ductility factor  $\mu_d$ , as defined in **2.3.5.2**, is:

where:

(2) In reinforced concrete sections (where the curvature ductility factor is used as a measure of the ductility of the plastic hinge), the value of the ratio  $\lambda$  is influenced by such effects as the reinforcement tensile strain penetration in the adjoining member, the inclined cracking due to shear-flexure interaction etc. The value of  $L_p$  in accordance with **E.3.2(5)** may be used.

(3) When a considerable part of the deck displacement is due to the deformation of other components which remain elastic after the formation of the plastic hinge, the required curvature ductility factor  $\mu_{\phi d}$  is given by the expression

$f = d_{tot}/d_p$  - відношення загального переміщення пролітної будови  $d_{tot}$  до переміщення  $d_p$ , викликаному деформацією тільки опори,  $\mu_\phi$  розраховується з виразу (B.1).

ПРИМІТКА: Якщо сейсмічна дія передається між пролітною будовою і опорою через гнучкі еластомерні опорні частини на рівні, наприклад, значення  $f = 5$ , і якщо допустити, що, наприклад,  $\mu_\phi = 15$  буде потрібно у разі жорсткого з'єднання між пролітною будовою і опорою, необхідне значення  $\mu_{\phi d}$  згідно рівнянню (B.2) складе близько 71, яке, зрозуміло, є недоступним. Цей приклад з явною очевидністю показує, що висока гнучкість еластомерних опорних частин, використовуваних по одному напрямку дії сил з жорсткою опорою, забезпечує, практично, загальна пружна поведінка системи.

$f = d_{tot}/d_p$  is the ratio of the total deck displacement  $d_{tot}$  to the displacement  $d_p$ , due to the deformation of the pier only, and  $\mu_\phi$  is calculated from expression (B.1).

NOTE: If the seismic action is transferred between deck and pier through flexible elastomeric bearings inducing for example a value of  $f = 5$  and assuming that for example  $\mu_\phi = 15$ , would be required in the case of rigid connection between the deck and the pier, the required value of  $\mu_{\phi d}$  in accordance with equation (B.2) amounts to 71, which is certainly not available. It is therefore evident that the high flexibility of the elastomeric bearings, used in the same force path with the stiff pier, imposes a practically elastic overall behaviour of the system.

**ДОДАТОК С**  
(довідковий)

**ANNEX C**  
(informative)

**РОЗРАХУНОК ЕФЕКТИВНОЇ ЖОРСТКОСТІ  
ПОДАТЛИВИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ  
ЕЛЕМЕНТІВ**

**ESTIMATION OF THE EFFECTIVE  
STIFFNESS OF REINFORCED CONCRETE  
DUCTILE MEMBERS**

**С.1 Загальні положення**

(1) Ефективна жорсткість податливих залізобетонних елементів, використовуваних в лінійному сейсмічному розрахунку, має дорівнювати жорсткості в теоретичній точці межі текучості. Якщо розрахунки не виводять інше, для визначення січної жорсткості в теоретичній точці межі текучості, можна використовувати один з наступних методів апроксимації:

**С.1 General**

(1) The effective stiffness of ductile concrete components used in linear seismic analysis should be equal to the secant stiffness at the theoretical yield point. Unless otherwise substantiated by calculation, one of the following approximate methods may be used to determine the secant stiffness at the theoretical yield point:

**С.2 Метод 1**

(1) Ефективний момент інерції  $J_{eff}$  опори з постійним поперечним перерізом може бути визначений таким чином:

**С.2 Method 1**

(1) The effective moment of inertia  $J_{eff}$  of a pier of constant cross section may be estimated as follows:

$$J_{eff} = 0,08J_{un} + J_{cr} \quad (C.1)$$

де:

where:

$J_{UN}$  - момент інерції перетину бруто опори без тріщин;

$J_{UN}$  is the moment of inertia of the gross section of the uncracked pier;

$J_{CR}$  - момент інерції перетину з тріщинами в точці межі текучості розтягнутої арматури. Це можна визначити за допомогою наступного виразу:

$J_{CR}$  is the moment of inertia of the cracked section at the yield point of the tensile reinforcement. This may be estimated from the expression:

$$J_{cr} = M_y / (E_c \cdot \Phi_y) \quad (C.2)$$

у якому  $M_y$  і  $\Phi_y$  граничний момент і кривизна перетину, відповідно, а  $E_c$  - це модуль пружності бетону.

in which  $M_y$  and  $\Phi_y$  are the yield moment and curvature of the section respectively and  $E_c$  is the elastic modulus of concrete.

(2) Дані вирази виведені за допомогою параметричного розрахунку спрощеної нелінійної моделі консольної опори з порожнистим прямокутним, порожнистим и суцільним круглим поперечними перетинами.

(2) These expressions have been derived from a parametric analysis of a simplified non-linear model of a cantilever pier with hollow rectangular and hollow and solid circular cross-sections.

**С.3 Метод 2**

(1) Ефективна жорсткість може визначатися по розрахунковому граничному моменту  $M_{RD}$  і крива текучості  $\Phi_y$  перетини пластичного шарніра:

**С.3 Method 2**

(1) The effective stiffness may be estimated from the design ultimate moment  $M_{RD}$  and the yield curvature  $\Phi_y$  of the plastic hinge section as follows:

$$E_c J_{\text{eff}} = v M_{\text{Rd}} / \Phi_y \quad (\text{C.3})$$

де:

where:

$v = 1,20$  - це коефіцієнт кореляції, що враховує ефект, що додає жорсткість опори без тріщин.

$v = 1,20$  is a correction coefficient reflecting the stiffening effect of the uncracked part of the pier.

Крива (згин) фази текучості  $\Phi_y$  може бути визначена таким чином:

The curvature at yield  $\Phi_y$  may be determined as follows:

$$\Phi_y = (\epsilon_{sy} - \epsilon_{cy}) / d_s \quad (\text{C.4})$$

$d_s$  висота перетину до центру розтягнутої арматури

$d_s$  is the depth of the section to the centre of the tension reinforcement

$\epsilon_{sy}$  деформація на межі текучості арматури,

$\epsilon_{sy}$  is the yield strain of the reinforcement,

$\epsilon_{cy}$  деформація стискування бетону на фазі текучості розтягнутої арматури.

$\epsilon_{cy}$  is the compressive strain of concrete at yielding of the tension reinforcement.

Значення  $\epsilon_{cy}$  може оцінюватися за допомогою розрахунку перетину на підставі  $\epsilon_{sy}$  і дійсної сили в розрахунковій сейсмічній ситуації,  $N_{\text{Ed}}$ .

The value of % may be estimated by a section analysis on the basis of % and the actual force in the seismic design situation,  $N_{\text{Ed}}$ .

(2) Для кривизни текучості допускається наступне значення:

(2) The assumptions of the following value for the yield curvature:

для прямокутних перетинів:

for rectangular sections:

$$\Phi_y = 2,1 \epsilon_{sy} / d \quad (\text{C.5})$$

для круглих перетинів

for circular sections:

$$\Phi_y = 2,4 \epsilon_{sy} / d \quad (\text{C.6})$$

де  $d$  представляє робочу висоту перетину.

where  $d$  is the effective depth of the section, give in general satisfactory approximation.

Розрахунок, проведений на базі значення  $E_c J_{\text{eff}}$ , виходячи з допустимого значення  $M_{\text{Rd}}$ , вимагає коректування тільки в тому випадку, якщо кінцеве необхідне значення граничного моменту, що вигинає,  $M_{\text{Rd,req}}$ , значно вище приймаемого значення  $M_{\text{Rd}}$ . Якщо  $M_{\text{Rd,req}} < M_{\text{Rd}}$ , коректування може звестися тільки до множення переміщень, отриманих в ході першого розрахунку, на відношення  $M_{\text{Rd}} / M_{\text{Rd,req}}$

(3) The analysis performed on the basis of a value of  $E_c J_{\text{eff}}$  based on an assumed value of  $M_{\text{Rd}}$  needs to be corrected only if the finally required value of flexural capacity,  $M_{\text{Rd,req}}$  is significantly higher than the assumed value  $M_{\text{Rd}}$ . If  $M_{\text{Rd,req}} < M_{\text{Rd}}$ , the correction may just entail multiplication of the displacements resulting from the first analysis times the ratio  $M_{\text{Rd}} / M_{\text{Rd,req}}$ .

**ДОДАТОК D**  
(довідковий)

**ANNEX D**  
(informative)

**ПРОСТОРОВА МІНЛИВІСТЬ  
СЕЙСМІЧНОГО КОЛИВАННЯ ҐРУНТУ:  
МОДЕЛЬ І МЕТОДИ РОЗРАХУНКУ**

**SPATIAL VARIABILITY OF EARTHQUAKE  
GROUND MOTION:  
MODEL AND METHODS OF ANALYSIS**

**D.1 Опис моделі**

(1) Для опису просторової мінливості, можна використовувати вектор нульових середніх випадкових процесів. З допуском стаціонарності, даний вектор визначається за допомогою симетричної матриці  $n \times n$  функцій спектральної густини потужності:

$$G(\omega) = \begin{bmatrix} G_{11}(\omega) & G_{12}(\omega) & \dots & G_{1n}(\omega) \\ & G_{22}(\omega) & \dots & G_{2n}(\omega) \\ & & \dots & \dots \\ & & & G_{nn}(\omega) \end{bmatrix} \quad (D.1)$$

де  $n$  означає кількість опор.

При цьому корисно буде ввести наступну безрозмірну комплексну функцію, яка називається когерентною функцією:

$$\gamma_{ij}(\omega) = \frac{G_{ij}(\omega)}{\sqrt{G_{ii}(\omega)G_{jj}(\omega)}} \quad (D.2)$$

Її значення обмежується 0 і 1,0 і надає міру вимірювання лінійної статистичної залежності двох процесів на опорах  $i$  та  $j$  з відстанню  $d_{ij}$

(2) Наступна форма когерентної функції часто співвідноситься з [1][2]:

$$\gamma_{ij}(\omega) = \gamma_{ij,1}(\omega)\gamma_{ij,2}(\omega)\gamma_{ij,3}(\omega) = \exp\left[-\left(\frac{a\omega d_{ij}}{v_s}\right)^2\right] \exp\left[i\frac{\omega d_{ij}^L}{v_{app}}\right] \exp[i\theta_{ij}(\omega)] \quad (D.3)$$

де:

$v_s$  швидкість сдвигових хвиль,  $a$  - постійна  
 $v_{app}$  так звана швидкість хвиль, що здається  
 $d_{ij}^L$  відстань між опорами  $i$  та  $j$ , спроектоване уздовж напрямку розповсюдження хвиль  
 $\theta_{ij}(\omega)$  - частотно-залежний фазовий кут.

(3) Коефіцієнти  $\gamma_{ij,1}(\omega)$ ,  $\gamma_{ij,2}(\omega)$  and  $\gamma_{ij,3}(\omega)$  відповідають за втрату кореляції відзеркалювань/

**D.1 Description of the model**

(1) Spatial variability can be described by means of a vector of zero-mean random processes. Under the assumption of stationarity, this vector is fully defined by means of its symmetric  $n \times n$  matrix of auto- and cross-power spectral density functions:

where  $n$  is the number of supports.

It is useful to introduce the following non-dimensional complex-valued function, called coherency function:

Its modulus is bounded by 0 and 1,0 and provides a measure of the linear statistical dependence of the two processes at the supports  $i$  and  $j$ , whose distance is  $d_{ij}$ .

(2) The following form of the coherency function is frequently referred to [1][2]:

where:

$v_s$  is the shear-wave velocity,  $a$  is a constant,  
 $v_{app}$  is the so-called apparent velocity of waves,  
 $d_{ij}^L$  is the distance between supports  $i$  and  $j$  projected along the direction of propagation of the waves, and  
is a frequency-dependent phase angle.

(3) The factors  $\gamma_{ij,1}(\omega)$ ,  $\gamma_{ij,2}(\omega)$  and  $\gamma_{ij,3}(\omega)$  account for the loss of correlation due to

заломлень розповсюдження середовища, за обмеженість швидкості розповсюдження хвиль і їх кута атаки на поверхні, а також за різні умови ґрунту на двох опорах, відповідно. Різні характеристики ґрунту на двох опорах враховуються в моделі; для цього розглядаються два зразка ґрунту, представляючи два профілі ґрунту, з дією на них стаціонарного білого шуму з інтенсивністю  $G_0$ . Зразки ґрунту характеризуються функціями передачі  $H_i(\omega)$  і  $H_j(\omega)$ , відповідно, які можуть забезпечити бажаний зміст і інтенсивність руху на верхній поверхні в точках і та j

reflections/refractions in the propagation medium, for the finiteness of the propagation velocity of the waves and their angle of incidence at the surface and for the different soil conditions at the two supports, respectively. The difference of the soil properties at two supports is taken into account in the model by considering two soil columns representing the two soil profiles acted upon at their base by a stationary white noise of intensity  $G_0$ . The soil columns are characterised by transfer functions  $H_i(\omega)$  and  $H_j(\omega)$ , respectively, which are such as to provide the desired spectral content and intensity of the motion at the upper surface in locations i and j

$$G_{ii}(\omega) = G_0 / |H_i(\omega)|^2 \quad (D.4)$$

(4)P Спектральний розподіл щільності потужності на майданчику повинен узгоджуватися із спектром пружних реакцій згідно EN 1998-1:2004, 3.2.2.2.

(4)P The power density spectrum at the site shall be consistent with the elastic response spectrum as given in EN 1998-1: 2004, 3.2.2.2.

Можна показати також, що:

It can also be shown that:

$$\theta_{ij}(\omega) = \tan^{-1} \left\{ \frac{\text{Im}[H_i(\omega)H_j(-\omega)]}{\text{Re}[H_i(\omega)H_j(-\omega)]} \right\} \quad (D.5)$$

## D.2 Підготовка зразків

## D.2 Generation of samples

(1) Для проведення структурного розрахунку, можливо, буде потрібно зразки вектора випадкових процесів, опис яких приводиться в D.1. Для цього, матрицю  $G(\omega)$  необхідно спочатку розкласти:

(1) For the purposes of structural analysis samples of the vector of random processes described in D.1 may need to be derived. To this end the matrix  $G(\omega)$  is first decomposed into the product:

$$G(\omega) = L(\omega)L^{*T} \quad (D.6)$$

між матрицею  $L(\omega)$  і транспонованою матрицею. Якщо використовується розкладання Холецкого,  $L(\omega)$  буде меншою трикутною матрицею.

between matrix  $L(\omega)$  and the transpose of its complex conjugate. If Cholesky decomposition is employed  $L(\omega)$  is a lower triangular matrix.

Згідно [3], прискорення на опорі і дорівнює:

According to [3] a sample of the acceleration motion at the generic support i is obtained from the series

$$a_i(t) = 2 \sum_{j=1}^i \sum_{k=q}^N |L_{ij}(\omega)| \sqrt{\Delta\omega} \cos[\omega_k t - \theta_{ij}(\omega) + \Phi_{jk}] \quad (D.7)$$

j=1 k=1



де:

$N$  загальне число частот  $\omega_k$ , в яке проводиться дискретизація значущої ширини частот  $L_{ij}(\omega)$ ;

$\Delta\omega = \omega_{\max}/N$ , а кути  $\Phi_{jk}$  (для будь-якого  $j$ ) представляють набір незалежних випадкових змінних  $N$ , рівномірно розподілених між нулем і  $2\pi$ .

Зразки, створені згідно виразу (D.7), характеризуються бажаним змістом місцевих частот, а також привласненим ступенем кореляції.

### D.3 Методи розрахунку

#### D.3.1 Загальні положення

(1) На підставі D.1 і D.2 опції, опис яких приводиться в D.3.2 - D.3.4, можуть використовуватися для визначення реакції конструкції на просторові переміщення ґрунту, що змінюються.

#### D.3.2 Лінійний розрахунок випадкових коливань

(1) Лінійний розрахунок випадкових коливань проводиться з використанням модального дослідження частотно-залежних матриць перенесення і введення, представленого матрицею  $G(w)$ .

(2) Ефекти пружної дії приймаються як середні значення розподілу вірогідності великого значення реакції протягом періоду, що узгоджується з сейсмічною подією, що веде до утворення  $a_g$ .

(3) Розрахункові значення визначаються за допомогою ділення ефектів пружної дії на відповідний коефіцієнт роботи  $q$ ; при цьому для забезпечення податливої реакції, досить дотримувати правила, які приводяться в обов'язковій частині цього стандарту.

where:

$N$  is the total number of frequencies  $c_k$  into which the significant bandwidth of  $L_{ij}(\omega)$  is discretised;

$\Delta\omega = \omega_{\max}/N$ , and the angles  $\Phi_{jk}$  are, for any  $j$ , a set of  $N$  independent random variables uniformly distributed between zero and  $2\pi$ .

Samples generated according to Expression (D.7) are characterised by the desired local frequency content as well as the assigned degree of correlation.

### D.3 Methods of analysis

#### D.3.1 General

(1) Based on D.1 and D.2, the options described in D.3.2 to D.3.4 are available for determining the structural response to spatially varying ground motions.

#### D.3.2 Linear random vibration analysis

(1) A linear random vibration analysis is performed, using either modal analysis of frequency-dependent transfer matrices and input given by the matrix  $G(w)$ .

(2) The elastic action effects are assumed as the mean values from the probability distribution of the largest extreme value of the response for the duration consistent with the seismic event underlying the establishment of  $a_g$ .

(3) The design values are determined by dividing the elastic effects by the appropriate behaviour factor  $q$  and ductile response is assured by conformity to the relevant rules of the normative part of this Standard.

### **D.3.3 Розрахунок динаміки змін з відповідними переміщеннями**

(1) Лінійний розрахунок динаміки змін може проводитися з використанням переміщень-зразків, що генеруються згідно **D.2**, починаючи із спектру розподілу потужностей, відповідних спектру пружної реакції на опорах.

(2) Кількість використовуваних зразків повинна забезпечити виведення стійких результатів для розрахунку середнього значення максимальних реакцій. Ефекти пружної дії приймаються як середні значення даного максимуму (див. вище). Розрахункові значення визначаються за допомогою ділення ефектів пружної дії на відповідний коефіцієнт роботи  $q$ ; при цьому для забезпечення податливої реакції, досить дотримувати правила, які приводяться в обов'язковій частині цього стандарту.

(3) Нелінійний розрахунок динаміки змін може проводитися з використанням переміщень-зразків, що генеруються згідно **D.2**, починаючи із спектру розподілу потужностей, відповідних спектру пружної реакції на опорах. Кількість використовуваних зразків повинна забезпечити виведення стійких результатів для розрахунку середнього значення максимальних реакцій.

(4) Розрахункові значення результату дії  $E_d$  приймаються як середні значення даного максимуму (див. вищий). Порівняння між результатом дії  $E_d$  і розрахунковим опором  $R_d$  повинно проводитися згідно EN 1998-1:2004.

### **D.3.3 Time history analysis with samples of correlated motions**

(1) Linear time-history analysis can be performed using sample motions generated as indicated in **D.2**, starting from power spectra consistent with the elastic response spectra at the supports.

(2) The number of samples used should be such as to yield stable estimates of the mean of the maximum responses of interest. The elastic action effects are assumed as the mean values of the above maxima. The design values are determined by dividing the elastic action effects by the appropriate behaviour factor  $q$  and ductile response is assured by conformity to the relevant rules of the normative part of this Standard.

(3) Non-linear time-history analysis may be performed using sample motions generated as indicated in **D.2** starting from power spectra consistent with the elastic response spectra at the supports. The number of samples used should be such as to yield stable estimates of the mean of the maximum responses of interest.

(4) The design values of the action effects  $E_d$  are assumed as the mean values of the above maxima. The comparison between action effect  $E_d$  and design resistance  $R_d$  is to be performed in accordance with EN 1998-1:2004.

### D.3.4 Спектр реакції для багатоопорного введення

### D.3.4 Response spectrum for multiple-support input

#### D.3.4.1 Загальні положення

#### D.3.4.1 General

(1) Рішення реакції пружної дії конструкції з введенням значень для декількох опор в рамках спектру реакції виведено в [4]. Тут наводяться тільки деякі дані. Повна інформація надається в [4].

(1) A solution for the elastic response of a structure subjected to multiple support input in terms of response spectra has been derived in [4]. An outline is given here. For complete information refer to [4].

#### D.3.4.2 Лінійна реакція на багатоопорне введення

#### D.3.4.2 Linear response to multiple-support input

(1) Рівняння переміщення для дискретизаційної лінійної системи, з  $n$ -степенями свободи, що зазнає дії переміщення опор  $m$ , можна записати в наступному вигляді:

(1) The equations of motion for a discretised,  $n$ -degrees of freedom linear system subjected to  $m$  support motions can be written as:

$$\begin{bmatrix} M & M_c \\ M_c^T & M_g \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{x} \\ \dot{u} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C & C_c \\ C_c^T & C_g \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{x} \\ \dot{u} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K & K_c \\ K_c^T & K_g \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x \\ u \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ F \end{bmatrix} \quad (D.8)$$

$x$  вектор  $n$  сумарних переміщень з необмеженим числом ступенів свободи;

$x$  is the  $n$ -vector of the total displacements at the unconstrained degrees of freedom;

$u$  вектор  $m$  заданих переміщень опори;

$u$  is the  $m$ -vector of prescribed support displacements;

$M$ ,  $C$  і  $K$  маса  $n \times n$ , матриці амортизації і жорсткості, що асоціюються з необмеженим числом ступеней свободи, відповідно;

$M$ ,  $C$  and  $K$  are the  $n \times n$  mass, damping and stiffness matrices associated with the unconstrained degrees of freedom, respectively;

$M_g$ ,  $C_g$  і  $K_g$  маса  $m \times m$ , матриці амортизації і жорсткості, що асоціюються з ступенями свободи опор, відповідно;

$M_g$ ,  $C_g$  і  $K_g$  support degrees of freedom, respectively;

$M_c$ ,  $C_c$  і  $K_c$  - матриці сполучень  $n \times m$ ;

$M_c$ ,  $C_c$  and  $K_c$  are the  $n \times m$  coupling matrices;

$F$  вектор  $m$  сил реакції із ступенями свободи опор.

$F$  is the  $m$ -vector of the reacting forces at the support degrees of freedom.

(2) Загальну реакцію можна розкласти як:

(2) The total response is decomposed as:

$$x = x^s + x^d \quad (D.9)$$

де  $x^s$ , так званий псевдостатичний компонент, представляє вирішення виразу (D.8) без елементів інерції і амортизації, т.ч.:

where  $x^s$ , called pseudo-static component, is the solution of expression (D.8) without the inertia and damping terms, i.e.:

$$x^s = -K^{-1} K_c u = R u \quad (D.10)$$

Якщо підставити вирази (D.9) і (D.10) у вираз (D.8), можна отримати диференціальне рівняння для динамічної складової:

$$Mx^d + Cx^d + Kx^d \cong -(MR + M_c)u \quad (D.11)$$

після видалення відносного незначного члена

Substituting expression (D.9) and (D.10) into expression (D.8), the differential equation for the dynamic component is obtained in the form:

after eliminating the comparatively negligible term

$$(CR + C_c)u.$$

(3) Допустим, що  $\Phi$ ,  $\omega_i$  і  $\xi_i$  представляють матрицю модальних форм, модальних частот і відповідних коефіцієнтів загасання фіксованої структури. Якщо підставити  $x^d = \Phi u$  у вираз (D.11), незв'язане рівняння набуде наступний вигляд:

$$\ddot{y}_i + 2\xi_i\omega_i\dot{y}_i + \omega_i^2 y_i = \sum_{k=1}^m \beta_{ki}\ddot{u}_k(t) \quad (D.12)$$

$$i=1, K, n$$

де коефіцієнт модальної участі має форму:

$$\beta_{ki} = \frac{\varphi_i^T (Mr_k + M_c i_k)}{\varphi_i^T M \varphi_i} \quad (D.13)$$

$r_k$  - це  $k$ -ая колонка величини  $R$ , а  $i_k$  - це  $k$ -а колонка одиничної матриці  $n \times n$ .

where the modal participation factor has the form:

in which  $r_k$  is the  $k$ -th column of  $R$  and  $i_k$  is the  $k$ -th column of a  $n \times n$  identity matrix.

(4) Рекомендується визначити нормалізовану модальну реакцію  $s_{ki}(t)$ , яка є реакцією генератора з однією ступінню свободи, частотою і коефіцієнтом загасання  $i$ -ого режиму з дією базового прискорення  $\ddot{u}_{ki}(t)$ :

$$\ddot{s}_{ki} + 2\xi_i\omega_i\dot{s}_{ki} + \omega_i^2 s_{ki} = \ddot{u}_{ki}(t) \quad (D.14)$$

Отримуємо:

Clearly one has:

$$y_i(t) = \sum_{k=1}^m \beta_{ki}s_{ki}(t) \quad (D.15)$$

(5) Загальну величину даної реакції (вузлове переміщення, зусилля і так далі) можна виразити як лінійну функцію вузлового переміщення  $x(t)$ :

(5) A generic response quantity of interest  $z(t)$  (nodal displacement, internal force, etc) can be expressed as a linear function of the nodal displacement  $x(t)$ :

$$z(t) = \mathbf{q}^T \mathbf{x}(t) = \mathbf{q}^T \mathbf{x}^s(t) + \mathbf{x}^d(t) \quad (D.16)$$

Якщо замість  $x^s$  і  $x^d$  підставити отримані вирази, можна отримати:

Substituting for the expressions obtained for  $x^s$  and  $x^d$  one arrives at:

$$z(t) = \sum_{k=1}^m a_k u_k(t) + \sum_{k=1}^m \sum_{i=1}^m b_{ki} s_{ki}(t) \quad (D.17)$$

у якому:

in which:

$$a_k(t) = q^T r_k \quad b_{ki} = q^T \phi_i \beta_{ki} \quad (D.18)$$

### D.3.4.3 Спектральне вирішення реакції

### D.3.4.3 Response spectrum solution

(1) Використовуючи базову теорію випадкових коливань разом з моделлю (див. **D.1**) для руху опори  $u(t)$ , стандартне відхилення величини реакції  $z(t)$  можна визначити безпосередньо в одиницях стандартного відхилення вхідних процесів  $u(t)$  і нормалізованих модальних реакцій  $s(t)$ , а також в одиницях кореляції між вхідними і вихідними величинами.

(1) Using basic random vibration theory in conjunction with a model such as that described in **D.1** for the support motions  $u(t)$ , the standard deviation of the response quantity of interest  $z(t)$  can be directly determined in terms of the standard deviations of the input processes  $u(t)$  and of the normalised modal responses  $s(t)$ , as well as of the correlation between input and output quantities.

(2) Далі, зважаючи на відношення між спектральною густиною потужності вхідних процесів,  $G_{uu}(\omega)$ <sup>5</sup>, дані стандартні відхилення і кореляції, а також відношення між спектральною густиною потужності реакції і спектру реакції, можна вивести наступний вираз для середнього значення максимальної реакції (тобто ефект пружної роботи)

(2) Further, by taking into account the relationship between the power spectral densities of the input processes,  $G_{uu}(\omega)$ <sup>5</sup>, and the above standard deviations and correlations, as well as the relationships between power spectral density of the response process and response spectrum, the following expression is derived for the mean value of the maximum response (i.e. the elastic action effect)

$$\mu_{z_{max}} = \sqrt{\sum_{k=1}^m \sum_{l=1}^m a_k a_l p_{u_k u_l} u_{k,max} u_{l,max} + \sum_{k=1}^m \sum_{l=1}^m \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n b_{ki} b_{lj} p_{s_{ki} s_{lj}} D_k(\omega_i, \xi_i) D_l(\omega_j, \xi_j)} \quad (D.19)$$

де  $u_{k,max}$  і  $u_{l,max}$  представляють максимальні переміщення на опорах  $k$  і  $l$ , що узгоджуються з відповідним спектром місцевої пружної дії згідно EN 1998-1:2004, **3.2.2.4**;  $D_k(\omega_i, \xi_i)$  і  $D_l(\omega_i, \xi_i)$  представляють значення спектру пружних перемещень на опорах  $k$  і  $l$  для частот і коефіцієнтів загасання даних режимів, що узгоджуються з відповідним спектром місцевої пружної роботи згідно EN 1998-1:2004, **3.2.2.2**.

where  $u_{k,max}$  and  $u_{l,max}$  are the peak ground displacements at supports  $k$  and  $l$  consistent with the respective local elastic response spectrum as given in EN 1998-1:2004, **3.2.2.4**;  $D_k(\omega_i, \xi_i)$ , and  $D_l(\omega_i, \xi_i)$ , are the elastic displacement response spectra values at supports  $k$  and  $l$  for frequencies and damping ratios of the considered modes, consistent with the respective local elastic response spectrum as given in EN 1998-1:2004, **3.2.2.2**.

(3) Коефіцієнти кореляції,  $p_{u_k u_l}$ , між максимальними зсувами ґрунту і  $p_{s_i s_j}$ , між нормалізованими модальними реакціями, можна виразити як:

(3) The correlation coefficients  $p_{u_k u_l}$ , between peak ground displacements, and  $p_{s_i s_j}$ , between normalised modal responses, are given by:

<sup>5</sup>  $G_{uu}(\omega)$  позначає потужність спектральної матриці прискорення щільності земляних процесів, які для простоти тут позначаються в D.1 просто  $G(\omega)$

<sup>5</sup>  $G_{uu}(\omega)$  denotes the power spectral densities matrix of the ground acceleration processes which, for simplicity of notation, is denoted in D.1 simply by  $G(\omega)$

$$p_{s_k s_l} = \frac{1}{\sigma_{u_k} \sigma_{u_l}} \int H_i(\omega) H_j(-\omega) G_{u_k u_l}(\omega) d\omega$$

$$\sigma_{u_k}^2 = \int G_{u_k u_l}(\omega) d\omega$$

$$\sigma_{s_{ki}}^2 = \int |H_i(\omega)|^2 G_{u_k u_l}(\omega) d\omega$$
(D.20)

де  $G_{ukul}(\omega)$  є  $kl$ - термом матриці спектральної густини потужності процесів переміщення ґрунту і процесів прискорення в співвідношенні:

where  $G_{ukul}(\omega)$  is the  $kl$ -term of the power spectral densities matrix of the ground displacement processes, related to the corresponding one for the acceleration processes

$$G_{uu} = \frac{1}{\omega^4} G_{uu}(\omega)$$

$H_i(\omega)$  це функція передачі частоти нормалізованого модального переміщення, виражена у формі:

$H_i(\omega)$  is the frequency transfer function of the normalised a modal displacement, given by:

$$H_i(\omega) = \frac{1}{\omega_i^2 + \omega^2 + i2\xi_i \omega_i \omega}$$
(D.21)

(4) Для того, щоб провести оцінку інтегралів у виразі (D.20), спектральну густину потужності необхідно співвіднести із спектром реакції, який представляє дані, необхідні для користувача даного підходу. Наступний відкоректований наближений вираз, що трохи відрізняється від виразу в [4], може використовуватися для встановлення відношення спектрів реакції і потужності:

(4) In order to evaluate the integrals in Expression (D.20) the power spectral densities should be related to the response spectra that represent the information supposed to be available to the user of the present approach. The following approximate expression, slightly adjusted from that proposed in [4], can be used to relate response and power spectrum at any station:

$$G_{uu}(\omega) = \omega^2 \left( \frac{2\xi\omega}{\pi} + \frac{4}{\pi t} \right) \left[ \frac{D(\omega, \xi)}{2.5} \right]^2 \quad \omega \geq 0$$
(D.22)

де  $t$  - це тривалість нерухомої частини руху ґрунту, яка повинна погоджено прийматися з сейсмічною подією, що веде до створення  $a_g$ .

where  $t$  is the duration of the stationary part of the ground motion to be taken consistently with the seismic event underlying the establishment of  $a_g$ .

(5) У практичних випадках, коли різні опори мають різні ґрунти в основі, це домінує над рештою чинників, що веде до втрати кореляції. Числові розрахунки показують, що облік третього члена  $y_{ij,3}(\omega)$  в когерентній функції має невеликий вплив на результати і в апроксимації його можна прийняти рівним нулю. Виходячи з даних припущень і приймаючи в розрахунок наближений характер вказаної процедури спектру реакції,

(5) In practical cases, when local soil conditions differ from one support to another, the effect of this difference tends to dominate over the other two phenomena generating loss of correlation. Numerical analyses show in addition that the consideration of the third term  $y_{ij,3}(\omega)$  in the coherency function has small influence on the results so that it can be, in approximation, set to zero. Based on these considerations and taking into account the

значним спрощенням буде використання діагональної матриці  $G(\omega)$ , тобто пропонується розглянути конструкцію, як що піддається дії вектора незалежних процесів руху ґрунту. При цьому кожен процес характеризується своєю власною функцією спектральної густини потужності. Відповідно, вираз (D.19) спрощується до наступного вигляду:

approximate character of the described response spectrum procedure, a significant simplification is to consider a diagonal matrix  $G(\omega)$ , i.e. to consider the structure as subjected to a vector of independent ground motion processes, each one characterised by its own power spectral density function. Correspondingly, Expression (D.19) simplifies to:

$$\mu_z = \sqrt{\sum_{k=1}^m a_k^2 u_{k,\max}^2 + \sum \sum \sum b_{ki} b_{kj} P_{s_{ki} s_{kj}} D_k(\omega_i, \xi_i) D_l(\omega_j, \xi_j)} \quad (D.23)$$

Бібліографія

- [1] Луко, Дж. і Вонг, Х., 1986, «Реакція жорсткого фундаменту на просторовий випадковий рух ґрунту», Earth. Eng. Struct. Dyn., 14: 891-908.
- [2] Дер Киурегиан, А., 1996, «Когерентна модель для руху ґрунту з просторовою змінністю», Earth. Eng. Struct. Dyn., 25: 99-111.
- [3] Шинозука, М., 1972, «Вирішення Монто-Карло динаміки споруд», Comp. Struct., 2: 855-874.
- [4] Дер Киурегиан, А. і Нойенхофер, А., 1992, «Метод спектру реакції для багатоопорного сейсмічного збудження», Earth Eng. Struct. Dyn., 21: 713-740.

References

- [1] Luco, J. and Wong, H., 1986, "Response of a rigid foundation to a spatially random ground motion" Earth. Eng. Struct. Dyn., 14: 891-908
- [2] Der Kiureghian, A., 1996, "A coherency model for spatially varying ground motions" Earth. Eng. Struct. Dyn., 25: 99-111
- [3] Shinozuka, M., 1972, "Monte Carlo solution of structural dynamics" Comp. Struct., 2:855-874
- [4] Der Kiureghian, A. and Neuenhofer, A., 1992, "Response spectrum method for multi-support seismic excitations" Earth Eng. Struct. Dyn., 21: 713-740



**ДОДАТОК Е**  
(довідковий)

**ANNEX E**  
(informative)

**МОЖЛИВІ ХАРАКТЕРИСТИКИ МАТЕРІАЛІВ І ДЕФОРМАЦІЙНІ ВЛАСТИВОСТІ ПЛАСТИЧНИХ ШАРНІРІВ ДЛЯ НЕЛІНІЙНОГО РОЗРАХУНКУ**

**PROBABLE MATERIAL PROPERTIES AND PLASTIC HINGE DEFORMATION CAPACITIES FOR NON-LINEAR ANALYSES**

**E.1 Загальні положення**

(1) У цьому додатку приводяться рекомендації по вибору можливих характеристик матеріалів, а також по проведенню оцінки деформаційної здатності пластичних шарнірів. І ті, та інші призначаються виключно для нелінійних розрахунків згідно **4.2.4** і **4.2.5**.

**E.1 General**

(1) This Annex provides guidance for the selection of the probable material properties and for the estimation of the deformation capacities of the plastic hinges. Both are intended for use exclusively for non-linear analyses in accordance with **4.2.4** and **4.2.5**.

**E.2 Характеристики матеріалів**

**E.2 Probable material properties**

**E.2.1 Бетон**

**E.2.1 Concrete**

(1) Повинні використовуватися середні значення  $f_{cm}$ ,  $E_{cm}$  згідно EN 1992-1-1: 2004, таблиця 3.1.

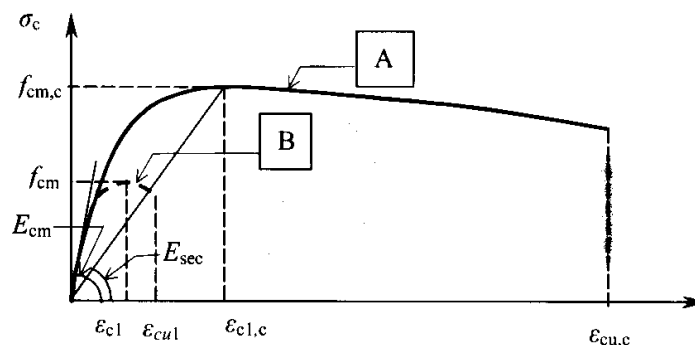
(1) Mean values  $f_{cm}$ ,  $E_{cm}$  in accordance with EN 1992-1-1: 2004, Table 3.1 should be used.

(2) Для бетону залежність напруження-деформація для нелінійного розрахунку згідно EN 1992-1-1:2004, **3.1.5(1)** повинне використовуватися із значеннями деформації  $\epsilon_{cl}$  і  $\epsilon_{cu1}$ , вказаними в таблиці 3.1 цього ж стандарту.

(2) For unconfined concrete the stress-strain relationship for non-linear analysis specified in EN 1992-1-1:2004, **3.1.5(1)**, should be used, with the values of strains  $\epsilon_{cl}$  and  $\epsilon_{cu1}$  as specified in Table 3.1 of the same standard.

(3) Для обмеженого бетону може використовуватися наступна процедура, як альтернатива стандарту EN 1992-1-1:2004, **3.1.9** (див. Рисунок Е.1):

(3) For confined concrete the following procedure may be used, as an alternative to EN 1992-1-1:2004, **3.1.9** (see Figure E.1):



**Умовні позначення**

A – обмежуваний бетон; B - необмежуваний бетон;

**Key**

A - Confined concrete B - Unconfined concrete

**Рисунок Е.1:** Залежність напруження-деформація для обмеженого бетону

**Figure E.1:** Stress-strain relationship for confined concrete

ПРИМІТКА Дана модель характеристик для обмеженого бетону сумісна із значеннями  $\Phi_b$  і  $L_p$  з виразу (E.18) та (E.19), відповідно

NOTE This model of confined concrete properties is compatible with the values for  $\Phi_b$  and  $L_p$  given in expressions (E.18) and (E.19) respectively.

(a) Напруження бетону  $\sigma_c$ :

(a) Concrete stress:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm,c}} = \frac{xr}{r-1+x^r} \quad (E.1)$$

де:

where:

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1,c}} \quad (E.2)$$

$$r = \frac{E_{cm}}{E_{cm} - E_{sec}} \quad (E.3)$$

модуль пружності в точці границі міцності:

secant modulus to ultimate strength:

$$E_{sec} = \frac{f_{cm,c}}{\varepsilon_{c1,c}} \quad (E.4)$$

границя міцності

ultimate strength:

$$f_{cm,c} = f_{cm} \lambda_c \quad (E.5)$$

$$\lambda_c = 2,254 \sqrt{1 + 7,94 \frac{\sigma_e}{f_{cm}}} - \frac{2\sigma_e}{f_{cm}} - 1,254 \quad (E.6)$$

деформація при границі міцності:

strain at ultimate strength:

$$\varepsilon_{c1,c} = 0,002 \left[ 1 + 5 \left( \frac{f_{cm,c}}{f_{cm}} - 1 \right) \right] \quad (E.7)$$

(b) Дійсна обмежуюча напруга  $\sigma_e$ :

(b) Effective confining stress  $\sigma_e$ :

$\sigma_e$  дійсне обмежуюче напруження, що діє в обох поперечних напрямках 2 і 3 ( $\sigma_e = \sigma_{e2} = \sigma_{e3}$ ). Дану напругу можна визначити на основі коефіцієнта непрямої арматури  $\rho_w$ , як вказано в **6.2.1.2** або **6.2.1.3**, і можливого напруження пластичної течії  $f_{ym}$ :

$\sigma_e$  is the effective confining stress acting in both transverse directions 2 and 3 ( $\sigma_e = \sigma_{e2} = \sigma_{e3}$ ). This stress may be estimated on the basis of the ratio of confining reinforcement  $\rho_w$ , as defined in **6.2.1.2** or **6.2.1.3**, and its probable yield stress  $f_{ym}$  as follows:

- Для круглої кільцевої арматури або спіралей:

- For circular hoops or spirals:

$$\sigma_e = \frac{1}{2} \alpha \rho_w f_{ym} \quad (E.8)$$

- Для прямокутних замкнутих хомутив або стягувань:

- For rectangular hoops or ties:

$$\sigma_e = \alpha \rho_w f_{ym} \quad (E.9)$$

де  $\alpha$  - це коефіцієнт ефективності обмеження (див. EN 1998-1:2004, **5.4.3.2.2**)

where  $\alpha$  is the confinement effectiveness factor (see EN 1998-1: 2004, **5.4.3.2.2**)

Для опор, обмежених згідно правилам конструювання **6.2.1** і з мінімальним розміром  $b_{\min} \cong 1,0$  м, можна прийняти значення  $a \cong 1,0$ .

For bridge piers confined in accordance with the detailing rules of **6.2.1** and with a minimum dimension  $b_{\min} \cong 1,0$  m, the value  $a \cong 1,0$  may be assumed.

ПРИМІТКА Якщо при використанні ортогональної кільцевої арматури значення в двох поперечних напрямках не рівні

NOTE If, in the case of orthogonal hoops, the values of  $\rho_w$  in the two transverse directions are not equal

$$\rho_{w2} \neq \rho_{w3}$$

дійсне обмежуюче напруження можна оцінити як

the effective confining stress may be estimated as

$$\sigma_e = \sqrt{\sigma_{e2}\sigma_{e3}}$$

(с) Критична деформація бетону при розтягуванні  $\varepsilon_{cu,c}$

(с)Критична деформація бетону при розтягуванні  $\varepsilon_{cu,c}$

Дана деформація повинна відповідати руйнуванню непрямого кільця арматури. Якщо не обумовлене інше, це можна представити таким чином:

This strain should correspond to the first fracture of confining hoop reinforcement. Unless otherwise substantiated, it may be assumed as follows:

$$\varepsilon_{cu,c} = 0,004 + \frac{1,4\rho_s f_{ym} \varepsilon_{su}}{f_{cm,c}} \quad (E.10)$$

де:

$\rho_s = \rho_w$  для круглих спіралей або кільцевої арматури

where:

$\rho_s = \rho_w$  for circular spirals or hoops

$\rho_s = 2\rho_w$  для кільцевої арматури ортогональної форми

$\rho_s = 2\rho_w$  for orthogonal hoops, and

$\varepsilon_{su} = \varepsilon_{um}$  це середнє значення подовження сталевий арматури при максимальному зусиллі (див. EN 1992-1-1:2004, **3.2.2.2**).

$\varepsilon_{su} = \varepsilon_{um}$  is the mean value of the reinforcement steel elongation at maximum force (see EN 1992-1-1:2004, **3.2.2.2**)

### Е.2.2 Арматура

### Е.2.2 Reinforcement steel

(1) За відсутності даних, що стосуються сталі, використовуваної в рамках даного проекту, застосовуватися можуть наступні значення:

(1) In the absence of relevant information on the specific steel for the project, the following values may be used:

$$\frac{f_{ym}}{f_{yk}} = 1,15 \quad (E.11)$$

$$\frac{f_{tm}}{f_{tk}} = 1,20 \quad (E.12)$$

$$\varepsilon_{su} = \varepsilon_{uk} \quad (E.13)$$

### Е.2.3 Конструкційна сталь

### Е.2.3 Structural steel

(1) За відсутності даних, що стосуються сталі, що використовується в рамках даного проекту, застосовуватися можуть наступні значення:

(1) In the absence of relevant information on the specific steel for the project, the following values may be used:

$$\frac{f_{ym}}{f_{yn}} = 1,25 \quad (\text{E.14})$$

$$\frac{f_{um}}{f_{un}} = 1,30 \quad (\text{E.15})$$

де  $f_{yn}$  і  $f_{un}$  представляють нормативні значення текучості і межі міцності на розрив, відповідно.

where  $f_{yn}$  and  $f_{un}$  are the nominal values of the yield and ultimate tensile strength respectively.

### Е.3 Здібність пластичних шарнірів до обертання

### E.3 Rotation capacity of plastic hinges

#### Е.3.1 Загальні положення

#### E.3.1 General

(1) Загалом, обертальна здатність пластичних шарнірів,  $\theta_{p,u}$  (див. 4.2.4.4(2)c) повинна оцінюватися за наслідками лабораторних випробувань згідно 2.3.5.2(3), які проводилися для аналогічних елементів. Це стосується деформаційної здатності розтягнутих елементів або механізмів пластичного зсуву, використовуваних в розкосах з конструкційної сталі.

(1) In general the rotation capacity of plastic hinges,  $\theta_{p,u}$  (see 4.2.4.4(2)c) should be evaluated on the basis of laboratory tests, satisfying the conditions of 2.3.5.2(3), that have been carried out on similar components. This applies for the deformation capacities of tensile members or of plastic shear mechanisms used in eccentric structural steel bracings.

(2) Дана схожість може підходити до наступних аспектів елементів, включаючи:

- геометрію елементів
- швидкість навантаження
- відносини між діями (згинальним моментом, осьовою силою, поперечною силою)
- конфігурацію арматури (поздовжня і поперечна арматура, включаючи непряму), використовувану для армування залізобетонних компонентів
- місцевий подовжній згин і/або згин з поперечною силою для сталевих компонентів.

(2) The similarity mentioned above refers to the following aspects of the components where relevant:

- geometry of the component
- loading rate
- ratios between action effects (bending moment, axial force, shear)
- reinforcement configuration (longitudinal and transverse reinforcement, including confinement), for reinforced concrete components
- local and/or shear buckling conditions for steel components

(3) За відсутності специфічної обґрунтованості з використанням дійсних даних, коефіцієнт зниження  $\gamma_{k,p}$  з виразу (4.21) можна використовувати як  $\gamma_{k,p} = 1,40$ .

(3) In the absence of specific justification based on actual data, the reduction factor  $\gamma_{k,p}$  of expression (4.21) may be assumed as  $\gamma_{k,p} = 1,40$ .

#### Е.3.2 Залізобетон

#### E.3.2 Reinforced concrete

(1) За відсутності відповідних результатів лабораторних випробувань згідно Е.3.1, пластична обертальна здатність  $\theta_{p,u}$ , і загальний кут повороту  $\theta_u$  пластичних шарнірів (див. рисунок 2.4) може оцінюватися на основі граничної кривизни  $\Phi_u$  і довжини пластичного шарніру  $L_p$  (див. рисунок Е.2):

(1) In the absence of appropriate laboratory test results, as mentioned in E.3.1, the plastic rotation capacity  $\theta_{p,u}$ , and the total chord rotation  $\theta_u$  of plastic hinges (see Figure 2.4) may be estimated on the basis of the ultimate curvature  $\Phi_u$  and the plastic hinge length  $L_p$  (see Figure E.2), as follows:

$$\theta_u = \theta_y + \theta_{p,u} \quad (\text{E.16a})$$

$$\theta_{p,u} = (\Phi_u - \Phi_y)L_p \left(1 - \frac{L_p}{2L}\right) \tag{E.16b}$$

де:

$L$  відстань від кінцевого перетину пластичного шарніра до точки нульового моменту в опорі;

$\Phi_y$  кривизна при текучості.

where:

$L$  is the distance from the end section of the plastic hinge to the point of zero moment in the pier

$\Phi_y$  is the yield curvature

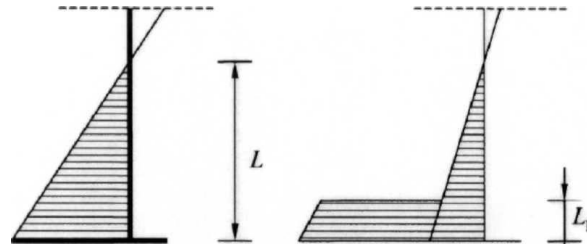


Рисунок Е.2  $\Phi_y$  та  $\Phi_u$

Figure E.2:  $\Phi_y$  and  $\Phi_u$

Для лінійної зміни згинального моменту, кут повороту  $\theta_y$  при текучості в можна представити як:

For linear variation of the bending moment, the yield rotation  $\theta_y$  may be assumed as:

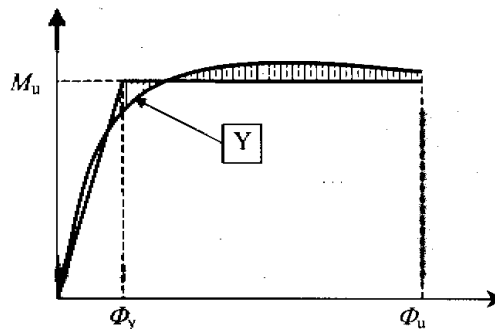
$$\theta_y = \frac{\Phi_y L}{3} \tag{E.17}$$

(2) І  $\Phi_y$ , і  $\Phi_u$  необхідно визначити за допомогою розрахунку згину перетину під осьовим навантаженням, відповідним розрахунковій сейсмічній комбінованій дії (див. також (4)). Якщо  $\epsilon_c \geq \epsilon_{cu1}$ , враховується тільки перетин обмеженого бетонного перетину.

(2) Both  $\Phi_y$  and  $\Phi_u$  should be determined by means of a moment curvature analysis of the section under the axial load corresponding to the design seismic combination (see also (4)). When  $\epsilon_c \geq \epsilon_{cu1}$ , only the confined concrete core section should be taken into an account.

(3) Оцінка  $\Phi_y$  повинна проводитися за допомогою ідеалізації дійсної діаграми  $M-\Phi$  на білінійну діаграму рівної площі за межами першої текучості арматури, як показано на рисунку Е.3.

(3)  $\Phi_y$  should be evaluated by idealising the actual  $M-\Phi$  diagram by a bilinear diagram of equal area beyond the first yield of reinforcement, as shown in Figure E.3



Y - текучість першого стрижня

Y - Yield of first bar

Рисунок Е.3: Визначення  $\Phi_y$

Figure E.3: Definition of  $\Phi_y$

(4) Гранична кривизна  $\Phi_u$  на ділянці пластичного шарніра елементу повинен визначатися як:

$$\Phi_u = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_c}{d}$$

де:

$d$  робоча висота перетину;

$\varepsilon_s$  і  $\varepsilon_c$  напруга арматури і бетону, відповідно (негативна деформація стискування), виведена виходячи з того, що або одне з них, або обидва досягли наступних граничних значень:

-  $\varepsilon_{cu1}$  для деформації стискування вільного бетону (см. EN 1992-1-1:2004, Таблиця 3.1)

-  $\varepsilon_{cu,c}$ , для деформації стискування обмеженого бетону (див. **E.2.1(3)(c)** або EN 1992-1-1: 2004, **3.1.9(2)**)

-  $\varepsilon_{su}$  для деформації розтягування арматури (див. **E.2.1(3)(c)**).

(5) Для пластичного шарніра у верхній або нижній частині стику опори з пролітною будовою або фундаментом (ростверк або ригель палі) з подовжньою арматурою, що має нормативну напругу текучості  $f_{yk}$  (у МПа) і діаметр стрижня  $d_{bL}$ , довжина  $L_p$  пластичного шарніра може бути визначена таким чином:

$$L_p = 0,10L + 0,015f_{yk}d_{bL}$$

де

$L$  це відстань від перетину пластичного шарніра до перетину нульового моменту в умовах сейсмічної дії.

(6) Дане визначення пластичної обертальної здатності застосовується для опор з коефіцієнтом зсуву:

$$\alpha_s = \frac{L}{d} \geq 3,0$$

Для  $1,0 < \alpha_s < 3,0$  пластичну обертальну умножить на знижуючий коефіцієнт:

$$\lambda(\alpha_s) = \sqrt{\frac{\alpha_s}{3}}$$

(4) The ultimate curvature  $\Phi_u$  at the plastic hinge of the member should be taken as:

$$(E.18)$$

where

$d$  is the effective section depth

$\varepsilon_s$  and  $\varepsilon_c$  are the reinforcement and concrete strains respectively (compressive strains negative), derived from the condition that either of the two or both have reached the following ultimate values:

-  $\varepsilon_{cu1}$  for the compression strain of unconfined concrete (see EN 1992-1-1:2004, Table 3.1)

-  $\varepsilon_{cu,c}$  for the compression strain of confined concrete (see **E.2.1(3)(c)** or EN 1992-1-1: 2004, **3.1.9(2)**)

-  $\varepsilon_{su}$  for the tensile strain of reinforcement (see **E.2.1(3)(c)**)

(5) For a plastic hinge occurring at the top or the bottom junction of a pier with the deck or the foundation body (footing or pile cap), with longitudinal reinforcement of characteristic yield stress  $f_{yk}$  (in MPa) and bar diameter  $d_{bL}$ , the plastic hinge length  $L_p$  may be assumed as follows:

$$(E.19)$$

where

$L$  is the distance from the plastic hinge section to the section of zero moment, under the seismic action.

(6) The above estimation of the plastic rotation capacity is valid for piers with shear span ratio

$$(E.20)$$

For  $1,0 < \alpha_s < 3,0$  the plastic rotation capacity should be multiplied by the reduction factor

$$(E.21)$$

**ДОДАТОК F**  
(довідковий)

**ANNEX F**  
(informative)

**ДОДАНА МАСА ВОДИ, ЩО ЗАЛУЧАЄТЬСЯ,  
ДЛЯ ОПОР, РОЗТАШОВАНИХ НИЖЧЕ ЗА  
РІВЕНЬ ВОДИ**

**ADDED MASS OF ENTRAINED WATER FOR  
IMMERSED PIERS**

(1) Загальна маса зануреної у воду опори в горизонтальному напрямку може бути представлена як сума, що складається з наступних складових:

- дійсна маса опори (без допуску на плавучість);
- маса води, яка могла потрапити всередину порожнистої опори;
- додана маса  $m_a$  зовнішньої зосередженої води на одиницю довжини зануреної опори.

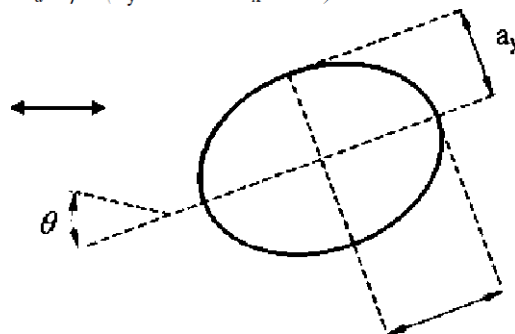
(2) Для опор круглого поперечного перетину з радіусом  $R$ ,  $m_a$  можна приймати як:

$$m_a = \rho \pi R^2 \tag{F.1}$$

де  $\rho$  це щільність води.

(3) Для опор з еліптичним перетином (див. рисунок F1) з осями  $2a_x$  і  $2a_y$  і горизонтальною сейсмічною дією під кутом  $\theta$  до осі  $x$  перетину,  $m_a$  можна прийняти як:

$$m_a = \rho \pi (a_y^2 \cos^2 \theta + a_x^2 \sin^2 \theta) \tag{F.2}$$



**Рисунок F.1:** Визначення розмірів опори еліптичного перетину

(1) Unless otherwise substantiated by calculation, the total effective mass in a horizontal direction of an immersed pier should be assumed equal to the sum of:

- the actual mass of the pier (without allowance for buoyancy);
- the mass of water possibly enclosed within the pier (for hollow piers);
- the added mass  $m_a$  of externally entrained water per unit length of immersed pier.

(2) For piers of circular cross-section of radius  $R$ ,  $m_a$  may be estimated as:

where  $\rho$  is the water density.

(3) For piers of elliptical section (see Figure F1) with axes  $2a_x$  and  $2a_y$  and horizontal seismic action at an angle  $\theta$  to the  $x$ -axis of the section,  $m_a$  may be estimated as:

**Figure F.1:** Definition of dimensions of elliptical pier section

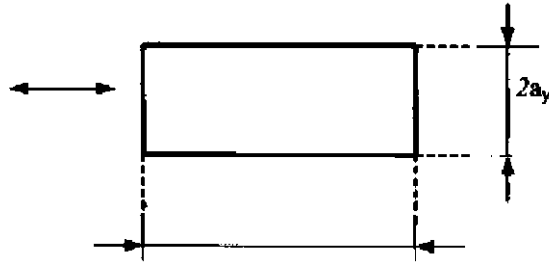
(4) Для опор прямокутного перетину з розмірами  $2a_x$  на  $2a_y$  в умовах сейсмічної дії у напрямі  $x$  (див. рисунок F.2),  $m_a$  можна визначити як:

$$m_a = k \rho \pi a_y^2 \tag{F.3}$$

(4) For piers of rectangular section with dimensions  $2a_x$  by  $2a_y$  and for earthquake action in the  $x$ -direction (see Figure F.2),  $m_a$  may be estimated as:

де значення  $k$  до узятого з таблиці F.1 (допускається лінійна інтерполяція).

where the value of  $k$  is taken from Table F.1 (linear interpolation is permitted).



**Рисунок F.2.:** Визначення розмірів опори прямокутного перетину

**Figure F.2:** Definition of dimensions of rectangular pier section

**Таблиця P.1 - Залежність коефіцієнта доданої маси опори прямокутної форми від коефіцієнта форми поперечного перетину**

**Table F.1 Dependence of added mass coefficient of rectangular piers on cross-sectional aspect ratio**

$A_y / A_x$	$K$
0,1	2,23
0,2	1,98
0,5	1,70
1,0	1,51
2,0	1,36
5,0	1,21
10,0	1,14
$\infty$	1,00



## ДОДАТОК G

(обов'язковий)

### РОЗРАХУНОК ДОПУСТИМИХ НАВАНТАЖЕНЬ

#### G.1 Загальні положення

(1)Р Загалом, наступна процедура застосовується окремо для кожного з двох горизонтальних компонентів розрахункової сейсмічної дії із знаками + або -:

(2)Р Стадія 1:

Визначення граничного згинального моменту  $M_{Rd,h}$  перетинів передбачуваних пластичних шарнірів, відповідного вибраного горизонтальному напрямку сейсмічної дії ( $A_E$ ) з певним знаком (+ або -). Значення моменту повинне ґрунтуватися на дійсних розмірах поперечних перетинів і кількості подовжньої арматури. При проведенні розрахунків необхідно враховувати дію осьової сили і, можливо, згинального моменту, в ортогональному напрямі; дані значення можна узяти з розрахунку сейсмічної ситуації згідно виразу (5.4) в 5.5.

(3)Р Стадія 2:

Розрахунок зміни поведінки  $\Delta A_c$  пластичного механізму, відповідного збільшенню моментів пластичних шарнірів ( $\Delta M_h$ ), від (а) значень постійної дії ( $M_{G,h}$ ) до (б) моментів надміцності перетинів.

$$\Delta M_h = \gamma_o M_{Rd,h} - M_{G,h} \quad (G.1)$$

де:  $\gamma_o$  коефіцієнт надміцності, вказаний в п.5.3.

(4) Вплив  $\Delta A_c$  можна визначити, в цілому, за умовами рівноваги. При цьому допускається також в розумних межах апроксимація відносно сумісності деформацій.

(5)Р Стадія 3:

Для визначення кінцевого допустимого навантаження  $A_c$ , зміну  $A_{ac}$  необхідно підсумовувати з постійним навантаженням  $A_G$ .

$$A_c = A_G + \Delta A_c \quad (G.2)$$

## ANNEX G

(normative)

### CALCULATION OF CAPACITY DESIGN EFFECTS

#### G.1 General procedure

(1)P The following procedure shall be applied in general, separately for each of the two horizontal components of the design seismic action with signs + or -:

(2)P Step 1:

Calculation of the design flexural strengths  $M_{Rd,h}$  of the sections of the intended plastic hinges, corresponding to the selected horizontal direction of the seismic action ( $A_E$ ) with the sign considered (+ or -). The strengths shall be based on the actual dimensions of the cross-sections and the final amount of longitudinal reinforcement. The calculation shall consider the interaction with the axial force and possibly with the bending moment in the orthogonal direction, both resulting from the analysis in the design seismic situation of expression (5.4) of 5.5.

(3)P Step 2:

Calculation of the change of action effects  $\Delta A_c$  of the plastic mechanism, corresponding to the increase of the moments of the plastic hinges ( $\Delta M_h$ ), from (a) the values due to the permanent actions ( $M_{G,h}$ ) to (b) the overstrength moments of the sections.

where  $\gamma_o$  is the overstrength factor specified in 5.3.

(4) The effects  $\Delta A_c$  may in general be estimated from equilibrium conditions, while reasonable approximations regarding the compatibility of deformations are acceptable.

(5)P Step 3:

The final capacity design effects  $A_c$  shall be obtained by superimposing the change  $A_{ac}$  to the permanent action effects  $A_G$

## G.2 Спрощення

(1) Допускаються спрощення загальної процедури, опис якої приводиться в **G.1**, за умови, що виконуються вимоги **G.1(4)**.

(2) Якщо згинальний момент, викликаний постійною дією пластичного шарніра, зовсім малий порівняно з моментом надміцності перетину ( $M_{G;h} \ll \gamma_0 M_{Rd,h}$ ), стадію 2 в параграфі **G.1(3)P** можна замінити прямою оцінкою впливу  $\Delta A_c$  на підставі ефекту  $A_E$  розрахункової сейсмічної дії. Зазвичай це має місце в поперечному напрямі опор або в обох напрямках, коли опори мають шарнірне з'єднання з пролітною будовою. У таких випадках розрахункова поперечна сила в опорі «i» можна визначити наступним способом:

$$V_{C,i} = \Delta V_i = \frac{\gamma_0 M_{Rd,h,I}}{M_{E,i}} V_{E,i} \quad \text{G.3}$$

а вплив розрахункової потужності на пролітної будови і на опори можна визначити з відношення:

$$\Delta A_c \cong \frac{\sum V_{C,i}}{\sum V_{E,i}} A_E \quad \text{G.4}$$

## G.2 Simplifications

(1) Simplifications of the general procedure specified in **G.1** are allowed, as long as **G.1(4)** is satisfied.

(2) When the bending moment due to the permanent actions at the plastic hinge is negligible compared to the moment overstrength of the section ( $M_{G;h} \ll \gamma_0 M_{Rd,h}$ ), Step 2 in **G.1(3)P** may be replaced by a direct estimation of the effects  $\Delta A_c$  from the effects  $A_E$  of the design seismic action. This is usually the case in the transverse direction of the piers, or in both directions when the piers are hinged to the deck. In such cases the capacity design shear of pier "i" may be estimated as follows:

and the capacity design effects on the deck and on the abutments may be estimated from the relationship:

**ДОДАТОК Н**

(довідковий)

**ANNEX H**

(informative)

**СТАТИЧНИЙ НЕЛІНІЙНИЙ РОЗРАХУНОК  
(РОЗРАХУНОК ПО НЕСУЧІЙ ЗДАТНОСТІ)**

**STATIC NON-LINEAR ANALYSIS  
(PUSHOVER)**

**Н.1 Напрямки аналізу, контрольна точка і плановані переміщення**

**H.1 Analysis directions, reference point and target displacements**

(1) Нелінійний статистичний розрахунок, опис якого приводиться в 4.2.5, повинен проводитися в двох наступних горизонтальних напрямках:

(1) The non-linear static analysis specified in 4.2.5 should be carried out in the following two horizontal directions:

- у подовжньому напрямі  $x$ , визначеному центрами двох крайніх перетинів пролітної будови;
- у поперечному напрямі  $y$ , що розглядається як ортогональне щодо подовжнього напрямку.

- the longitudinal direction  $x$ , as defined by the centres of the two end-sections of the deck.
- the transverse direction  $y$ , that should be assumed to be orthogonal to the longitudinal direction.

(2) За контрольну точку береться центр мас деформованої пролітної будови.

(2) The reference point should be the centre of mass of the deformed deck.

(3) Статистичний нелінійний розрахунок згідно 4.2.5 повинен проводитися в кожному з двох горизонтальних напрямках  $x$  і  $y$  до тих пір, поки не будуть досягнуті плановані переміщення контрольної точки:

(3) In each of the two horizontal directions  $x$  and  $y$ , defined in (1) above, a static non-linear analysis in accordance with 4.2.5 should be carried out, until the following target displacements of the reference point are reached:

- у напрямі  $x$  (подовжньому):

$$d_{T,x} = d_{E_x} \tag{H.1}$$

- in  $x$ -direction (longitudinal):

- у напрямі  $y$  (поперечному):

$$d_{T,y} = d_{E_y} \tag{H.2}$$

- in  $y$ -direction: (transverse) :

де:  
 $d_{E,x}$  переміщення у напрямі  $x$  центру маси деформованого настилу, визначене за допомогою еквівалентного лінійного багаторежимного спектрального розрахунку (згідно 4.2.1.3) за умови, що  $q = 1,0$  зважаючи на  $E_x$  "+"  $0,3E_y$ . Спектральний розрахунок повинен проводитися з використанням фактичної жорсткості податливих елементів згідно 2.3.6.1.

where:  
 $d_{E,x}$  is the displacement in the  $x$ -direction, at the centre of mass of the deformed deck, resulting from equivalent linear multi-mode spectrum analysis (in accordance with 4.2.1.3) assuming  $q = 1,0$  due to  $E_x$  "+"  $0,3E_y$ . The spectrum analysis should be carried out using effective stiffness of ductile members as specified in 2.3.6.1.

$d_{E,y}$  переміщення в напрямі  $y$  цієї ж точки, розраховане аналогічно  $d_{E,y}$  (див. вищій).

$d_{E,y}$  is the displacement in  $y$ -direction at the same point calculated similarly to  $d_{E,y}$  above.

## Н.2 Розподіл навантаження

(1) Приріст горизонтального навантаження  $\Delta F_{i,j}$  (за умови, що вони впливають на зосереджену масу  $M_i$  у напрямі досліджуваного напрямку на кожній стадії навантаження  $j$ ) повинні розглядатися як рівні наступним величинам:

$$\Delta F_{i,j} = \Delta \alpha_j g M_i \zeta_i \quad (\text{H.3})$$

де:  
 $\Delta \alpha_j$  - приріст горизонтальної сили, приведеної до ваги  $gM_i$ , прикладене на стадії  $j$

$\zeta_i$  - коефіцієнт форми, що визначає розподіл навантаження уздовж конструкції.

(2) Якщо немає кращого наближення, необхідно досліджувати два наступні розподіли:

а) постійне уздовж пролітної будови, де для пролітної будови

$$\zeta_i = 1 \quad (\text{H.4})$$

і для опор, сполучених з пролітною будовою

$$\zeta_i = \frac{z_i}{z_p} \quad (\text{H.5})$$

де:  
 $z_i$  висота точки  $i$  над фундаментом окремої опори  
 $z_p$  - загальна висота опори  $P$  (відстань від землі до центральної лінії пролітної будови).

б) пропорційне формі першого режиму, де

$\zeta_i$  пропорційна компоненту в даному горизонтальному напрямі модального переміщення в точці  $i$  першого режиму в цьому ж напрямку. Режим з найбільшим коефіцієнтом участі в даному напрямі повинен розглядатися як перший режим в даному напрямі. Для опор, як альтернатива, може використовуватися наступне наближення:

$$\zeta_i = \zeta_{T,P} \frac{z_i}{z_p} \quad (\text{H.6})$$

де  $\zeta_{T,P}$  представляє значення  $\zeta$  відповідне стику,

## Н.2 Load distribution

(1) The horizontal load increments  $\Delta F_{i,j}$  assumed acting on lumped mass  $M_i$ , in the direction investigated, at each loading step  $j$ , should be taken as equal to:

where:  
 $\Delta \alpha_j$  is the horizontal force increment, normalized to the weight  $gM_i$ , applied in step  $j$ , and

$\zeta_i$  is a shape factor defining the load distribution along the structure.

(2) Unless a better approximation is used, both of the following distributions should be investigated:

а) constant along the deck, where for the deck

and for the piers connected to the deck

where  
 $z_i$  is the height of point  $i$  above the foundation of the individual pier and  
 $z_p$  is the total height of pier  $P$  (distance from the ground to the centre line of the deck).

б) proportional to the first mode shape, where

$\zeta_i$  is proportional to the component, in the considered horizontal direction, of the modal displacement at point  $i$ , of the first mode, in the same direction. The mode with the largest participation factor in the considered direction, should be taken as first mode in this direction. Especially for the piers, the following approximation may be used alternatively

where  $\zeta_{T,P}$  is the value of  $\zeta$  corresponding to the joint

що сполучає пролітну будову з опорою P.

### Н.3 Допустимі деформації

(1) Допустимі деформації на ділянці кожного пластичного шарніра повинні перевірятися з використанням виразу (4.20), де  $\theta_{Ed}$  представляє максимальний кут повороту хорди при досягненні запланованого переміщення (див. 4.2.4.4(2)c).

(2) Загальне переміщення в кожному напрямі на першій стадії навантаження, коли дві сторони виразу (4.20) стають рівними для будь-якого пластичного шарніра, визначає розрахунковий граничний стан переміщення моста. Якщо в даному стані переміщення контрольної точки опиниться менше запланованого переміщення у відповідному напрямі, проведений розрахунок вважатиметься за незадовільний і його потрібно буде відкорегувати.

ПРИМІТКА 1 Збільшення поздовжньої арматури критичних перетинів пластичних шарнірів, в межах технологічності, веде до відповідного підвищення ефективної жорсткості податливих елементів (згідно 2.3.6.1) і, згодом, до зменшення запланованого переміщення згідно Н.1(3) і вимог деформації  $\theta_{Ed}$  згідно Н.3(1). Збільшення розмірів перетинів податливих елементів веде до зниження деформаційних потреб і до збільшення деформаційних здатності елементів.

ПРИМІТКА 2 Процедура проектування податливих елементів в цьому плані передбачає перевірку тільки деформації/переміщення (перевірка міцності не потрібна). При цьому перевірка непластичного руйнування (зріз) податливих і неподатливих елементів проводиться через перевірку міцності згідно 4.2.4.4(2)(e).

(3) У подовжньому напрямі прямолінійних мостів переміщення всіх верхніх частин опор, сполучених з пролітною будовою, виявляються практично рівними переміщенню контрольної точки. В цьому випадку деформаційні потреби пластичних шарнірів можна оцінити безпосередньо по запланованому переміщенню.

### Н.4 Перевірка пролітної будови

(1) Необхідно перевірити і переконатися, що текучість в конструкціях пролітної будови в рамках 5.6.3.6(2) і 5.6.3.6(3) не відбувається до досягнення запланованого переміщення (див. 4.2.4.4(2)d).

connecting the deck and pier P.

### Н.3 Deformation demands

(1) Deformation demands at each plastic hinge should be verified using expression (4.20) where  $\theta_{Ed}$  denotes the maximum chord rotation demands, when the target displacement is reached (see 4.2.4.4(2)c).

(2) In each direction, the total deformation at the first loading step when the two sides of expression (4.20) become equal at any plastic hinge, defines the design ultimate deformation state of the bridge. If, at this state, the displacement of the reference point is less than the target displacement in the relevant direction, the design should be considered unsatisfactory and should be modified.

NOTE 1: Increasing the longitudinal reinforcement of the critical plastic hinge sections, within the limits of constructability, leads primarily to a corresponding increase of the effective stiffness of the ductile members (in accordance with 2.3.6.1) and consequently to a reduction of the target displacement in accordance with Н.1(3), and of the deformation demands  $\theta_{Ed}$  of Н.3(1). In general increasing the dimensions of the sections of the ductile members leads to a reduction of the deformation demands, as well as to an increase in the deformation capacities of the members.

NOTE 2: A design procedure of the ductile members along these lines involves only deformation/displacement verifications (no strength verifications). However, non-ductile failure verifications (shear) of both the ductile and non-ductile members are carried out through strength verifications, in accordance with 4.2.4.4(2)(e).

(3) In the longitudinal direction of an essentially straight bridge, the displacements of all pier heads connected to the deck are practically equal to the displacement of the reference point. In this case the deformation demands of the plastic hinges can be assessed directly from the target displacement.

### Н.4 Deck verification

(1) It should be verified that no significant yielding, in accordance with 5.6.3.6(2) and 5.6.3.6(3), occurs in the deck before the target displacement is reached (see 4.2.4.4(2)d).

(2) Слід уникати відриву всіх опорних частин однієї і тієї ж опори до досягнення цільового зсуву. Допускається відрив тільки окремих опорних частин однієї і тієї ж опори перед досягненням цільового зсуву, якщо це не надає шкідливої дії на самі опорні частини.

#### **Н.5 Перевірка режимів непластичного руйнування і ґрунту основи**

(1) Всі елементи необхідно перевірити на міцність до непластичних руйнувань (зрізу) згідно **4.2.4.4(2) е**; для цього можна використовувати розподіл сил, відповідний планованому переміщенню, як розрахункову дію.

(2) Up-lift of all bearings at the same support, before the target displacement is reached, should be avoided. Up-lift of individual bearings of the same support, before the target displacement is reached, is acceptable, if it has no detrimental effect on the bearings.

#### **Н.5 Verification of non-ductile failure modes and of the foundation soil**

(1) All members should be verified against non-ductile failure modes (shear), in accordance with **4.2.4.4(2)e**, using the force distribution corresponding to the target displacement as design actions. The same applies for the verification of the foundation soil.

**ДОДАТОК J**  
(обов'язковий)

**ANNEX J**  
(normative)

**ЗМІНА ПРОЕКТНИХ ХАРАКТЕРИСТИК  
СЕЙСМІЧНИХ ІЗОЛЯТОРІВ**

**VARIATION OF DESIGN PROPERTIES OF  
SEISMIC ISOLATOR UNITS**

**J.1 Чинники, що викликають зміну  
розрахункових характеристик**

**J.1 Factors causing variation of design properties**

(1) Оцінка верхньої границі розрахункових характеристик UBDPs і нижньої границі розрахункових характеристик (LBDPs), необхідна для проектування сейсмоізоляційної системи згідно **7.5.2.4**, може проводитися за допомогою оцінки впливу наступних чинників на кожну характеристику:

(1) The assessment of Upper Bound Design Properties and Lower Bound Design Properties (UBDPs and LBDPs) required for the design of the isolating system in accordance with **7.5.2.4**, should be established by evaluating the influence of the following factors on each property:

- $f_1$ : старіння (включаючи корозію);
- $f_2$ : температура (мінімальна розрахункова температура сейсмоізоляторів  $T_{\text{MIN};B}$ );
- $f_3$ : забруднення;
- $f_4$ : сумарне переміщення (знос).

- $f_1$ : ageing (including corrosion);
- $f_2$ : temperature (minimum isolator design temperature  $T_{\text{MIN};B}$ );
- $f_3$ : contamination;
- $f_4$ : cumulative travel (wear).

Нижче вказані загальні розрахункові характеристики циклічної реакції на дію вищевказаних чинників (див. рисунок 7.1 і рисунок 7.3).

In general the design properties of cyclic response influenced by the above factors are the following (see Figure 7.1 and Figure 7.3).

- Жорсткість за межами пружності  $K_p$ .
- Сила при нульовому переміщенні  $F_0$ .

- The post elastic stiffness  $K_p$ .
- The force at zero displacement  $F_0$ .

(2) Мінімальна температура ізолятора для розрахункової сейсмічної ситуації,  $T_{\text{MIN};B}$ , повинна відповідати кліматичним умовам місцезнаходження моста.

(2) The minimum isolator temperature for the seismic design situation,  $T_{\text{MIN};B}$ , should correspond to the climatic conditions of the bridge location.

**ПРИМІТКА** Значення мінімальної температури сейсмоізолятора для використання в країні в розрахунковій сейсмічній ситуації можна знайти в національному застосуванні. Нижче приведені значення, що рекомендуються:

**NOTE:** The value of the minimum isolator temperature for use in a country in the seismic design situation may be found in its the National Annex. The recommended value is as follows:

$$T_{\text{min},b} = \psi_2 T_{\text{min}} + \Delta T_1 \quad (\text{J.1})$$

де:  
 $T_{\text{min}}$  - мінімальна температура повітря в тіні в місці розташування моста з річною вірогідністю перевищення 0.02 згідно EN 1990-1-5:2004, **6.1.3.2**.

where:  
 $T_{\text{min}}$  is the value of the minimum shade air temperature at the bridge location having an annual probability of (negative) exceedance of 0.02, in accordance with EN 1990-1-5:2004, **6.1.3.2**.

$\psi_2 = 0.50$  - коефіцієнт поєднання для температурної дії

$\psi_2 = 0.50$  is the combination factor for thermal actions for

в розрахунковій сейсмічній ситуації згідно EN1990:2002 - Додаток A2

seismic design situation, in accordance with EN 1990:2002 - Annex A2 and

$\Delta T_1$  набуває різних значень залежно від матеріалу пролітної будови моста згідно рисунок 6.1 стандарту EN 1991-1-5: 2003.

$\Delta T_1$  takes the following values depending on the material of the bridge deck, in accordance with Figure 6.1 of EN 1991-1-5: 2003.

**Таблиця J.1N - Значення  $\Delta T_1$  для визначення мінімальної температури сейсмоізолятора**

**Table J.1N: Value of  $\Delta T_1$  for the determination of the minimum isolator temperature**

Пролітне будова Deck	Залізобетон Concrete	Сталобетон Composite	Сталь Steel
$\Delta T_i$ (°C)	7.5	5.0	-2.5

**J.2 Оцінка змін**

**J.2 Evaluation of the variation**

(1) Вплив кожного з даних чинників їх  $f_i$  ( $i =$  від 1 до 4) згідно на кожну розрахункову характеристику повинно оцінюватися за допомогою порівняння: (a) максимальних і мінімальних значень ( $maxDP_{f_i}$  and  $minDP_{f_i}$ ) розрахункової характеристики, отриманих в результаті дії чинника  $f_i$ , до (b) максимальними і мінімальними номінальними значеннями ( $maxDP_{nom}$  і  $minDP_{nom}$ ), відповідно, даної характеристики, отриманими в ході дослідних випробувань. При цьому необхідно скласти наступне співвідношення впливу кожного чинника  $f_i$  на досліджувану розрахункову характеристику.

(1) In general the effect of each of the factors  $f_i$  ( $i = 1$  to 4) listed in J.1 on each design property, should be evaluated by comparing: (a) the maximum and minimum values ( $maxDP_{f_i}$  and  $minDP_{f_i}$ ) of the design property, resulting from the influence of factor  $f_i$ , to (b) the maximum and minimum nominal values ( $maxDP_{nom}$  and  $minDP_{nom}$ ) respectively, of the same property, as measured by Prototype tests. The following ratios should be the established for the influence of each factor  $f_i$  on the investigated design property.

$$\lambda_{max,f_i} = \frac{maxDP_{f_i}}{maxDP_{nom}} \tag{J.2}$$

$$\lambda_{min,f_i} = \frac{minDP_{f_i}}{minDP_{nom}} \tag{J.3}$$

ПРИМІТКА 1: У довідковому додатку К приводиться опис процедури проведення випробувань дослідних зразків для випадків, коли prEN 15129:200X («антисейсмічні пристрої») не містить докладних вимог, що пред'являються до даних випробувань.

NOTE 1: Informative Annex K provides guidance on prototype (or type) tests in cases where prEN 15129:200X ("Anti-seismic devices") does not include detailed requirements for such tests

ПРИМІТКА 2 Значення, привласнені чинникам  $\lambda$  для застосування в країні, можна знайти в національному додатку даної країни. Значення/інструкції, що рекомендуються, для загальноживаних сейсмоізоляторів, включаючи спеціальні еластомерні опорні частини, свинцево-гумові опори, ковзаючі ізолятори і гідравлічні в'язкі амортизатори, приводяться в довідковому Додатку JJ.

NOTE 2: The values to be ascribed to the  $\lambda$ -factors for use in a country may be found in its National Annex. Recommended values/guidance for commonly used isolators, i.e. special elastomeric bearings, lead-rubber bearings, sliding isolating units and hydraulic viscous dampers, is given in Informative Annex JJ.

(2) Дійсна верхня межа розрахункових характеристик (UBDP), використовувана при проектуванні, повинна оцінюватися таким чином:

(2) The effective UBDP used in the design should be estimated as follows:

$$UBDP = maxDP_{nom} \cdot \lambda_{U,f1} \cdot \lambda_{U,f2} \dots \lambda_{U,f5} \tag{J.4}$$



з коефіцієнтами корегування

with modification factors

$$\lambda_{U,fi} = 1 + (\lambda_{max,fi} - 1) \psi_{fi} \tag{J.5}$$

де коефіцієнти поєднання  $\psi_{fi}$  відповідають за зменшену вірогідність одночасної дії максимальних негативних ефектів всіх чинників; дані коефіцієнти приймаються згідно таблиці J.2:

where, the combination factors  $\psi_{fi}$  account for the reduced probability of simultaneous occurrence of the maximum adverse effects of all factors and should be assumed in accordance with Table J.2:

**Таблиця J.2^ Коефіцієнти поєднання  $\psi_{fi}$**

**Table J.2: Combination factors  $\psi_{fi}$**

Клас важливості Importance Class	$\psi_{fi}$
III	0,90
II	0,70
I	0,60

(3) Для дійсної нижньої межі розрахункових характеристик LBDP (і відповідних коефіцієнтів корегування  $\lambda_{L,fi}$ ), повинен використовуватися формат, аналогічний виразам (J.4) і (J.5), разом з  $\lambda_{min,fi}$ . При цьому для типових еластомірних і фрикційних опорних частин можна допустити, що:

(3) In general, for the effective LBDP (and relevant modification factors  $\lambda_{L,fi}$ ) a similar format as that of expressions (J-4) and (J-5) should be used, in conjunction with  $\lambda_{min,fi}$ . However for the commonly used elastomeric and friction bearings, it may be assumed in general that:

$$\lambda_{min, fi} = 1 \tag{J.6}$$

і тому

and therefore

$$LBDP = minDP_{nom} \tag{J.7}$$

(4) Для гідравлічних амортизаторів/демпферів і у відсутності спеціальних досліджень, можна допустити, що:

(4) For hydraulic dampers and in the absence of specific tests, it may be assumed that:

$$UBDP = maxDP_{nom}$$

$$LBDP = minDP_{nom}$$

**ДОДАТОК JJ**

(довідковий)

**ANNEX JJ**

(informative)

**КОЕФІЦІЄНТИ  $\lambda$  ДЛЯ СЕЙСМОІЗОЛЯТОРІВ  
ЗАГАЛЬНОГО ТИПУ**

**$\lambda$ -FACTORS FOR COMMON ISOLATOR  
TYPES**

**JJ.1 Значення  $\lambda_{\max}$  для еластомерних опорних частин**

**JJ.1  $\lambda_{\max}$ -values for elastomeric bearings**

(1) Якщо в ході відповідних випробувань не виводяться інші значення, для оцінки верхньої межі розрахункових характеристик (UBDP) можуть використовуватися значення  $\lambda_{\max}$ , приведені в таблицях від JJ.1 до JJ.4 .

(1) Unless different values are substantiated by appropriate tests, the  $\lambda_{\max}$  -values specified in following Tables JJ.1 to JJ.4 may be used for estimation of the UBDP.

**Таблиця JJ.1:  $f_1$  - Старіння**

**Table JJ.1:  $f_1$  - Ageing**

Компонент Component	$\lambda_{\max, f1}$ ДЛІЯ	
	$I^*$	
LDRB	1,1	1,1
HDRB1	1,2	1,2
HDRB2	1,3	1,3
Свинцевий сердечник	-	1,0

де для гумових компонентів використовуються наступні позначення:

with the following designation for the rubber components:

LDRB: слабоамортизуюча гума опорна частина з модулем зрушення, при деформації зрушення 100%, що перевищує 0,5 МПа.

LDRB: Low damping rubber bearing with shear modulus, at shear deformation of 100%, larger than 0,5 MPa

HDRB1: високоамортизуюча гума опорна частина з  $f_{eff} < 0,15$  і модулем зрушення, при деформації зрушення 100%, що перевищує 0,5 МПа.

HDRB1: High damping rubber bearing with  $f_{eff} < 0,15$  and shear modulus, at shear deformation of 100%, larger than 0,5 Mpa

HDRB2: високоамортизуюча гума опорна частина з  $f_{eff} > 0,15$  і модулем зрушення, при деформації зрушення 100%, що перевищує 0,5 МПа.

HDRB2: High damping rubber bearing with  $f_{eff} > 0,15$  and shear modulus, at shear deformation of 100%, larger than 0,5 Mpa

Свинцевий сердечник: свинцевий сердечник для свинцево-гумової опори (LRB).

Lead core: Lead core for Lead rubber bearings (LRB)

**Таблиця JJ.2:  $f_2$  – Температура**

**Table JJ.2:  $f_2$  - Temperature**

Розрахункова температура Design Temperature $T_{min,b}$ ( C )	$\lambda_{\max, f2}$ for	
	$K_p$	$F_o$

	LDRB	HDRB1	HDRB2	LDRB
20	1,0	1,0	1,0	1,0
0	1,3	1,3	1,3	1,1
-10	1,4	1,4	1,4	1,1
-30	1,5	2,0	2,5	1,3

$T_{\min,b}$  –це мінімальна температура сейсмоізолятора для розрахункової сейсмічної ситуації згідно з місцем розташування моста (см. (2) розділу **J.1** Додатку **J**).  $T_{\min,b}$  is the minimum isolator temperature for the seismic design situation, corresponding to the bridge location (see (2) of **J.1** of Annex **J**).

## ДОДАТОК К

(довідковий)

### ВИПРОБУВАННЯ ДЛЯ ПЕРЕВІРКИ РОЗРАХУНКОВИХ ХАРАКТЕРИСТИК СЕЙСМОІЗОЛЯТОРІВ

#### К.1 Сфера застосування

(1) У цьому довідковому застосуванні представлені необхідні інструкції по проведенню дослідних (або типових) випробувань у випадках, коли prEN 15129:200X («антисейсмічні пристрої») не містить докладних вимог до таких випробувань.

(2) Значення характеристик переміщень і амортизації сейсмоізоляторів, використовувани при проектуванні і розрахунку сейсмостійких мостів, можуть бути підтверджені випробуваннями, опис яких приводиться в цьому додатку. Дані випробування не призначені для контролю якості продукту.

(3) Дослідні випробування або випробування дослідних зразків згідно **К.2** покликані встановити або підтвердити діапазон розрахункових характеристик сейсмоізоляторів, передбачених проектом. Такі випробування можуть мати специфічний для проекту характер. При цьому приймаються наявні результати випробувань, проведені з використанням зразків аналогічного типу і розміру, що мають схожі значення розрахункових параметрів.

(4) Завдання випробувань згідно **К.3** полягає в тому, щоб обґрунтувати характеристики сейсмоізоляторів, які не є, як правило, специфічними для проекту.

#### К.2 Дослідні випробування

##### К.2.1 Загальні положення

(1) Для випробувань повинні використовуватися не менше двох зразків. До проведення випробувань, дані зразки не повинні піддаватися дії поперечних або вертикальних навантажень.

(2) Повинні використовуватися повнорозмірні зразки. Компетентні органи можуть вирішити

## ANNEX K

(informative)

### TESTS FOR VALIDATION OF DESIGN PROPERTIES OF SEISMIC ISOLATOR UNITS

#### К.1 Scope

(1) This Informative Annex is intended to provide guidance on prototype (or type) testing in cases where prEN 15129:200X ("Anti-seismic devices") does not include detailed requirements for such testing.

(2) The range of values of the deformation characteristics and damping values of the isolator units used in the design and analysis of seismic-isolated bridges may be validated by the tests described in this Annex. These tests are not intended for use as quality control tests.

(3) The prototype tests specified in **K.2** aim to establish or validate the range of nominal design properties of the isolator units assumed in the design. These tests in general may be project specific. However, available results of tests performed on specimens of similar type and size and with similar values of design parameters are acceptable.

(4) The purpose of the tests of **K.3** is to substantiate properties of the isolators, which are usually not project specific.

#### К.2 Prototype tests

##### К.2.1 General

(1) The tests should be performed on a minimum of two specimens. Specimens should not be subjected to any lateral or vertical loading prior to prototype testing.

(2) In general, full size specimens should be used. The competent authority may allow performance of certain tests on reduced scale

проведення випробувань з використанням зразків зменшеного масштабу тільки в тому випадку, якщо існуючі випробувальні прилади не мають можливостей випробування повнорозмірних зразків.

(3) Якщо використовуються зразки зменшеного масштабу, вони мають бути такого ж типу і геометричної форми; вони мають бути виготовлені з такого ж матеріалу з використанням однакової технології виробництва і контролю якості, як і повномасштабні зразки.

### К.2.2 Послідовність випробувань

(1) Необхідно дотримувати наступну послідовність випробувань для заданого числа циклів при вертикальному навантаженні, рівному середньому постійному навантаженню; при цьому всі сейсмоізолятори мають бути загального типу і розміру.

$T_1$  Три повні цикли з обліком і без урахування максимального температурного переміщення при швидкості випробувань не нижче 0,1 мм/хвил.

$T_2$  Двадцять повних циклів навантаження з урахуванням і без урахування максимальної розрахункової реакції при середній частоті випробувань 0,5 Гц. В ході кожного циклу навантаження повинне залишатися на зразку протягом 1 хвилини.

$T_3$  П'ять повних циклів при підвищеному розрахунковому сейсмічному переміщенні.

$T_4$  П'ятнадцять повних циклів при підвищеному розрахунковому переміщенні, починаючи з переміщення зрушення (див. **7.6.2(2)P**). Цикли можуть застосовуватися в трьох групах по п'ять циклів кожна; при цьому кожна група має бути відокремлена часом простою для охолодження зразка.

$T_5$  Повторення випробувань  $T_2$ , але з кількістю циклів, зменшеному до трьох.

$T_6$  Якщо сейсмоізолятор є також і елементом вертикального навантаження, він повинен піддаватися також випробуванню одного повного циклу при загальному розрахунковому сейсмічному переміщенні під впливом наступних

specimens, only when existing testing facilities do not have the capacity required for testing full-size specimens.

(3) When reduced scale specimens are used, they should be of the same material and type, geometrically similar to the full-size specimens, and should be manufactured with the same process and quality control.

### К.2.2 Sequence of tests

(1) The following sequence of tests should be performed for the prescribed number of cycles, at a vertical load equal to the average permanent load, on all isolator units of a common type and size.

$T_1$  Three fully reversed cycles at plus and minus the maximum thermal displacement at a test velocity not less than 0,1 mm/min.

$T_2$  Twenty fully reversed cycles of loading at plus and minus the maximum non-seismic design reaction, at an average test frequency of 0,5 Hz. Following the cyclic testing, the load should be held on the specimen for 1 minute.

$T_3$  Five fully reversed cycles at the increased design seismic displacement.

$T_4$  Fifteen fully reversed cycles at the increased design displacement, starting at the offset displacement (**7.6.2(2)P**). The cycles may be applied in three groups of five cycles each, with each group separated by idle time to allow for specimen cooling down.

$T_5$  Repetition of test  $T_2$ , but with the number of cycles reduced to three.

$T_6$  If an isolator unit is also a vertical load-carrying element, then it should also be tested for one fully reversed cycle at the total design seismic displacement under the following vertical loads:

вертикальних навантажень:

$$1,2 Q_G + |\Delta F_{Ed}|$$

$$0,8 Q_G - |\Delta F_{Ed}|$$

де:

$Q_G$  - постійне навантаження;

$\Delta F_{Ed}$  - додаткове вертикальне навантаження, викликане сейсмічним перекидаючим ефектом від максимальної реакції в умовах розрахункової сейсмічної дії.

(2) Випробування  $T_3$ ,  $T_4$  і  $T_6$  повинні проводитися з частотою, рівною зворотній величині ефективного періоду сейсмоізоляційної системи. До даного правила допускається виключення для сейсмоізоляторів, які не залежать від швидкості навантаження (швидкість навантаження надає великий вплив на в'язкостне або фрикційне нагрівання зразка). Вважається, що залежність сила-переміщення сейсмоізоляторів не залежать від швидкості навантаження, якщо різниця менш 15% спостерігається для будь-якого із значень  $P_0$  і  $K_p$ , що визначають петлю гістерезису (див. рисунок 7), після випробування протягом трьох повних циклів при розрахунковому переміщенні і значеннях частоти в діапазоні, рівному від 0,2 до 2-кратної зворотної величини ефективного періоду сейсмоізоляційної системи.

### К.2.3 Визначення характеристик сейсмоізоляторів

#### К.2.3.1 Залежність сила-переміщення

(1) Ефективна жорсткість сейсмоізолятора повинна розраховуватися для кожного циклу навантаження таким чином:

$$K_{\text{eff}} = \frac{F_p - F_n}{d_p - d_n}$$

де:

$d_p$  і  $d_n$  - відповідно, максимальні позитивні і максимальні негативні переміщення при випробуванні;

$F_p$  і  $F_n$  - максимальні позитивні і максимальні негативні сили, відповідно, для пристроїв з гістерезисним і фрикційним режимом поведінки, або позитивні і негативні сили, відповідні  $d_p$  і  $d_n$ ,

where

$Q_G$  is the permanent load and

$\Delta F_{Ed}$  is the additional vertical load due to seismic overturning effects, based on peak response under the design seismic action.

(2) Tests  $T_3$ ,  $T_4$  and  $T_6$  should be performed at a frequency equal to the inverse of the effective period of the isolating system. Exception from this rule is permitted for isolator units that are not dependent on the rate of loading (the rate of loading has as primary effect the viscous or frictional heating of the specimen). The force displacement characteristics of an isolator unit are considered to be independent of the rate of loading, when there is less than 15% difference on either of the values of  $F_0$  and  $K_p$  defining the hysteresis loop (see Figure 7.1), when tested for three fully reversed cycles at the design displacement and frequencies in the range of 0,2 to 2 times the inverse of the effective period of the isolating system.

### К.2.3 Determination of isolators characteristics

#### К.2.3.1 Force-displacement characteristics

(1) The effective stiffness of an isolator unit should be calculated for each cycle of loading as follows:

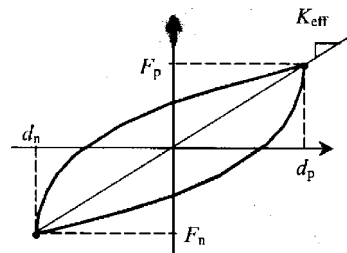
$$(K.1)$$

where:

$d_p$  and  $d_n$  are the maximum positive and maximum negative test displacement, respectively, and

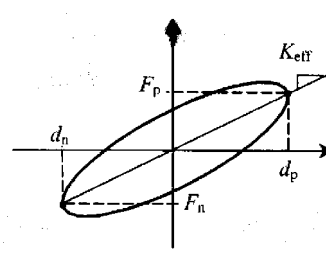
$F_p$  and  $F_n$  are the maximum positive and negative forces, respectively, for units with hysteretic and frictional behaviour, or the positive and negative forces corresponding to  $d_p$  and  $d_n$ , respectively, for

відповідно, для пристроїв з в'язкопружним режимом поведінки.



**Рисунок К.1:** Діаграми сила-переміщення випробувань (зліва: гістерезисна або фрикційна поведінка; справа: в'язкостна поведінка)

units with viscoelastic behaviour.



**Figure K1:** Force-displacement diagrams of tests (Left: hysteretic or friction behaviour; right: viscous behaviour)

### К.2.3.2 Характеристики амортизації

(1) Енергія, розсіяна за цикл  $E_{Di}$  сейсмоізолятора  $i$ , повинна визначатися для кожного циклу навантаження як площа відповідної петлі гістерезису п'яти повних циклів при повному розрахунковому переміщенні випробування  $T_3$  згідно **К.2.2**.

### К.2.3.2 Damping characteristics

(1) The energy dissipated per cycle  $E_{Di}$  of an isolator unit  $i$ , should be determined for each cycle of loading as the area of the relevant hysteresis loop of the five fully reversed cycles at the total design displacement of test  $T_3$  of **К.2.2**.

### К.2.3.3 Адекватність системи

(1) Поведінка дослідних зразків вважається за адекватну, якщо виконуються наступні вимоги:

$R_1$  за винятком гідравлічних в'язких амортизаторів, графіки сила-переміщення всіх випробувань, вказаних в **К.2.2**, повинні мати позитивну приростную (сило) -несучу здатність.

$R_2$  при проведенні випробування  $T_1$  згідно **К.2.2**, максимальна зміряна сила не повинна перевищувати розрахункове значення більш, ніж на 5%.

$R_3$  при проведенні випробувань  $T_2$  і  $T_5$  згідно **К.2.2**, максимальне зміряне переміщення не має бути менше 90 % розрахункового значення.

$R_4$  при проведенні випробування  $T_3$  згідно **К.2.2**, максимальні і мінімальні значення ефективної жорсткості  $K_{eff}$  сейсмоізолятора  $i$  (і відповідних діаграм сила-переміщення), а також енергії, розсіяній за цикл,  $E_{Di}$ , повинні визначатися як максимум і мінімум, відповідно, середньої величини кожній з чотирьох пар послідовних циклів випробування. Дані номінальні характеристики повинні знаходитися в межах номінального діапазону, передбаченого проектом.

$R_5$  при проведенні випробування  $T_4$  згідно **К.2.2**, відношення мінімальною до максимальної ефективної жорсткості, зміряної в кожному з 15 циклів, повинно складати не менше 0,7.

### К.2.3.3 System adequacy

(1) The performance of the test specimens should be considered as adequate if the following requirements are satisfied:

$R_1$  except for fluid viscous dampers, the force-displacement plots of all tests specified in **К.2.2** should have a positive incremental force-carrying capacity.

$R_2$  in test  $T_1$  of **К.2.2** the maximum measured force should not exceed the design value by more than 5%.

$R_3$  in tests  $T_2$  and  $T_5$  of **К.2.2** the maximum measured displacement should be not less than 90% of the design value.

$R_4$  in test  $T_3$  of **К.2.2**, the maximum and minimum values of the effective stiffness  $K_{eff}$  of isolator unit  $i$  (and the corresponding force-displacement diagrams), as well as of the energy dissipated per cycle,  $E_{Di}$ , should be determined as the maximum and minimum, respectively, of the average of each of the four pairs of consecutive cycles of the test. These nominal properties should be within the range of nominal properties, assumed by the design.

$R_5$  In test  $T_4$  of **К.2.2**, the ratio of the minimum to the maximum effective stiffness measured in each of the 15 cycles should be not less than 0,7.

$R_6$  при проведенні випробування  $T_4$  згідно **K.2.2**, відношення  $\min E_D / \max E_D$  для 15 циклів має бути не менше 0,7.

$R_7$  всі пристрої вертикального навантаження, що несуть, повинні залишатися в стійкому стані під час випробування  $T_6$  згідно **K.2.2**.

$R_8$  Після завершення випробувань, всі дослідні зразки необхідно оглянути на наявність ознак їх істотного погіршення, що може виявитися причиною для їх відбракування (у відповідних випадках):

- немає зчеплення гуми з металом;
- порушення кріплення шаруватого матеріалу;
- глибина або ширина тріщин в поверхні гуми перевищує 70 % товщина гумового покриття;
- відшаровування матеріалу займає більше 5 % площі зчеплення;
- немає зчеплення PTFE з металом на площі більше 5 % площі зчеплення;
- наявність подряпин на плиті з неіржавіючої сталі, глибина або ширина яких перевищує 0,5 мм, а довжина - 20 мм;
- постійна деформація;
- витоки.

### **K.3 Інші випробування**

#### **K.3.1 Випробування на знос і втому**

(1) Дані випробування повинні визначити величину сумарного переміщення, викликаного переміщеннями під впливом температурних і транспортних навантажень протягом терміну служби до, принаймні, 30 років.

(2) Для мостів нормальної довжини (до 200 м) і якщо розрахунками не визначені інші значення, мінімальне сумарне переміщення може бути прийняте рівним 2000 м.

#### **K.3.2 Низькотемпературні випробування**

(1) Якщо сейсмоізолятори призначені для роботи в низькотемпературних умовах при мінімальній температурі самих ізоляторів сейсмостійкої конструкції  $T_{\min>b} < 0^\circ\text{C}$  (див. **J.1(2)**), тоді випробування повинні проводитися при даній температурі, включаючи п'ять повних циклів при розрахунковому переміщенні,

$R_6$  In test  $T_4$  of **K.2.2**, the ratio  $\min E_D / \max E_D$  for each of the 15 cycles should not be less than 0,7.

$R_7$  All vertical load-carrying units should remain stable (i.e. with positive incremental stiffness) during the test  $T_6$  of **K.2.2**.

$R_8$  Following the conclusion of the tests, all test specimens should be inspected for evidence of significant deterioration, which may constitute cause for rejection, such as (where relevant):

- Lack of rubber to steel bond
- Laminate placement fault
- Surface rubber cracks wider or deeper than 70% of rubber cover thickness
- Material peeling over more than 5% of the bonded area
- Lack of PTFE to metal bond over more than 5% of the bonded area
- Scoring of stainless steel plate by marks deeper or wider than 0,5 mm and over a length exceeding 20 mm
- Permanent deformation
- Leakage

### **K.3 Other tests**

#### **K.3.1 Wear and fatigue tests**

(1) These tests should account for the influence of cumulative travel due to displacements caused by thermal and traffic loadings, over a service life to at least 30 years.

(2) For bridges of normal length (up to about 200 m) and unless a different value is substantiated by calculation, the minimum cumulative travel may be taken as 2000 m.

#### **K.3.2 Low temperature tests**

(1) If the isolator units are intended to be used in low temperature areas, with minimum isolator temperature for seismic design  $T_{\min>b} < 0^\circ\text{C}$  (see **J.1(2)**), then a test should be performed at this temperature, consisting of five fully reversed cycles at the design displacement, with the remaining conditions as specified in test  $T_3$  of **K.2.2**. The



підтримуючи решту умов згідно випробуванню  $T_3$  параграфу **К.2.2**. Перед проведенням випробувань, зразки повинні витримуватися при температурі нижче за точку замерзання напрутязі, принаймні, двох днів. Оцінка результатів повинна проводитися згідно *R4* параграфу **К.2.3.3(1)**.

(2) При проведенні випробувань згідно **К.3.1**, 10 % переміщень повинно проводитися при температурі  $T_{\min,b}$

specimen should be kept below freezing for at least two days before the test. The results should be evaluated as specified in *R4* of **К.2.3.3(1)**.

(2) In the tests of **К.3.1**, 10% of the travel should be performed under temperature  $T_{\min,b}$

ДОДАТОК НА

(довідковий)

**Перелік національних стандартів України (ДСТУ), ідентичних МС, посилання на які є в EN 1998-2:2005, разом із змінами EN 1998-2:2005/A1:2009, EN 1998-2:2005/A2:2011і технічною поправкою EN 1998-2:2005/AC: 2010**

Позначення та назва європейського стандарту	Ступінь відповідності	Позначення та назва національного стандарту України (ДСТУ)
EN 1990 Eurocode - Basis of structural design	IDT	ДСТУ-Н Б В 1.2-13:2008 Система надійності та безпеки у будівництві. Настанова. Основи проектування конструкцій (EN 1990:2002, IDT) <sup>*)</sup>
EN 1991-2:2003 Eurocode 1. Actions on structures	IDT	ДСТУ-Н Б EN 1991-2:2010 Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 2. Рухомі навантаження на мости (EN 1991-2:2003, IDT)
EN 1992-2:2005 Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 2: Concrete bridges - Design and detailing rules	IDT	ДСТУ EN 1992-2 :20XX Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 2. Залізобетонні мости. Правила проектування та розрахунок (EN 1992-2:2005, IDT) <sup>*)</sup>
EN 1993-2:2006 Eurocode 3: Design of steel structures - Part 2: Steel bridges	IDT	ДСТУ EN 1993-2 :20XX Єврокод 3. Частина 2. Сталеві мости. Проектування сталевих конструкцій (EN 1993-2:2005, IDT) <sup>*)</sup>
EN 1998-1:2004	IDT	ДСТУ-Н Б EN 1998-1:2010 Єврокод 8. Проектування сейсмостійких конструкцій. Частина 1. Загальні правила, сейсмічні дії, правила щодо споруд (EN 1998-1:2004, IDT)
EN 1998-5:2004 Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance. Foundations, retaining structures and geotechnical aspects	IDT	ДСТУ EN 1998-5:20XX Єврокод 8. Проектування у сейсмічно небезпечних районах. Частина 5. Фундаменти, підпірні конструкції і геотехнічні аспекти (EN 1998-5:2004, IDT)

<sup>\*)</sup> На розгляді

EUROPEAN STANDARD  
NORME EUROPÉENNE  
EUROPÄISCHE NORM

**EN 1998-2:2005/A1**

March 2009

---

ICS 91.120.25; 93.040

English Version

**Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance -  
Part 2: Bridges**

Eurocode 8: Calcul des structures pour leur résistance aux  
séismes - Partie 2: Ponts

Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben -  
Teil 2: Brücken

This amendment A1 modifies the European Standard EN 1998-2:2005; it was approved by CEN on 12 February 2009.

CEN members are bound to comply with the CEN/CENELEC Internal Regulations which stipulate the conditions for inclusion of this amendment into the relevant national standard without any alteration. Up-to-date lists and bibliographical references concerning such national standards may be obtained on application to the CEN Management Centre or to any CEN member.

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

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

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

**Management Centre: Avenue Marnix 17, B-1000 Brussels**

Єврокод 8. Проектування конструкцій при дії сейсмічних впливів. Частина 2. Мости

Ця поправка змінює А1 європейського стандарту EN 1998-2:2005, він був затверджений CEN 12 лютого 2009.

Члени CEN зобов'язані дотримуватися з CEN / CENELEC, який передбачає умови для включення цієї поправки в відповідні національні стандарти без яких-небудь змін. Відповідні дані та бібліографічні посилання щодо таких національних стандартів, можуть бути отримані за запитом в Центрі управління або будь-якого члена CEN.

Ця поправка існує в трьох офіційних версіях (англійська, французька, німецька). Версія будь-якою іншою мовою, перекладена під відповідальність члена CEN на його мову, доводиться до відома Центру управління CEN і має той же статус, що й офіційні версії.

CEN членами є національні органи зі стандартизації Австрії, Бельгії, Болгарії, Кіпру, Чеської Республіки, Данії, Естонії, Фінляндії, Франції, Німеччини, Греції, Угорщини, Ісландії, Ірландії, Італії, Латвії, Литви, Люксембургу, Мальти, Нідерландів, Норвегії, Польщі, Португалії, Румунії, Словаччини, Словенії, Іспанії, Швеції, Швейцарії та Сполученого Королівства.

ЄВРОПЕЙСЬКИЙ КОМІТЕТ ЗІ СТАНДАРТИЗАЦІЇ

Центр управління: Avenue Marnix 17, B-1000 Брюссель

© 2009 CEN Всі права на використання в будь-якій формі і будь-яким способом захищені у всьому світі CEN відповідальними національними органами.

Ref. No. EN 1998-2:2005/A1:2009: E

## Вступ

Цей документ (EN 1998-2:2005 / A1: 2009) був підготовлений технічним комітетом CEN / TC 250 «Єврокоди по будівництву», секретаріат якого знаходиться при BSI.

Ця поправка до європейським стандартом EN 1998-2:2005 повинна бути доданий статус національного стандарту або шляхом публікації ідентичного тексту, або схвалення, не пізніше вересня 2009 року, і суперечливі національні стандарти мають бути скасовані не пізніше До березня 2010 року.

Слід звернути увагу на те, що деякі елементи цього документа можуть бути об'єктом права на власність CEN [і/або CENELEC] не несе відповідальність за виявлення яких-небудь чи всіх цих патентних прав.

Відповідно до CEN / CENELEC, національні організації з стандартизації наступних країн зобов'язані застосовувати цей Європейський Стандарт: Австрія, Бельгія, Болгарія, Кіпр, Чеська Республіка, Данія, Естонія, Фінляндія, Франція, Німеччина, Греція, Угорщина, Ісландія, Ірландія, Італія, Латвія, Литва, Люксембург, Мальта, Нідерланди, Норвегія, Польща, Португалія, Румунія, Словаччина, Словенія, Іспанія, Швеція, Швейцарія та Сполучене Королівство.

1) В **1.6.6 Інші позначення, використовувані в розділі 7 та Додатку J, JJ і K EN 1998-2**

Додати:

$d_{m,i}$  максимальне загальне переміщення кожного  $i$ -го блоку ізолятора

$d_{G,i}$  переміщення зсуву  $i$ -го ізолятора

2) В **7.5.2.4 Мінливість властивостей блоків ізоляторів**

Замінити (5) і (6) по:

(5) номінальні проектні параметри з низьким загасанням відповідно до **7.5.2.3.3 (5) і (6)**, можна прийняти наступними:

- Модуль зсуву

## Foreword

This document (EN 1998-2:2005/A1:2009) has been prepared by Technical Committee CEN/TC 250 "Structural Eurocodes", the secretariat of which is held by BSI.

This Amendment to the European Standard EN 1998-2:2005 shall be given the status of a national standard, either by publication of an identical text or by endorsement, at the latest by September 2009, and conflicting national standards shall be withdrawn at the latest by March 2010.

Attention is drawn to the possibility that some of the elements of this document may be the subject of patent rights. CEN [and/or CENELEC] shall not be held responsible for identifying any or all such patent rights.

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

1) In **1.6.6 Further symbols used in Section 7 and Annexes J, JJ and K of EN 1998-2**

Add:

$d_{m,i}$  maximum total displacement of each isolator unit  $i$

$d_{G,i}$  offset displacement of isolator  $i$

2) In **7.5.2.4 Variability of properties of the isolator units**

Replace (5) and (6) by:

(5) The nominal design properties of simple low-damping elastomeric bearings in accordance with **7.5.2.3.3(5) and (6)**, may be assumed as follows:

– Shear modulus

$$G_b = \alpha G_g$$

ПРИМІТКА: значення  $\alpha$  зазвичай становить від 1,1 до 1,4. Відповідне значення найкраще визначається по результатам випробувань.

- де  $G_g$  прийнято як звичайний модуль зсуву" відповідно до EN 1337-3:2005;

- Еквівалентне в'язке затухання

NOTE: The value of  $\alpha$  typically ranges from 1,1 to 1,4. The appropriate value is best determined by testing of the device.

– where  $G_g$  is the value of the “apparent conventional shear modulus” in accordance with EN 1337-3:2005;

– Equivalent viscous damping

$$\xi_{\text{eff}} = 0,05$$

(6) зміна проектних параметрів гумових опор з низьким загасанням, через старіння і температури, може бути обмежена значенням  $G_b$  і передбачено наступним чином:

– LBDPs

(6) The variability of the design properties of simple low-damping elastomeric bearings, due to ageing and temperature, may be limited to the value of  $G_b$  and assumed as follows:

– LBDPs

$$G_{b,\text{min}} = G_b$$

- UBDPs залежати від "мінімальної температури опори для сейсмічних умов проектування"  $T_{\text{min},b}$  (див. **J.1(2)**) наступним чином:

- де

– UBDPs depend on the “minimum bearing temperature for seismic design”  $T_{\text{min},b}$  (see **J.1(2)**) as follows:

- where

$$\begin{aligned} T_{\text{min},b} &\geq 0^{\circ}\text{C} \\ G_{b,\text{max}} &= 1,2 G_b \end{aligned}$$

- де

where

$$T_{\text{min},b} < 0^{\circ}\text{C}$$

Значення  $G_{b,\text{max}}$  повинні відповідати  $T_{\text{min},b}$ .

the value of  $G_{b,\text{max}}$  should correspond to  $T_{\text{min},b}$ .

ПРИМІТКА: За відсутності відповідних результатів випробувань,  $G_{b,\text{max}}$  значення для  $T_{\text{min},b} < 0^{\circ}\text{C}$  може бути отримана з  $G_b$  в залежності від температури і старіння відповідно до  $\lambda_{\text{max}}$  і відповідного значення  $K_p$ , зазначених у таблицях JJ.1 і JJ.2.

NOTE: In the absence of relevant test results, the  $G_{b,\text{max}}$  value for  $T_{\text{min},b} < 0^{\circ}\text{C}$  may be obtained from  $G_b$  adjusted regarding temperature and ageing in accordance with the  $\lambda_{\text{max}}$  values corresponding to  $K_p$ , specified in Tables JJ.1 and JJ.2.

### 3) В 7.5.4 Головний спектральний режимі

### 3) In 7.5.4 Fundamental mode spectrum analysis

Замінити (3) на:

Replace (3) by:

(3) Це призводить до результату, показаного в таблиці 7.1 та на рисунку 7.4.

(3) This leads to the results shown in Table 7.1 and Figure 7.4.

**Таблиця 7.1: Спектральне прискорення  $S_e$  і проектне переміщення  $d_{cd}$**       **Table 7.1: Spectral acceleration  $S_e$  and design displacement  $d_{cd}$**

$T_{eff}$	$S_e$	$d_{cd}$
$T_C \leq T_{eff} < T_D$	$2,5 \frac{T_C}{T_{eff}} a_g S \eta_{eff}$	$\frac{T_{eff}}{T_C} d_C$
$T_D \leq T_{eff} \leq 4 \text{ s}$	$2,5 \frac{T_C T_D}{T_{eff}^2} \alpha_g S \eta_{eff}$	$\frac{T_D}{T_C} d_C$

де

where:

$$a_g = \gamma_1 a_{g,R} \tag{7.7}$$

та

and

$$\tag{7.8}$$

Значення  $\eta_{eff}$  визначається з виразу

The value of  $\eta_{eff}$  should be taken from the expression

$$\eta_{eff} = \sqrt{\frac{0,10}{0,05 + \zeta_{eff}}} \geq 0,40 \tag{7.9}$$

Максимальна поперечна сила

Maximum shear force

$$V_d = M_d S_e = K_{eff} d_{cd} \tag{7.10}$$

де:

where:

$S$ ,  $T_C$  і  $T_D$  параметри проектного спектру в залежності від типу ґрунту, відповідно до **7.4.1(1)P** і EN 1998-1:2004, **3.2.2.2**;

$S$ ,  $T_C$  and  $T_D$  are parameters of the design spectrum depending on the ground type, in accordance with **7.4.1(1)P** and EN 1998-1:2004, **3.2.2.2**;

$a_g$  є проектне прискорення землі у залежності від типу ґрунту та категорії мосту;

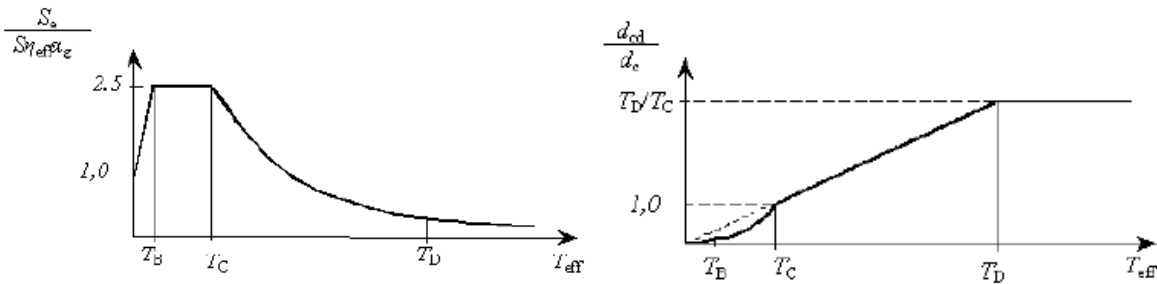
$a_g$  is the design ground acceleration on type A ground corresponding to the importance category of the bridge;

$\gamma_1$  є важливість фактора моста, і

$\gamma_1$  is the importance factor of the bridge; and

$a_{g,R}$  є основне проектне прискорення (відповідно до періоду коливань споруди).

$a_{g,R}$  is the reference design ground acceleration (corresponding to the reference return period).



**Рисунок 7.4:** Спектр прискорення і переміщення

**Figure 7.4:** Acceleration and displacement spectra

ПРИМІТКА 1: пружний спектр реакції в EN 1998-1:2004, 3.2.2.2 (1) P відноситься до періодів до 4 с. Для значення  $T_{eff}$  більше, ніж 4 с пружний спектр переміщення визначається в EN 1998-1:2004, додаток А може бути використано і пружний спектр прискорення можуть бути отримані з пружного спектру реакції зміщення з виразу (3.7) в EN 1998-1:2004. Тим не менш, ізольовані мости з  $T_{eff} > 4$  с заслуговують особливої уваги, в зв'язку з їх початкової низької жорсткості у відношенні будь-якого горизонтального дії.

NOTE 1: The elastic response spectrum in EN 1998-1:2004, 3.2.2.2(1)P applies up to periods of 4 s. For values of  $T_{eff}$  longer than 4 s the elastic displacement response spectrum in EN 1998-1:2004, Annex A may be used and the elastic acceleration response spectrum may be derived from the elastic displacement response spectrum by inverting expression (3.7) in EN 1998-1:2004. Nonetheless, isolated bridges with  $T_{eff} > 4$  s deserve special attention, due to their inherently low stiffness against any horizontal action.

ПРИМІТКА 2: для врахування висоти  $H$  споруди і компонент жорсткості при переміщенні  $K_{si}$  (кН / м), жорсткості основи  $K_{ti}$  (кН / м), а також жорсткості при обертанні  $K_{fi}$  (кНм / рад), і  $i$ -го ізолятора з ефективною жорсткістю  $K_{bi}$  (кН / м), сумарна  $K_{eff}$  жорсткість визначається, як (див. рис 7.5N):

NOTE 2: For a pier of height  $H_i$  with a displacement stiffness  $K_{si}$  (kN/m), supported by a foundation with translation stiffness  $K_{ti}$  (kN/m), rotation stiffness  $K_{fi}$  (kNm/rad), and carrying isolator unit  $i$  with effective stiffness  $K_{bi}$  (kN/m), the composite stiffness  $K_{eff,i}$  is (see Figure 7.5N):

$$\frac{1}{K_{eff,i}} = \frac{1}{K_{bi}} + \frac{1}{K_{ti}} + \frac{1}{K_{si}} + \frac{H_i^2}{K_{fi}} \quad (7.11N)$$

Гнучкість ізолятора і його відносне переміщення

The flexibility of the isolator and its relative displacement

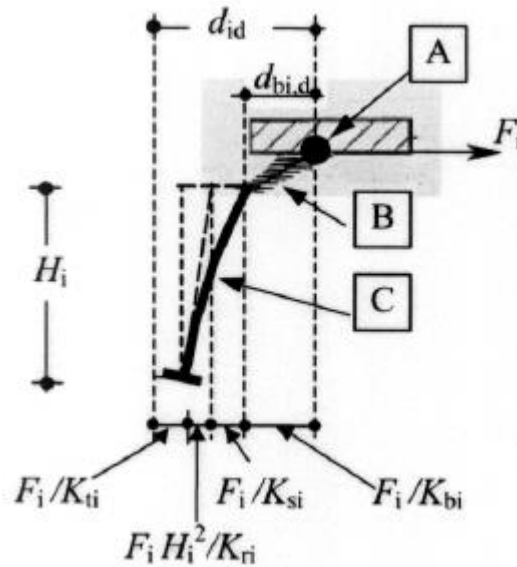
$$d_{bi} = \frac{F}{K_{bi}}$$

зазвичай набагато більше, ніж переміщення прольотної будови (суперструктури). З цієї причини ефективне демпфування системи залежить тільки від сумарної розсіяної енергії в ізоляторі,  $\Sigma E_{Di}$ , а відносне переміщення ізолятора практично дорівнює переміщенню прольотної будови в точці розміщення ізолятора.

typically is much larger than the other components of the superstructure displacement. For this reason the effective damping of the system depends only on the sum of dissipated energies of the isolators,  $\Sigma E_{Di}$ , and the relative displacement of the isolator is practically equal to the displacement of the superstructure at this point

$$(d_{bi}/d_{id} = K_{eff,i}/K_{bi} \cong 1)$$





**Умовні позначення**

A- прольотна будова суперструктура

B - ізолятор *i*

C – опора моста *i*

**Рисунок 7.5N:** сумарна (ефективна) жорсткість опори та *i*-го ізолятора

**Key**

A – Superstructure

B – Isolator *i*

C – Pier *i*

**Figure 7.5N:** Composite stiffness of pier and isolator *i*

**4) В 7.6.2 Система ізоляція**

Замінити (1)P (5) по:

(1) P Необхідна розрахункова реакція і надійність системи ізоляції (див. **7.3(4)P**) здійснюється шляхом розробки кожного *i*-го ізолятора для потрібного проектного переміщення  $d_{bi,a}$ :

$$d_{bi,a} = \gamma_{IS} d_{bi,d} \tag{7.19}$$

де  $\gamma_{IS}$  є коефіцієнт підсилення, який застосовується тільки при розрахунках сейсмічних переміщень  $d_{bi,d}$  сут кожного ізолятора *i* в результаті однієї з процедур, зазначених в **7.5**.

Якщо враховуються просторові (компонентні) варіації сейсмічного впливу на основі спрощеної методики **3.3 (4), (5), (6) і (7)P**, збільшення проектного переміщення конструкції повинно бути оцінено з застосуванням правила **3.3(7)P**, де переміщення  $d_{bi,d}$  розраховуються відповідно за одним з методів в **7.5**, повинні бути підвищені у відповідності з виразом (7.19), в той час як відповідні просторові компоненти визначаються відповідно до **3.3.(5) і (6)**, не повинні корегуватись.

**4) In 7.6.2 Isolating system**

Replace (1)P to (5) by:

(1)P The required increased reliability of the isolating system (see **7.3(4)P**) shall be implemented by designing each isolator *i* for increased design displacements  $d_{bi,a}$ :

where  $\gamma_{IS}$  is an amplification factor that is applied only on the design seismic displacement  $d_{bi,d}$  of each isolator *i* resulting from one of the procedures specified in **7.5**.

If the spatial variability of the seismic action is accounted for through the simplified method of **3.3(4), (5), (6) and (7)P**, the increased design displacements shall be estimated by application of the rule of **3.3(7)P**, where the displacements  $d_{bi,d}$  due the inertia response determined in accordance with one of the methods in **7.5** shall be amplified in accordance with expression (7.19) above, while those corresponding to the spatial variability determined in accordance with **3.3.(5) and (6)**, need not be amplified.

ПРИМІТКА Значення, яке приймається  $\gamma_{IS}$  для конкретної країни може, бути визначено в національному додатку. Рекомендоване значення  $\gamma_{IS}=1,50$ .

(2)P Максимальне глобальне переміщення кожного ізолятора в кожному напрямку  $d_{m,i}$ , повинне бути перевірене згідно виразу (7.19a), додаванням до проектного переміщення при сейсмічній дії, переміщення від зсуву  $d_{G,i}$ , потенційно викликаних:

- a) постійними впливами;
- b) довгостроковими деформаціями (після натягу, усадки і повзучості для бетонних настилів) прольотної будови; та
- c) 50% від теплового впливу.

$$d_{m,i} \geq d_{G,i} + d_{bi,a}$$

ПРИМІТКА Додаткові умови для переміщення ємності  $d_{m,i}$  для ізолятора наведені в 7.7.1(4).

(3)P Всі компоненти ізолюючої системи повинні бути здатні функціонувати без істотної зміни властивостей ізоляції до їх здатності переміщення  $d_{m,i}$  у відповідному напрямку.

(4)P Проектний опір кожного несучого елемента системи ізоляції, включаючи її анкери, повинен перевищувати силу, що діє на елемент при загальному максимальному зміщенні. Опір повинен також перевищувати проектну силу викликану вітровим навантаженням на споруду у відповідному напрямку.

ПРИМІТКА Максимальна реакція гідравлічних в'язких амортизаторів (див. 7.5.2.3.4), що відповідає збільшенню переміщення  $d_{bi,a}$ , може бути передбачена шляхом множення результуючої реакції з разового розрахунку  $\gamma_{IS}^{ab/2}$  з  $\alpha_b$ , як визначено в 7.5. 2.3.4

(5) Блоки ізоляторів, що складаються з простих еластомерних підшипників з низьким згасанням, повинні бути перевірені на дію впливів в (1)P (4)P, згідно з відповідними нормами EN 1337-3:2005 таким чином. Максимальна загальна проектна деформація зсуву в підшипнику повинна бути розрахована як сума з

- a) проектна деформація зсуву завдяки вертикальному стисканню,

NOTE The value ascribed to  $\gamma_{IS}$  for use in a country may be defined in its National Annex. The recommended value is  $\gamma_{IS} = 1,50$ .

(2)P The maximum total displacement of each isolator unit in each direction  $d_{m,i}$  shall be verified from expression (7.19a) by adding to the above increased design seismic displacement, the offset displacement  $d_{G,i}$  potentially induced by:

- a) the permanent actions;
- b) the long-term deformations (post-tensioning, shrinkage and creep for concrete decks) of the superstructure; and
- c) 50% of the thermal action.

$$(7.19a)$$

NOTE An additional condition for the displacement capacity  $d_{m,i}$  of the isolators is given in 7.7.1(4).

(3)P All components of the isolating system shall be capable of functioning without significant change in isolation properties up to their displacement capacity  $d_{m,i}$  in the relevant direction.

(4)P The design resistance of each load-carrying member of the isolation system, including its anchorage, shall exceed the force acting on the member at the total maximum displacement. It shall also exceed the design force caused by wind loading of the structure in the relevant direction.

NOTE The maximum reaction of hydraulic viscous dampers (see 7.5.2.3.4) corresponding to the increased displacement  $d_{bi,a}$  may be estimated by multiplying the reaction resulting from the analysis times  $\gamma_{IS}^{ab/2}$ , with  $\alpha_b$  as defined in 7.5.2.3.4

(5) Isolator units consisting of simple low-damping elastomeric bearings should be verified for the action effects in (1)P to (4)P, in accordance with the relevant rules of EN 1337-3:2005 as follows. The maximum total design shear strain in the bearing should be calculated as the sum of

- a) the design shear strain due to vertical compression,

b) деформації зсуву відповідає загальному проектному горизонтальному переміщенню і

c) деформації зсуву відповідають загальному проектному кутовому обертанню

підшипника в проектній сейсмічній ситуації, без множення цієї суми на коефіцієнт підсилення. Ця деформація не повинна перевищувати значення  $\epsilon_{u,d}$ , відповідно до співвідношення (2) з 5.3.3 EN 1337-3:2005. Стабільність від втрати стійкості і ковзання повинні бути перевірені згідно з відповідними правилами 5.3.3.6 з EN 1337-3:2005.

**ПРИМІТКА** Значення, що приписується частковому показнику  $\gamma_m$  у відношенні до  $\epsilon_{u,d}$  для використання в країні для розрахунку проектного опору простого еластомерного підшипника з низьким згасанням в сейсмічній проектній ситуації може бути зазначено в Національному додатку країни. Рекомендоване значення  $\gamma_m = 1,00$ .

#### 5) В 7.7.1 Бічні можливості відновлення

Перемістити (1)P в (3), як:

(1)P Система ізоляції повинна представити можливість самовідновлення в обох основних горизонтальному напрямках, щоб запобігти сукупному накопиченню переміщень. Ця можливість доступна, коли система має невеликі залишкові переміщення по відношенню до її здатності переміщатися  $d_m$ .

(2) Вимоги (1)P вважаються виконаними у напрямку, коли переміщення  $d_0$ , як визначено нижче, відповідає наступним умовам в даному напрямку:

$$\frac{d_{cd}}{d_0} \geq \delta$$

де:

$d_{cd}$  проектне переміщення системи ізоляції в розглянутому напрямку, як це визначено в 7.2,

$d_0$  максимальне залишкове переміщення, для якого система ізоляції може перебувати в статичній рівновазі в розглянутому напрямку, використовуючи властивості системи, як визначено в цьому пункті, і в (5) нижче. Тим

b) the shear strain corresponding to the total design horizontal displacement and

c) the shear strain corresponding to the total design angular rotation

of the bearing in the seismic design situation, without multiplication of this sum by an amplification factor. This strain should not exceed the value of  $\epsilon_{u,d}$  according to relation (2) of 5.3.3 of EN 1337-3:2005. Buckling and sliding stability should be checked according to the relevant rules of 5.3.3.6 of EN 1337-3:2005.

**NOTE** The value ascribed to the partial factor  $\gamma_m$  in the relation for  $\epsilon_{u,d}$  for use in a country for the calculation of the design resistance of simple low-damping elastomeric bearings in the seismic design situation may be specified in the National Annex of the country. The recommended value is  $\gamma_m = 1,00$ .

#### 5) In 7.7.1 Lateral restoring capability

Replace (1)P to (3) by:

(1)P The isolating system shall present self-restoring capability in both principal horizontal directions, to prevent cumulative build-up of displacements. This capability is available when the system has small residual displacements in relation to its displacement capacity  $d_m$ .

(2) The requirements in (1)P are considered to be satisfied in a direction when the displacement  $d_0$  as defined below meets the following condition in the examined direction:

$$(7.24)$$

where:

$d_{cd}$  is the design displacement of the isolating system in the examined direction, as defined in 7.2,

$d_0$  is the maximum residual displacement for which the isolating system can be in static equilibrium in the considered direction using system properties as defined in this paragraph and in (5) below. Thereby no account should be taken of any limitation due to

самим, не слід враховувати будь-які обмеження завдяки здатності ізоляторів до переміщення (необмежена здатність). Для систем з білінійною поведінкою, відповідно до 7.5.2.3.2 або систем, які можуть бути апроксимовані як такої,  $d_0$  задається як:

$$d_0 = F_0 / K_p \quad (7.25)$$

$\delta$  являє собою чисельне значення

ПРИМІТКА 1: Значення відношення  $\delta$  для використання в країні може бути знайдено в Національному додатку. Рекомендоване значення  $\delta = 0,50$  (див. також рис 7.8 і 7.7.1(4) Примітка 2).

ПРИМІТКА 2: Для систем, які апроксимуються білінійною поведінкою гістерезису (див. Рис 7.6N) властивості еквівалентної білінійної системи повинні бути визначені наступним чином: значення сили при нульовому переміщенні  $F_0$  і приблизне значення проектного переміщення  $d_{cd}$  зберігається. Прямі лінії для гілки навантаження AB і гілки розвантаження BC визначені таким чином, щоб наблизити відповідні гілки фактичної петлі на рівній основі області.

ПРИМІТКА 3: Для систем з білінійною поведінкою відповідно до 7.5.2.3.2, або систем, які можуть бути апроксимовані як такі, переміщення  $d_0 = F_0/K_p$  залежить від властивостей системи ізоляції, розглянутої незалежно від її здатності до переміщень. Тому на Рисунку 7.6N системи з петлями ABCD і AB'C'D мають однакові  $d_0$ . Значення  $d_0$  є позитивним, коли пост-пружна жорсткість  $K_p$  позитивна, негативна, коли  $K_p$  є негативною, і  $\infty$ , коли  $K_p$  дорівнюватиме нулю. Системи з негативною  $K_p$  не повинні використовуватися.

ПРИМІТКА 4: Для систем ковзаючих пристроїв зі сферичною поверхнею ковзання (див. 7.5.2.3.5 (2))

$$d_0 = \mu dRb.$$

ПРИМІТКА 5: Для систем з гістерезисною поведінкою, які не можуть бути апроксимовані білінійною залежністю (див. Рис 7.7N) значення  $d_0$  може бути визначено з перетину пост-пружної гілки з віссю переміщень. Для підвищення надійності переміщення текучості  $d_y$  можна вважати рівним нулю.

the displacement capacity of the isolators (unlimited capacity). For systems with bilinear behaviour, according to 7.5.2.3.2 or systems that can be approximated as such,  $d_0$  is given as:

$\delta$  is a numerical value

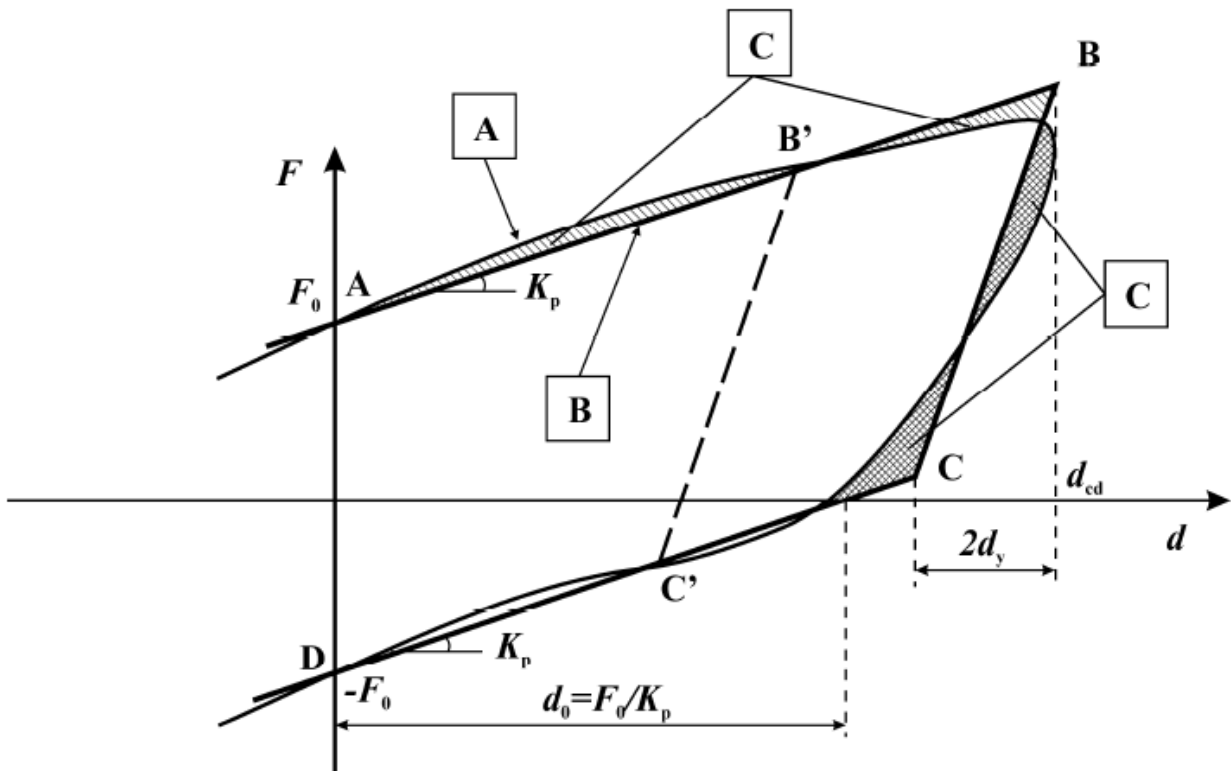
NOTE 1: The value of ratio  $\delta$  for use in a country may be found in its National Annex. The recommended value is  $\delta = 0,50$  (see also Figure 7.8 and 7.7.1(4) Note 2).

NOTE 2: For systems that are approximated by bilinear hysteretic behaviour (see Figure 7.6N) the properties of the equivalent bilinear system should be determined as follows: The force value at zero displacement  $F_0$  and an estimated value of the design displacement  $d_{cd}$  are maintained. The straight lines for the loading branch AB and the unloading branch BC are defined so as to approximate the corresponding branches of the actual loop on an equal area basis.

NOTE 3: For systems with bilinear behaviour according to 7.5.2.3.2, or systems that can be approximated as such, the displacement  $d_0 = F_0/K_p$  depends on properties of the isolating system considered in dependently from its displacement capacity. Therefore in Figure 7.6N the systems with the loops ABCD and AB'C'D have the same  $d_0$ . The value of  $d_0$  is positive when the post-elastic stiffness  $K_p$  is positive, negative when  $K_p$  is negative, and  $\infty$  when  $K_p$  is zero. Systems with negative  $K_p$  should not be used.

NOTE 4: For systems of sliding devices with spherical sliding surface (see 7.5.2.3.5(2))

NOTE 5: For systems with hysteretic behaviour that cannot be approximated by a bilinear relationship (see Figure 7.7N) the value of  $d_0$  may be defined from the intersection of the post-elastic branches with the displacement axis. The yield displacement  $d_y$  may be assumed equal to zero, for increased reliability.



**Умовні позначення**

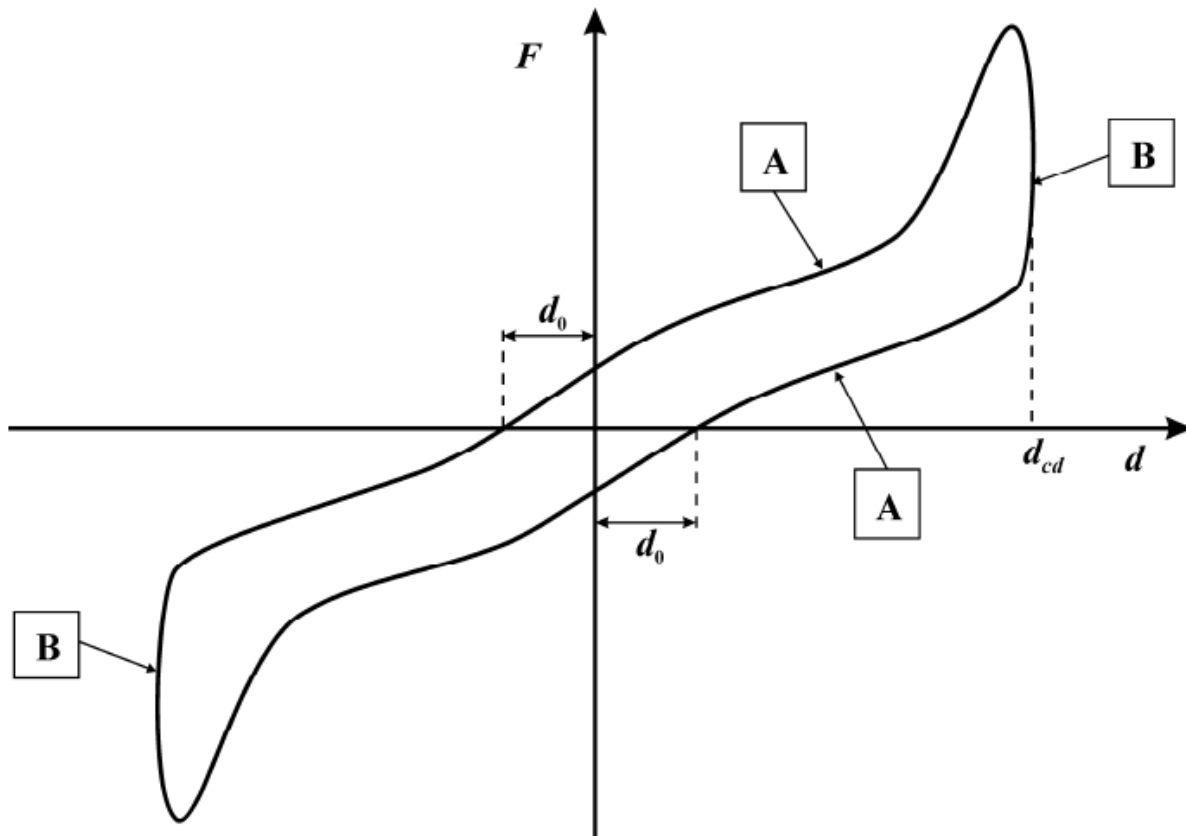
- F – Сила
- d – Переміщення
- A – Відношення фактична сила-переміщення
- B – Апроксимація білінійною моделлю (ABCD)
- C – Рівні площі

**Key**

- F – Force
- d – Displacement
- A – Actual force-displacement relation
- B – Approximation by bilinear model (ABCD)
- C – Equal areas

**Рисунок 7.6N:** Визначення еквівалентної білінійної моделі для оцінки можливості відновлення

**Figure 7.6N:** Definition of the equivalent bilinear model for the evaluation of restoring capability



**Умовні позначення**

- F – Сила
- d – Переміщення
- A- Пост-пружня гілка
- B - Пружня гілка

**Key**

- F – Force
- d – Displacement
- A – Post-elastic branch
- B – Elastic branch

**Рисунок 7.7N:** Гістерезисна система, яка не може бути апроксимована білінійною моделлю

**Figure 7.7N:** Hysteretic systems that cannot be approximated by a bilinear model

(3) Системи, які не задовольняють умові (7.24) в певному напрямку можуть бути розглянуті відповідно до вимог **1(P)**, якщо з метою задоволення вони мають відповідну здатність до переміщення з високим ступенем надійності, накопичення залишкових переміщень в цьому напрямку протягом терміну служби споруди.

(3) Systems that do not satisfy condition (7.24) in a certain direction may be considered to meet the requirements of **1(P)** if they have sufficient displacement capacity in order to accommodate, with adequate reliability, the accumulation of residual displacements in this direction during the service life of the structure.

(4) Умова (3) вважається виконаною, коли наступне відношення виконується для кожного ізолятора:

(4) The condition in (3) is considered to be met when the following relation is satisfied for every isolator:

$$d_{m,i} \geq d_{G,i} + \gamma_{du} d_{bi,d} \rho_d \tag{7.26a}$$

де

where:

$$\rho_d = 1 + 1,35 \frac{1 - (d_y / d_{cd})^{0,6}}{1 + 80(d_{cd} / d_0)^{1,5}} \quad (7.26b)$$

$i$  зображено на Рисунку 7.8

and is depicted in Figure 7.8

$i$

and

$d_{m,i}$  здатність до переміщення ізолятора  $i$  в розглянутому напрямку, тобто максимальне переміщення, яке ізолятор може мати в цьому напрямку,

$d_{m,i}$  is the displacement capacity of the isolator  $i$  in the considered direction, i.e. the maximum displacement that the isolator can accommodate in this direction,

$d_{bi,d}$  проектне переміщення ізолятора  $i$  в розглянутому напрямку, як це визначено в **7.6.2 (1)P**,

$d_{bi,d}$  is the design displacement of isolator  $i$  in the examined direction, as defined in **7.6.2 (1)P**,

$d_{G,i}$  несейсмічне компенсаційне переміщення ізолятора  $i$  відповідно до **7.6.2 (2)P**,

$d_{G,i}$  is the non-seismic offset displacement of isolator  $i$  according to **7.6.2 (2)P**,

$d_y$  переміщення текучості еквівалентної білінійної системи, яке визначається відповідно до **(2)** вище. Для систем ковзання  $d_y$  можна вважати нульовим. Коли присутня невизначеність щодо магнітуди  $d_y$  його слід вважати нулем.

$d_y$  is the yield displacement of the equivalent bilinear system that is determined in accordance to **(2)** above. For sliding systems  $d_y$  can be assumed zero. When uncertainties regarding the magnitude of  $d_y$  are present it should be assumed zero.

$\gamma_{du}$  числовий коефіцієнт, що відображає невизначеність в оцінці проектного переміщення.

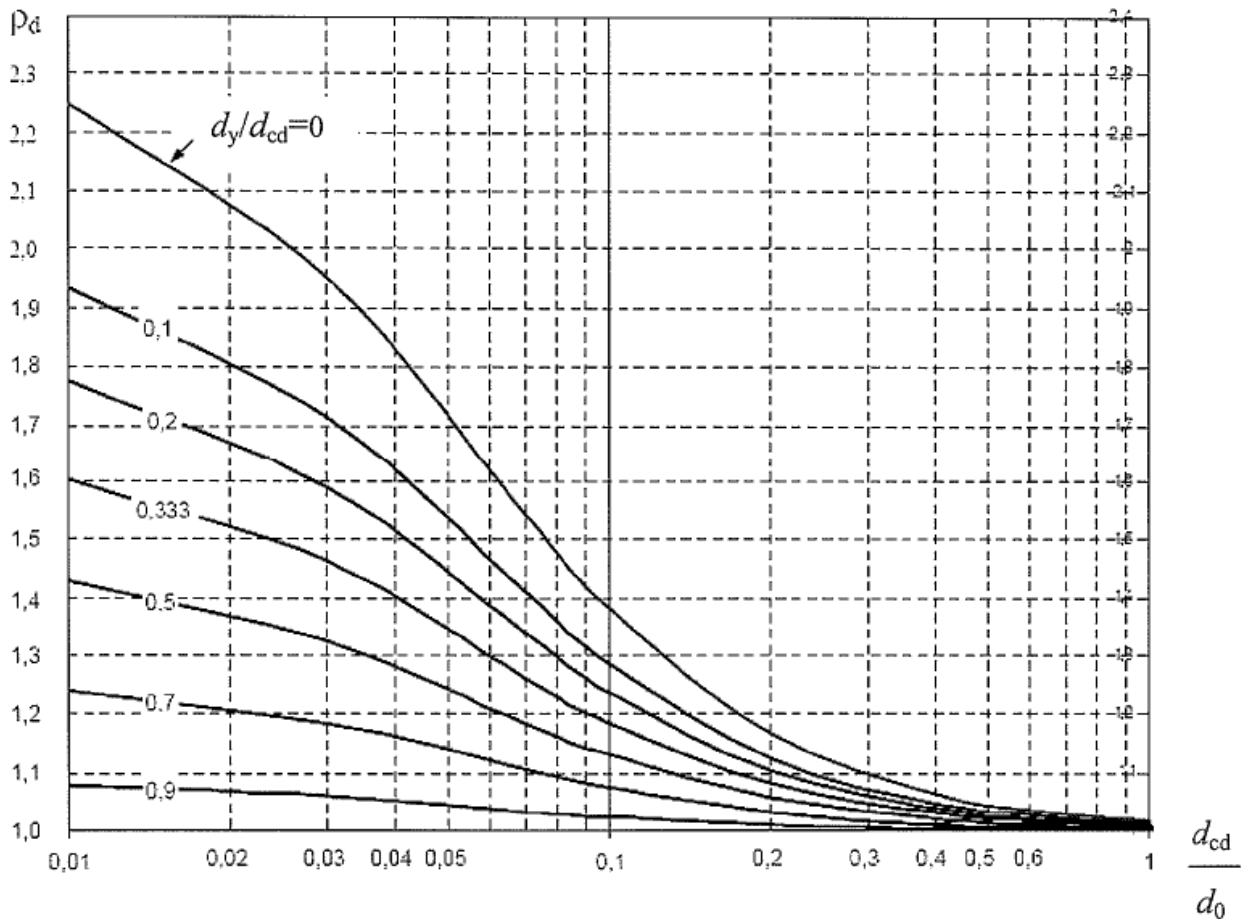
$\gamma_{du}$  is a numerical coefficient reflecting uncertainties in the estimation of design displacements.

ПРИМІТКА 1: Значення, що приписується  $\gamma_{du}$  для використання в країні, може бути знайдено в Національному додатку. Рекомендоване значення:  $\gamma_{du}=1,20$ .

NOTE 1: The value ascribed to  $\gamma_{du}$  for use in a country may be found in its National Annex. The recommended value is:  $\gamma_{du} = 1,20$ .

ПРИМІТКА 2: Другий умова у виразі для  $\rho_d$  в (7.26b) відображає накопичення залишкових переміщень відповідно до послідовності землетрусів, що відбулися до проектного землетрусу, в розумінні, що колективна ймовірність, дорівнює ймовірності проектного землетрусу. Для систем з  $d_{cd}/d_0 \geq 0,50$ , накопичення залишкових переміщень незначне (див. Рис 7,8). Для систем з  $d_{cd}/d_0 < \delta$  максимальне значення  $d_{m,i}$  повинне бути отримане або з виразу (7.26a) або з виразу (7.19a), в залежності від того, яке дає більше значення.

NOTE 2: The second term in the expression for  $\rho_d$  in (7.26b) reflects the accumulation of residual displacements under a sequence of earthquake events occurring before the design earthquake, considered to have a collective probability equal to the probability of the design earthquake. For systems with  $d_{cd}/d_0 \geq 0,50$ , the accumulation of residual displacements is insignificant (see Figure 7.8). For systems with  $d_{cd}/d_0 < \delta$  the maximum  $d_{m,i}$  value should be derived either from expression (7.26a) or from expression (7.19a), whichever gives the greater value.



**Рисунок 7.8:** Ділянка  $\rho_d$  у відповідності з виразом (7.26b)

**Figure 7.8:** Plot of  $\rho_d$  according to expression (7.26b)

(5) Такі ж властивості ізоляторів повинні використовуватися в динамічних умовах для оцінки як  $d_{cd}$ , так і  $d_0$ . Бічні відновлення умов (7.24) і (7.26) не враховують впливи зміни швидкості на зусилля в ізоляторах.

(5) The same properties of the isolators under dynamic conditions should be used for the estimation of both  $d_{cd}$  and  $d_0$ . The lateral restoring conditions (7.24) and (7.26) do not account for effects of velocity variation on the forces of isolators.

6) У **JJ.1**  $\lambda_{max}$  - значення для еластомерних опор

6) In **JJ.1**  $\lambda_{max}$  – values for elastomeric bearings

Замінити таблиці JJ.1 і JJ.2 на:

Replace Tables JJ.1 and JJ.2 by:

**Таблиця JJ.1: f1 - Старіння**

**Table JJ.1: f1 - Ageing**

Component	$\lambda_{max, f1}$ for	
	$K_p$	$F_o$
LDRB	1,1	1,1
HDRB1	1,2	1,2
HDRB2	1,3	1,3
Lead core	-	1,0



з наступним позначенням для гумових компонентів:

LDRB: Гумові опори з низьким демпфуванням з модулем зсуву більше, ніж 0,5 Мпа, при деформації зсуву 100%,

HDRB1: Гумові опори з високим демпфуванням з  $\zeta_{\text{eff}} \leq 0,15$  і модуль зсуву більше, ніж 0,5 Мпа, при деформації зсуву 100%,

HDRB2: Гумові опори з високим демпфуванням з  $\zeta_{\text{eff}} > 0,15$  або модулем зсуву меншим або рівним 0,5 Мпа, при деформації зсуву на 100%,

Свинцевий сердечник: свинцевий сердечник для свинцевої гумової опори (LRB)

with the following designation for the rubber components:

LDRB: Low damping rubber bearing with shear modulus, at shear deformation of 100%, larger than 0,5 Mpa

HDRB1: High damping rubber bearing with  $\zeta_{\text{eff}} \leq 0,15$  and shear modulus, at shear deformation of 100%, larger than 0,5 Mpa

HDRB2: High damping rubber bearing with  $\zeta_{\text{eff}} > 0,15$  or shear modulus, at shear deformation of 100%, smaller or equal to 0,5 Mpa

Lead core: Lead core for Lead rubber bearings (LRB)

**Таблиця JJ.2:  $f_2$  - Температура**

**Table JJ.2:  $f_2$  - Temperature**

Design Temperature $T_{\text{min,b}}$ (°C)	$\lambda_{\text{max, } f_2}$ for					
	$K_p$			$F_o$		
	LDRB	HDRB1	HDRB2	LDRB	HDRB1	HDRB2
20	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
0	1,1	1,1	1,2	1,3	1,3	1,3
-10	1,1	1,2	1,4	1,4	1,4	1,4
-30	1,3	1,4	2,0	1,5	2,0	2,5

$T_{\text{min,b}}$  мінімальна температура ізолятора для сейсмічної проектної ситуації, відповідно до положення мосту (див. (2) з J.1 Додатку J).

$T_{\text{min,b}}$  is the minimum isolator temperature for the seismic design situation, corresponding to the bridge location (see (2) of J.1 of Annex J).

**7) У К.2.3.3 Система адекватності**

**7) In K.2.3.3 System adequacy**

Замінити вимогу R3 на:

Replace requirement R3 by:

R3 в тестах T2 і T5 з К.2.2 максимальне виміряне переміщення не повинно перевищувати 110% від проектного значення.

R3 in tests T2 and T5 of K.2.2 the maximum measured displacement should not exceed 110% of the design value.

EUROPEAN STANDARD  
NORME EUROPÉENNE  
EUROPÄISCHE NORM

**EN 1998-2:2005/A2**

September 2011

---

ICS 91.120.25; 93.040

English Version

**Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance -  
Part 2: Bridges**

Eurocode 8 - Calcul des structures pour leur résistance aux  
séismes - Partie 2: Ponts

Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben -  
Teil 2: Brücken

This amendment A2 modifies the European Standard EN 1998-2:2005; it was approved by CEN on 8 April 2011.

CEN members are bound to comply with the CEN/CENELEC Internal Regulations which stipulate the conditions for inclusion of this amendment into the relevant national standard without any alteration. Up-to-date lists and bibliographical references concerning such national standards may be obtained on application to the CEN-CENELEC Management Centre or to any CEN member.

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

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

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

**Management Centre: Avenue Marnix 17, B-1000 Brussels**

(Український переклад англійської версії)

Єврокод 8. Проектування сейсмостійких конструкцій. Частина 2. Мости

Ця поправка A2 європейського стандарту EN 1998-2:2005, яка була затверджена CEN 8 квітня 2011.

Члени CEN зобов'язані дотримуватися з CEN/CENELEC, який передбачає умови для включення цього поправки до відповідного національного стандарту без яких-небудь змін. Up-To-дата списки та бібліографічні посилання щодо таких національних стандартів можуть бути отримані за запитом в CEN-CENELEC Центру управління або будь-якого члена CEN.

Ця поправка існує в трьох офіційних версіях (англійська, французька, німецька). Версія на будь-якій іншій мові, перекладена під Відповідальність члена CEN на його мову і доведена до відома CEN-CENELEC Центр управління, має такий же статус, як і офіційні версії.

Членами CEN є національні органи зі стандартизації Австрії, Бельгії, Болгарії, Хорватії, Кіпру, Чехії, Данії, Естонії, Фінляндія, Франція, Німеччина, Греція, Угорщина, Ісландія, Ірландія, Італія, Латвія, Литва, Люксембург, Мальта, Нідерланди, Норвегія, Польща, Португалія, Румунія, Словаччина, Словенія, Іспанія, Швеція, Швейцарія та Сполучене Королівство.

ЄВРОПЕЙСЬКИЙ КОМІТЕТ ЗІ СТАНДАРТИЗАЦІЇ

Центр управління: Avenue Marnix 17, B-1000 Брюссель

© 2011 CEN

Всі права членів національних CEN на використання в будь-якій формі і будь-яким способом захищені у всьому світі.

Ref. No. EN 1998-2:2005/A2:2011: E

## Передмова

Цей документ (EN 1998-2:2005/A2: 2011) був підготовлений технічним комітетом CEN/TC "Структурні Єврокоди», секретаріат якого знаходиться при BSI.

Цій поправці до європейського стандарту EN 1998-2:2005 повинен бути наданий статус національного стандарту або шляхом публікації ідентичного тексту, або схвалення, не пізніше вересня 2012 року, і суперечливі національні стандарти мають бути скасовані не пізніше вересня 2012 року.

Слід звернути увагу на те, що деякі елементи цього документа можуть бути об'єктом патентних прав. CEN [і/або CENELEC] не несе відповідальності за виявлення яких-небудь чи всіх цих патентних прав.

Відповідно до CEN/CENELEC, національні організації зі стандартизації наступних країн зобов'язані застосовувати цей Європейський Стандарт: Австрія, Бельгія, Болгарія, Хорватія, Кіпр, Чеська Республіка, Данія, Естонія, Фінляндія, Франція, Німеччина, Греція, Угорщина, Ісландія, Ірландія, Італія, Латвія, Литва, Люксембург, Мальта, Нідерланди, Норвегія, Польща, Португалія, Румунія, Словаччина, Словенія, Іспанія, Швеція, Швейцарія та Сполучене Королівство.

### 1 Модифікація J.1

Замінити **J.1** (2) на:

(2) Мінімальна температура ізолятора для проектної сейсмічної ситуації,  $T_{\min,b}$ , повинна відповідати кліматичним умовам розміщення мосту.

ПРИМІТКА Метод визначення значення мінімальної температури ізолятора для використання в країні в проектній сейсмічної ситуації можна знайти в Національному додатку. Рекомендований метод полягає в наступному:

$$T_{\min,b} = T_{av} - \psi_2 (T_{av} - T_{\min}) + \psi_2 \Delta T_1$$

Де

$T_{av}$  є середньорічна температура повітря в тіні в

## Foreword

This document (EN 1998-2:2005/A2:2011) has been prepared by Technical Committee CEN/TC "Structural Eurocodes", the secretariat of which is held by BSI.

This Amendment to the European Standard EN 1998-2:2005 shall be given the status of a national standard, either by publication of an identical text or by endorsement, at the latest by September 2012, and conflicting national standards shall be withdrawn at the latest by September 2012.

Attention is drawn to the possibility that some of the elements of this document may be the subject of patent rights. CEN [and/or CENELEC] shall not be held responsible for identifying any or all such patent rights.

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

### 1 Modification to J.1

Replace **J.1** (2) by:

(2) The minimum isolator temperature for the seismic design situation,  $T_{\min,b}$ , should correspond to the climatic conditions of the bridge location.

NOTE The method for determining the value of the minimum isolator temperature for use in a country in the seismic design situation may be found in its National Annex. The recommended method is as follows:

Where

$T_{av}$  is the annual average shade air temperature at the

місці розташування мосту. Вона може бути прийнята як середнє характерне значення максимальної та мінімальної температури навколишнього повітря в тіні в місці розташування мосту, відповідно до EN 1991-1-5:2003, 6.1.3.2, тобто  $T_{av} = (T_{max} + T_{min})/2$ . Якщо немає конкретної інформації може бути використане значення  $T_{av} = 10^{\circ} C$ .

$\psi_2$  є поєднання факторів для теплових впливів для проектної сейсмічної ситуації, у відповідності з EN 1990:2002 та EN 1990:2002/A1: 2005, додаток A2 і

$\Delta T_1 = T_{e,min} - T_{min}$  різниця між мінімальною рівномірною температурою компонентів мосту  $T_{e,min}$  та мінімальною температурою повітря в тіні  $T_{min}$ , у відповідності з EN 1991-1-5: 2003 та EN 1991-1-5:2003/AC : 2009, 6.1.3.1 (4).

location of the bridge. It may be taken as the average of the characteristic values of the maximum and minimum ambient shade air temperatures at the bridge location, in accordance with EN 1991-1-5:2003, 6.1.3.2 i.e.  $T_{av} = (T_{max} + T_{min})/2$ . If no specific information is available the value  $T_{av} = 10^{\circ}C$  may be used.

$\psi_2$  is the combination factor for thermal actions for seismic design situations, in accordance with EN 1990:2002 and EN 1990:2002/A1:2005, Annex A2 and

$\Delta T_1 = T_{e,min} - T_{min}$  is the difference between the minimum uniform bridge temperature component  $T_{e,min}$  and the minimum shade air temperature  $T_{min}$ , in accordance with EN 1991-1-5: 2003 and EN 1991-1-5:2003/AC:2009, 6.1.3.1(4).

EUROPEAN STANDARD  
NORME EUROPÉENNE  
EUROPÄISCHE NORM

**EN 1998-2:2005/AC**

February 2010  
Février 2010  
Februar 2010

---

ICS 91.120.25; 93.040

English version  
Version Française  
Deutsche Fassung

Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Part 2:  
Bridges

Eurocode 8 - Calcul des structures pour  
leur résistance aux séismes - Partie 2:  
Ponts

Eurocode 8 - Auslegung von Bauwerken  
gegen Erdbeben - Teil 2: Brücken

This corrigendum becomes effective on 10 February 2010 for incorporation in the three official language versions of the EN.

Ce corrigendum prendra effet le 10 février 2010 pour incorporation dans les trois versions linguistiques officielles de la EN.

Die Berichtigung tritt am 10. Februar 2010 zur Einarbeitung in die drei offiziellen Sprachfassungen der EN in Kraft.

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

Management Centre: Avenue Marnix 17, B-1000 Brussels

---

© 2010 CEN All rights of exploitation in any form and by any means reserved worldwide for CEN national Members.  
Tous droits d'exploitation sous quelque forme et de quelque manière que ce soit réservés dans le monde entier aux membres nationaux du CEN.  
Alle Rechte der Verwertung, gleich in welcher Form und in welchem Verfahren, sind weltweit den nationalen Mitgliedern von CEN vorbehalten.

Ref. No.: EN 1998-2:2005/AC:2010 D/E/F

---

ICS 91.120.25; 93,040

(Український переклад англійської мови)

Єврокод 8. Проектування сейсмостійких конструкцій. Частина 2. Мости

Це виправлення вступає в силу 10 лютого 2010 року для включення в трьох офіційних мовах EN.

ЄВРОПЕЙСЬКИЙ КОМІТЕТ ЗІ СТАНДАРТИЗАЦІЇ

Центр управління: Avenue Marnix 17, B-1000 Брюссель

---

© 2010 CEN. Всі права членів національних CEN на використання в будь-якій формі і будь-яким способом захищені у всьому світі.

Ref. No.: EN 1998-2:2005/AC:2010 D/E/F

**1) Зміни в "Національному додатку EN 1998-2"**

У другому пункті, лінії сітки, 2 колонка, 2-га лінія (для пункту, пов'язаного з посиланням 1.1.1(8)), замінити "Інформаційні Додатка А, В, С, D, Е, F, Н і JJ" на "Інформаційні Додатка А, В, С, D, Е, F, Н, JJ і К".

У другому пункті, лінії сітки, 2 колонка, 2-га лінія (для пункту, пов'язаного з посиланням 7.7.1(2)), замінити "Значення факторів 5w і 5b для бічного відновлення здатності системи ізоляції» з «Значення відношення 8 для оцінки бічного відновлення здатності".

У другому пункті, лінії сітки, відразу після рядка присвячені посиланню 7.7.1(2), додати наступні рядки:

7.7.1(4) Значення  $Y_{dU}$  відображає невизначеність в оцінці проектних переміщень

**2) Зміни в 4.2.4.4**

Пункт (2), підпункт (a), замінити "Така ідентифікація повинна бути заснована" з "Така ідентифікація повинна бути заснована".

**3) Внесення змін до 5.6.2**

Пункт (2)P, за списком б), ПРИМІТКА, замінити "приписують  $\gamma_{Bdl}$  для використання в країні" на "приписують  $\gamma_{Bdl}$  для використання в країні".

**4) Зміни в 6.2.2**

Пункт (3) замінити "досягнутою в жодній" на "досягнуто або в одному"

Пункт (4)P, рівняння (6,10),

$$" \min\left(\frac{A_t}{s_T}\right) = \frac{\sum A_s f_{ys}}{1,6 f_{yt}} (mm^2 / m) "$$

замініть  $" \min\left(\frac{A_t}{s_L}\right) = \frac{\sum A_s f_{ys}}{1,6 f_{yt}} (mm^2 / m) "$

Пункт (4)P, після Рівняння (6,10), замінити:

" $s_T$  є поперечна відстань між колонами, в м;"

з:

" $s_L$  є відстань між колонами уздовж осі елемента, м;"

**1) Modifications to "National annex for EN 1998-2"**

In second paragraph, grid lines, 2nd column, 2nd line (for the Item related to the reference 1.1.1(8)), replace "Informative Annexes A, B, C, D, E, F, H and JJ" with "Informative Annexes A, B, C, D, E, F, H, JJ and K".

In second paragraph, grid lines, 2nd column, 2nd line (for the Item related to the reference 7.7.1(2)), replace "Values of factors 5w and 5b for the lateral restoring capability of the isolation system" with "Value of the ratio 8 for the evaluation of the lateral restoring capability".

In second paragraph, grid lines, just after the row dedicated to reference 7.7.1(2), add the following row:

7.7.1(4) Value of  $Y_{dU}$  reflecting uncertainties in the estimation of design displacements

**2) Modification to 4.2.4.4**

Paragraph (2), subparagraph (a), replace "Such an identification should be based" with "Such identification should be based".

**3) Modification to 5.6.2**

Paragraph (2)P, list entry b), NOTE, replace "ascribed to  $\gamma_{Bdl}$  for use in a country" with "ascribed to  $\gamma_{Bdl}$  for use in a country".

**4) Modifications to 6.2.2**

Paragraph (3), replace "acheived in either one" with "achieved in either one"

Paragraph (4)P, Equation (6.10),

$$" \min\left(\frac{A_t}{s_T}\right) = \frac{\sum A_s f_{ys}}{1,6 f_{yt}} (mm^2 / m) "$$

replace  $" \min\left(\frac{A_t}{s_L}\right) = \frac{\sum A_s f_{ys}}{1,6 f_{yt}} (mm^2 / m) "$

Paragraph (4)P, after Equation (6.10), replace:

" $s_T$  is the transverse distance between tie legs, in m;" with:

" $s_L$  is the spacing of the legs along the axis of the member, in m;"



Код УКНД 91.120.25; 93.040

---

**Ключові слова:** землетрус, сейсмонебезпечність, Єврокоди, сейсмостійкість, правила проектування, мости, сейсмичні навантаження.

---

Перший заступник директора ДП НДІБК  
з наукової роботи, голова ТК 304  
«Захист будівель і споруд»

Ю. Немчинов

Науковий керівник,  
завідувач відділом автоматизації досліджень  
та сейсмостійкості будівель і споруд

О. Хавкін

Відповідальний виконавець,  
завідувач лабораторії теорії сейсмостійкості  
та динамічних випробувань

М. Мар'єнков

