

Eurocode 8 : Conception et dimensionnement des structures pour leur résistance aux séismes

Partie 2 : Ponts

E : Eurocode 8 : Design provisions for earthquake resistance of structures —
Part 2: Bridges

D : Eurocode 8 : Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben — Teil 2: Brücken

Norme expérimentale

publiée par AFNOR en décembre 2000.

Les observations relatives à la présente norme expérimentale doivent être adressées à AFNOR avant février 2001.

Correspondance

Le présent document reproduit intégralement la prénorme européenne ENV 1998-2:1994 et son corrigendum AC:1997, et intègre les adaptations françaises relatives à cette ENV.

Analyse

Le présent document traite de la conception parasismique des ponts pour lesquels les actions horizontales sismiques sont principalement reprises, soit par des culées, soit par la flexion des piles. Il peut être appliqué pour le dimensionnement sismique d'autres types de ponts comme les ponts en arc, les ponts portiques, les ponts à béquilles et les ponts haubanés.

Le présent document ne couvre pas complètement les ponts suspendus, les ponts mobiles ou les ponts de configuration extrême.

Descripteurs

Thésaurus International Technique : génie civil, pont, construction résistant au séisme, conception antisismique, structure, règle de construction, calcul, dimension.

Modifications

Corrections

Éditée et diffusée par l'Association Française de Normalisation (AFNOR), Tour Europe 92049 Paris La Défense Cedex
Tél. : 01 42 91 55 55 — Tél. international : + 33 1 42 91 55 55



Membres de la commission de normalisation

Président : M PECKER

Secrétariat : M RUTMAN — BNTB

M	AMIR-MAZAHERI	DAM DESIGN
M	ARIBERT	INSA
M	ASANCHEYEV	EXPERT
M	ASHTARI	APAVE
M	BALOCHE	CSTB
M	BETBEDER-MATIBET	EXPERT
M	BIGER	BUREAU VERITAS
M	BISCH	SECHAUD ET METZ
M	BRIN	BUREAU VERITAS
M	CAPRA	CAMPENON BERNARD — SGE
M	CHEYREZY	BOUYGUES SA
M	COIN	EGF — BTP
M	COSTES	EXPERT
M	DAVIDOVICI	DYNAMIQUE CONCEPT
M	DE CHEFDEBIEN	CERIB
M	DOURY	CSTB
M	DURAND	UMGO
MME	FERNANDEZ	AFNOR
M	FOURE	CEBTP
M	GIANQUINTO	EXPERT
M	GUILLON	EUROPE ETUDES GECTI
M	JALIL	SOCOTEC
M	PECKER	GEODYNAMIQUES ET STRUCTURE
M	REGETTIER	CTTB
M	SAINT-JEAN	SOCOTEC
M	SOLLOGOUB	CEA
M	SOULOUMIAC	EXPERT
M	THONIER	FNTP
M	WALTER	GEODYNAMIQUE ET STRUCTURE

Groupe de rédaction du DAN de la Partie 2

Animateur : M AMIR-MAZAHERI

Rédacteur général : M BONNET

Experts du groupe de rédaction :

M	BARD	IRIGM
M	BETBEDER-MATIBET	EXPERT
M	BINET	SETRA
M	BORDERIE	SNCF
M	CAPRA	CAMPENON BERNARD — SGE
M	CHABERT	SETRA
M	CONTI	SETRA
M	DOAN	SNCF
M	GIANQUINTO	EXPERT
M	JALIL	SOCOTEC
M	LERAY	CGPC
M	MONTENS	SCETAURROUTE
M	PECKER	GEODYNAMIQUE ET STRUCTURE
M	SOULOUMIAC	EXPERT
M	VIRLOGEUX	INGENIEUR CONSULTANT

Avant-propos national à l'ENV 1998-2 (Eurocode 8 : Partie 2)

AP.1 Introduction

La présente norme française expérimentale, dénommée EC 8-DAN 2 reproduit intégralement l'ENV 1998-2 (en clair l'ENV 1998 — Partie 2, en abrégé l'EC8-2) que le Comité Européen de Normalisation (CEN) a approuvé le 4 juin 1993 en tant que Prénorme européenne.

Elle détaille en outre les adaptations nationales qui ont été apportées à l'Eurocode au titre du Document d'Application Nationale (en abrégé DAN). Voir à ce sujet les développements de l'avant-propos du CEN relatifs aux «Documents d'Application Nationale (DAN)».

L'Eurocode assorti de son DAN (en abrégé l'EC-DAN) est une norme française expérimentale.

Pendant la période de validité de l'ENV et donc de la norme expérimentale française reprenant cette ENV, adjointe au DAN, la coexistence avec des normes nationales est autorisée.

AP.2 Présentation de l'EC8-DAN 2

AP.2.1 Les objectifs de l'EC8-DAN 2

- a) Produire, à la demande du CEN et pour les pays francophones, la version française in extenso de l'EC 8 ;
- b) spécifier les adaptations nationales qui sont apportées à l'EC 8 et qui, pour une part, définissent les conditions techniques d'application de la norme pendant la phase d'expérimentation (ajustements éventuels des valeurs encadrées, normes et autres documents nationaux de référence) et, pour une autre part, préfigurent les améliorations techniques que l'AFNOR proposera d'introduire quand il sera question de convertir la Prénorme européenne (ENV) en Norme européenne (EN) de plein droit ;
- c) définir les conditions dans lesquelles l'EC 8 doit être appliqué pour satisfaire les exigences de la réglementation nationale sur la prévention du risque sismique, conditions qui préfigurent les divergences nationales de type A que l'AFNOR pourrait demander d'introduire dans la future Norme européenne ;
- d) mettre à la disposition des maîtres d'ouvrages, publics ou privés, un document normatif qui soit contractuellement applicable en application notamment de la Directive 93/37/CEE (ex 71/305/CEE) sur la coordination des procédures de marchés publics de travaux et aussi de la Directive 89/106/CEE relative au rapprochement des dispositions législatives, réglementaires et administratives des États membres concernant les produits de construction.

AP.2.2 Les différentes lectures de l'EC8-DAN 2

Le présent document réunit trois textes en un seul document. Les règles de lecture ci-après permettent de discerner les différents textes :

- a) La norme française expérimentale comprend tout ce qui n'est pas grisé et notamment les parties encadrées du DAN ;
- b) le DAN est délimité par les zones encadrées, indexées «I», «A», «O» ou «CR» ;
- c) la version française de l'EC 8 comprend tout ce qui n'est pas dans les zones encadrées et en particulier les zones grisées.

AP.2.3 Le statut prescriptif des adaptations nationales

Un statut prescriptif a été attribué à chacune des adaptations nationales (cf. Tableau AP.1).

Tableau AP.1 — Statuts prescriptifs des adaptations nationales

Statut de l'adaptation	Convention de représentation du statut
– PRINCIPE	Caractères normaux. Le numéro de la clause à laquelle l'adaptation se rapporte est suivi par la lettre «P».
– RÈGLE D'APPLICATION	Caractères normaux
– COMMENTAIRE RÉGLEMENTAIRE	Petits caractères gras
– COMMENTAIRE	Petits caractères normaux

La portée d'une adaptation nationale vis-à-vis de la spécification européenne à laquelle elle se rapporte a été également codifiée (cf. Tableau AP.2).

Tableau AP.2 — Portée des adaptations nationales

Catégorie de l'adaptation	Codification de l'adaptation
– INVALIDATION	I avec grisé de la partie de la prescription de l'EC 8 invalidée
– AMENDEMENT	A
– COMMENTAIRE RÉGLEMENTAIRE	CR
– COMMENTAIRE	C

AP.3 Modalités d'application de la présente norme française expérimentale (EC8-DAN 2)

AP.3.1 Domaine d'application

Sauf spécifications particulières, le domaine d'application de l'EC8-DAN 2 couvre les structures des constructions nouvelles.

L'application de l'EC8-DAN 2 à la vérification d'un projet suppose l'application conjointe des Eurocodes de projet complétés par leur DAN :

Eurocode 1 : ENV 1991 ;

Eurocode 2 : ENV 1992 ;

Eurocode 3 : ENV 1993 ;

Eurocode 4 : ENV 1994 ;

Eurocode 5 : ENV 1995 ;

Eurocode 6 : ENV 1996 ;

Eurocode 7 : ENV 1997 ;

Eurocode 9 : ENV 1999 ;

et des autres parties de l'ENV 1998 également complétées par leur DAN.

AP.3.2 Modalités d'ordre réglementaire

L'EC8-DAN 2 est applicable aux constructions dites à «risque normal» tenues de satisfaire aux règles parasismiques (voir décret n° 91-461 du 14 mai 1991 relatif à la prévention du risque sismique).

Les conditions dans lesquelles l'EC8-DAN 2 doit être appliqué pour respecter les exigences de la réglementation nationale ont été détaillées en termes de commentaires réglementaires (voir AP.2.3). Le Tableau AP.3 en fait l'inventaire.

Tableau AP.3 — Inventaire des commentaires à caractère réglementaire

Clauses de l'Eurocode dont l'application est assortie de conditions d'ordre réglementaire	Objet de la clause de l'Eurocode
1.1	Domaine d'application
2.1 (3), (4) et (5)	Valeurs de l'accélération au niveau du sol
2.3.7 (1)	Ponts n'ayant à satisfaire qu'à des exigences qualitatives
2.4 (2)	Exigences qualitatives à satisfaire en zones de faible sismicité

AP.3.3 Modalités contractuelles

La présente norme française expérimentale n'est applicable, dans le cadre contractuel d'un marché public ou privé, que s'il y est fait explicitement référence :

— pour les marchés publics, dans le Cahier des Clauses administratives Particulières :

- à la section 2, où la liste des pièces générales rendues contractuelles doit mentionner la norme française expérimentale et en cas d'utilisation partielle de celle-ci, les clauses à appliquer ;
- et à la section 10, qui doit indiquer la dérogation correspondante faite au Cahier des Clauses Techniques Générales ;

— pour les marchés privés, dans des documents particuliers du marché tels que définis dans la norme NF P 03-001, septembre 1991 (Cahier des Clauses Administratives Particulières, Cahier des Clauses Spéciales, Cahier des Clauses Particulières).

Par référence à l'article 2.1 «Conclusion du Marché» de la norme NF P 03-001, le maître d'œuvre, qui entend utiliser la présente norme expérimentale au lieu des normes homologuées, doit informer le maître d'ouvrage dans sa lettre d'engagement ou dans sa soumission.

AP.3.4 Les modalités de l'expérimentation

AP.3.4.1 Information d'AFNOR

L'ENV 1998-2 a été approuvée par le CEN le 4 juin 1993.

Au terme d'une période expérimentale de trois ans, les pays membres du CEN auront à opter soit pour un ultime prolongement du statut de l'ENV 1998-2 pour une période d'au plus trois ans, soit pour le statut de Norme européenne (EN).

Cette décision sera très certainement assortie d'une révision de la norme.

Dans cette perspective, les utilisateurs de la présente norme française expérimentale sont invités à faire connaître leurs observations assorties, si possible, de propositions d'amendements à AFNOR (Tour Europe — Cedex 7, 92049 Paris La Défense) qui transmettra au BNTB.

AP.3.4.2 Évolution des adaptations nationales

Il n'est pas exclu que l'expérimentation de l'EC8-DAN 2 mette en évidence certains problèmes relatifs à l'application du document et que la Commission de normalisation des règles de construction parasismiques soit conduite à compléter le DAN en accord avec l'autorité publique.

AP.4 Liste des textes normatifs de référence

La correspondance entre les normes mentionnées à l'article «Codes de références», dans le corps de l'EC8-DAN 2 et les normes françaises identiques est la suivante :

EUROCODE 1-3	: XP ENV 1991-3 (indice de classement : P 06-103)
EUROCODE 2	: XP ENV 1992 (indice de classement : P 18-711)
EUROCODE 2-1	: XP ENV 1992-1 (indice de classement : P 18-711-0)
EUROCODE 3	: XP ENV 1993 (indice de classement : P 22-311)
EUROCODE 4	: XP ENV 1994 (indice de classement : P 22-392)
EUROCODE 8	: XP ENV 1998 (référence : DTU P 06-031)
EUROCODE 8-1-1	: XP ENV 1998-1-1 (référence : DTU P 06-031-1)
EUROCODE 8-1-3	: XP ENV 1998-1-3 (référence : DTU P 06-031-3)
EUROCODE 8-5	: XP ENV 1998-5 (référence : DTU P 06-035)
EN 1337	: NF EN 1337 (indice de classement : T 47-820)
EN 1337-3	: NF EN 1337-3 (indice de classement : T 47-820-3)

Version française

**Eurocode 8 : Conception et dimensionnement
des structures pour leur résistance au séisme —
Partie 2 : Ponts**

Eurocode 8 : Auslegung
von Bauwerken gegen Erdbeben —
Teil 2: Brücken

Eurocode 8 : Design provisions
for earthquake resistance of structures —
Part 2: Bridges

La présente prénorme européenne (ENV) a été adoptée par le CEN le 4 juin 1993 comme norme expérimentale pour application provisoire. La période de validité de cette ENV est limitée initialement à trois ans. Après deux ans, les membres du CEN seront invités à soumettre leurs commentaires, en particulier sur l'éventualité de la conversion de l'ENV en norme européenne (EN).

Les membres du CEN sont tenus d'annoncer l'existence de cette ENV de la même façon que pour une EN et de rendre cette ENV rapidement disponible au niveau national sous une forme appropriée. Il est admis de maintenir (en parallèle avec l'ENV) des normes nationales en contradiction avec l'ENV en application jusqu'à la décision finale de conversion possible de l'ENV en EN.

Les membres du CEN sont les organismes nationaux de normalisation des pays suivants : Allemagne, Autriche, Belgique, Danemark, Espagne, Finlande, France, Grèce, Irlande, Islande, Italie, Luxembourg, Norvège, Pays-Bas, Portugal, République Tchèque, Royaume-Uni, Suède et Suisse.

CEN

COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION

Europäisches Komitee für Normung
European Committee for Standardization

Secrétariat Central : rue de Stassart 36, B-1050 Bruxelles

Sommaire

	Page
Avant-propos	7
1 Introduction	9
1.1 Domaine d'application	9
1.2 Hypothèses, unités et notations	9
1.2.1 Notations particulières de la partie 2	9
1.3 Codes de référence	10
1.4 Distinction entre Principes et Règles d'application	11
1.5 Définitions	11
2 Exigences fondamentales et critères à satisfaire	12
2.1 Événement sismique de calcul	12
2.2 Exigences fondamentales	14
2.2.1 Exigence de non-effondrement (état limite ultime)	14
2.2.2 Minimisation des dommages (état limite de service)	14
2.3 Critères de conformité	14
2.3.1 Généralités	14
2.3.2 Comportement sismique visé	14
2.3.2.1 Comportement ductile	15
2.3.2.2 Comportement à ductilité limitée/essentiellement élastique	16
2.3.3 Vérifications de résistance	16
2.3.4 Dimensionnement en capacité	16
2.3.5 Dispositions pour la ductilité	16
2.3.5.1 Exigences générales	16
2.3.5.2 Ductilité de la structure	17
2.3.5.3 Ductilité locale aux rotules plastiques	17
2.3.5.4 Vérification de la ductilité	18
2.3.6 Assemblages — Maîtrise du déplacement — Dispositions constructives	18
2.3.6.1 Déplacement sismique de calcul — Rigidité effective	18
2.3.6.2 Assemblages	19
2.3.6.3 Maîtrise des déplacements — Dispositions constructives	19
2.3.7 Critères simplifiés	20
2.4 Conception du projet	20
3 Action sismique	22
3.1 Définition de l'action sismique	22
3.1.1 Généralités	22
3.1.2 Aspects sismologiques	22
3.1.3 Prise en considération des composantes du mouvement	22
3.2 Caractérisation du mouvement en un point	22
3.2.1 Généralités	22
3.2.2 Quantification d'une composante	23
3.2.2.1 Référence à l'ENV 1998 — Partie 1	23
3.2.2.2 Spectre de réponse élastique du site	23
3.2.2.3 Spectre de puissance du site	24
3.2.2.4 Représentation temporelle	24
3.2.2.5 Spectre de dimensionnement du site pour l'analyse linéaire	25
3.3 Caractérisation de la variabilité spatiale	25
3.2.3 Modèle à six composantes	25
3.2.3.1 Généralités	25
3.2.3.2 Séparation des composantes de l'action sismique	25

Sommaire (suite)

	Page
4	Analyse 27
4.1	Modélisation 27
4.1.1	Degrés de liberté dynamiques 27
4.1.2	Masses 27
4.1.3	Rigidité des éléments 28
4.1.4	Modélisation du sol 29
4.1.5	Effets de torsion 31
4.1.6	Coefficient de comportement pour l'analyse linéaire 32
4.1.7	Composante verticale de l'action sismique 36
4.2	Méthodes d'analyse 37
4.2.1	Analyse dynamique linéaire — Méthode du spectre de réponse 37
4.2.1.1	Définition, domaine d'application 37
4.2.1.2	Modes significatifs 37
4.2.1.3	Combinaison des réponses modales 37
4.2.1.4	Combinaison des composantes de l'action sismique 38
4.2.2	Méthode du mode fondamental 39
4.2.2.1	Définition 39
4.2.2.2	Domaine d'application 39
4.2.2.3	Modèle à tablier rigide 40
4.2.2.4	Modèle à tablier flexible 41
4.2.2.5	Effets de torsion en direction transversale 41
4.2.2.6	Modèle de la pile indépendante 42
4.2.3	Autres méthodes linéaires 42
4.2.3.1	Analyse par le spectre de puissance 42
4.2.3.2	Analyse temporelle 42
4.2.3.3	Critères de validité des résultats 42
4.2.4	Analyse temporelle non linéaire 43
5	Vérification de la résistance 43
5.1	Généralités 43
5.2	Résistance de calcul 43
5.3	Effets du dimensionnement en capacité 44
5.4	Effets du second ordre 45
5.5	Combinaisons sismiques de calcul 46
5.6	Vérification de la résistance des sections en béton 47
5.6.1	Effets de calcul 47
5.6.2	Structures à comportement à ductilité limitée 47
5.6.3	Structures à comportement ductile 47
5.6.3.1	Résistance à la flexion des sections dans les rotules plastiques 47
5.6.3.2	Résistance à la flexion des sections hors des zones de rotule plastique 48
5.6.3.3	Résistance à l'effort tranchant des éléments hors des zones de rotule plastique 48
5.6.3.4	Résistance à l'effort tranchant des rotules plastiques 49
5.7	Vérification de la résistance des éléments en acier et des éléments mixtes 49
5.7.1	Piles 49
5.7.2	Tablier 50
5.8	Fondations 50
5.8.1	Généralités 50
5.8.2	Effets des actions de calcul 50
5.8.3	Vérification de la résistance 50

Sommaire (suite)

	Page
6 Dispositions constructives spécifiques	50
6.1 Domaine d'application	50
6.2 Piles en béton	51
6.2.1 Confinement	51
6.2.1.1 Sections rectangulaires	51
6.2.1.2 Sections circulaires	52
6.2.1.3 Armatures de confinement exigées	54
6.2.1.4 Extension du confinement — Longueur des rotules plastiques potentielles	54
6.2.2 Flambement des armatures longitudinales comprimées	55
6.2.3 Autres règles	55
6.3 Piles en acier	55
6.4 Fondations	56
6.4.1 Fondations superficielles et semi-profondes	56
6.4.2 Fondations sur pieux	56
6.5 Structures à ductilité limitée	56
6.6 Appareils d'appui et attelages sismiques	57
6.6.1 Exigences générales	57
6.6.2 Appareils d'appui	59
6.6.2.1 Appareils d'appui fixes	59
6.6.2.2 Appareils d'appui mobiles	59
6.6.2.3 Appareils d'appui en élastomère	59
6.6.3 Attelages sismiques	59
6.6.4 Repos d'appui minimal	61
6.7 Culées en béton et leurs murs de soutènement	62
6.7.1 Exigences générales	62
6.7.2 Culées liées de manière flexible au tablier	62
6.7.3 Culées liées de manière rigide au tablier	63
6.7.4 Murs de soutènement	63
7 Ponts avec dispositifs d'isolation	63
7.1 Domaine d'application	63
7.2 Action sismique de calcul	64
7.2.1 Spectres de dimensionnement	64
7.2.2 Représentation temporelle	64
7.3 Méthodes d'analyse	64
7.3.1 Isolation totale ou partielle	64
7.3.2 Méthode du mode fondamental	64
7.3.3 Analyse par le spectre de réponse	65
7.3.4 Déroulement de l'analyse par le spectre de réponse	65
7.3.5 Analyse temporelle	65
7.4 Modélisation	65
7.4.1 Système d'isolation	65
7.4.2 Structure du pont	65
7.5 Vérification	66
7.5.1 Structure du pont	66
7.5.1.1 Isolation totale	66
7.5.1.2 Isolation partielle	66
7.5.2 Système d'isolation	66
7.5.2.1 Exigences générales	66
7.5.2.2 Déplacement de calcul pour les dispositifs d'isolation	66
7.5.2.3 Déplacement de calcul total	67
7.5.2.4 Stabilité sous charges verticales	67
7.5.2.5 Renversement	67
7.5.2.6 Débattements	67

Sommaire (suite)

	Page
7.6	Appareils d'appui en élastomère 67
7.6.1	Exigences générales 67
7.6.2	Valeur de calcul de la distorsion 68
7.6.2.1	Composantes de la distorsion 68
7.6.2.2	Distorsion due à la compression 68
7.6.2.3	Distorsion due au déplacement produit par l'effort tranchant 69
7.6.2.4	Distorsion due aux rotations angulaires 70
7.6.3	Critères de dimensionnement pour les appareils d'appui normaux en élastomère 70
7.6.3.1	Distorsions maximales 70
7.6.3.2	Stabilité 70
7.6.3.3	Fixation des appareils d'appui 71
7.6.3.4	Débattements 71
7.6.4	Critères de dimensionnement pour les appareils d'appui spéciaux en élastomère 71
8	Ponts spéciaux 72
8.1	Introduction 72
8.2	Choix du comportement sismique recherché 72
8.2.1	Comportement élastique 72
8.2.2	Comportement ductile 72
8.2.2.1	Généralités 72
8.2.2.2	Efforts normaux d'intensité élevée 72
8.2.2.3	Plastification séquentielle des piles 73
8.3	Préventions vis-à-vis des ruptures fragiles 73
Annexe A	(informative) Événement sismique de calcul pour les ponts et recommandations concernant son choix pour la phase d'exécution 74
A.1	Événement sismique de calcul 74
A.2	Événement sismique de calcul pour la phase d'exécution 74
Annexe B	(informative) Relation entre la ductilité en déplacement et la ductilité en courbure des rotules plastiques dans les piles en béton 75
Annexe C	(informative) Estimation de la rigidité effective des éléments ductiles en béton armé 76
C.1	Généralités 76
C.2	Méthode 1 76
C.3	Méthode 2 76
Annexe D	(informative) Variabilité spatiale et composantes de rotation du mouvement sismique 78
D.1	Généralités 78
D.2	Variabilité du mouvement sismique 78
D.2.1	Introduction 78
D.2.2	Propagation des ondes 78
D.2.3	Modèle simplifié 79
D.2.4	Modèle des déplacements statiques relatifs 82
D.3	Composantes de rotation 82
D.3.1	Introduction 82
D.3.2	Propagation des ondes 83
D.3.3	Spectres de réponse 84
D.3.4	Spectres de puissance 84
D.3.5	Représentation temporelle 85

Sommaire (fin)

	Page
Annexe E (normative) Ensemble d'accélérogrammes pour l'analyse structurale	86
E.1 Introduction	86
E.2 Accélérogrammes artificiels	86
E.3 Accélérogrammes naturels	86
E.4 Validation des ensembles d'accélérogrammes	87
E.5 Nombre d'accélérogrammes à utiliser pour l'analyse	87
Annexe F (normative) Masse additionnelle d'eau entraînée pour des piles immergées	88
Annexe G (normative) Calcul des effets du dimensionnement en capacité	89
G.1 Procédure générale	89
G.2 Simplifications	89
Annexe H (normative) Ductilité des ponts spéciaux	90
H.1 Influence des grands efforts normaux (pour les piles en béton armé)	90
H.2 Plastification séquentielle des piles	90
H.2.1 Plastification simultanée et séquentielle	90
H.2.2 Plastification séquentielle en direction longitudinale	91
H.2.3 Plastification séquentielle en direction transversale	91
Annexe J (normative) Essais sur prototypes des systèmes d'isolation sismique	92
J.1 Domaine d'application	92
J.2 Enregistrements	92
J.3 Séquences et cycles	92
J.4 Unités sensibles au rythme de chargement	93
J.5 Unités sensibles à la charge bilatérale	93
J.6 Essai statique sous l'effet du déplacement de calcul total	93
J.7 Détermination des caractéristiques force-déplacement	93
J.8 Adéquation du système	94
J.9 Propriétés de calcul des systèmes d'isolation	94
J.9.1 Rigidité effective	94
J.9.2 Amortissement effectif	94
J.10 Influence d'autres facteurs	95
J.10.1 Température	95
J.10.2 Vieillessement	95
J.10.3 Historique du chargement	95

Avant-propos

Objectifs des Eurocodes

- (1) Les «Eurocodes structuraux» constituent un ensemble de normes concernant la conception structurale et géotechnique des bâtiments et des ouvrages de génie civil.
- (2) Ils ne traitent de l'exécution et du contrôle que dans la mesure où il est nécessaire d'indiquer la qualité des produits de construction et le niveau de qualité de la mise en œuvre, nécessaires pour assurer la compatibilité avec les règles de conception.
- (3) Tant qu'un ensemble harmonisé de spécifications techniques des produits et de méthodes d'analyse des performances n'est pas disponible, un certain nombre d'Eurocodes structuraux traiteront de certains de ces aspects dans des annexes informatives.

Contexte du programme Eurocodes

- (4) La Commission des Communautés Européennes (CCE) a entrepris d'établir un ensemble de règles techniques harmonisées concernant la conception des bâtiments et des ouvrages de génie civil, afin de proposer une alternative aux différentes règles en vigueur dans les États membres et, finalement, de les remplacer. Ces règles techniques sont habituellement connues sous le nom de «Eurocodes structuraux».
- (5) En 1990, après consultation des différents États membres, la CCE a chargé le CEN d'assurer le développement, la publication et la mise à jour des Eurocodes et le secrétariat de l'AELE a accepté de soutenir le CEN dans son travail.
- (6) Le Comité Technique CEN/TC 250 est responsable de l'ensemble des Eurocodes structuraux.

Programme des Eurocodes

- (7) Les travaux concernant les Eurocodes structuraux suivants sont en cours, chacun étant en général constitué d'un certain nombre de Parties :

ENV 1991, *Eurocode 1 : Bases de calcul et actions sur les structures.*

ENV 1992, *Eurocode 2 : Calcul des structures en béton.*

ENV 1993, *Eurocode 3 : Calcul des structures en acier.*

ENV 1994, *Eurocode 4 : Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton.*

ENV 1995, *Eurocode 5 : Calcul des ouvrages en bois.*

ENV 1996, *Eurocode 6 : Calcul des structures en maçonnerie.*

ENV 1997, *Eurocode 7 : Calcul géotechnique.*

ENV 1998, *Eurocode 8 : Calcul des structures résistant aux séismes.*

ENV 1999, *Eurocode 9 : Calcul des structures en alliage d'aluminium.*

- (8) Des sous-comités distincts, chargés des divers Eurocodes énumérés ci-dessus, ont été institués par le CEN/TC 250.

- (9) La présente Partie de l'ENV 1998 a été publiée sous le titre de Prénorme européenne pour une durée de vie initiale de trois ans.

- (10) La présente prénorme est destinée à une application expérimentale et à un recueil d'observations.

- (11) Dans deux ans environ, les membres du CEN seront invités à formaliser leurs observations en vue de les prendre en compte pour déterminer les actions futures à entreprendre.

- (12) Entre-temps, il convient d'envoyer les réactions et les observations concernant cette Prénorme européenne au secrétariat du CEN/TC 250 à l'adresse suivante :

IPQ c/o LNEC
Avenida do Brasil 101
P — 1799 LISBOA Codex
PORTUGAL

ou à votre organisme national de normalisation.

Documents d'Application Nationale (DAN)

(13) Étant donné les responsabilités des autorités des États Membres en matière de sécurité, de santé, et d'autres aspects couverts par les exigences essentielles de la Directive des Produits de Construction (DPC), des valeurs indicatives ont été attribuées à certains éléments de sécurité, identifiées par le sigle []. Il incombe aux autorités de chaque État Membre, d'attribuer des valeurs définitives à ces éléments de sécurité.

(14) Certaines des normes d'accompagnement harmonisées peuvent ne pas être disponibles lors de la publication de cette Prénorme. C'est pourquoi il est prévu que des Documents d'Application Nationale (DAN), donnant les valeurs définitives des éléments de sécurité, faisant référence aux normes d'accompagnement compatibles et précisant les directives nationales d'application de cette Prénorme, soient publiés par chaque pays membre ou par son organisme de normalisation.

(15) Il est prévu que cette Prénorme soit utilisée conjointement avec le DAN valable dans le pays où l'ouvrage de bâtiment ou de génie civil est situé.

Problèmes spécifiques à cette Prénorme européenne

(16) Le domaine d'application de l'ENV 1998 est défini en 1.1.1 Partie 1-1 de l'ENV 1998 ; le but de cette Partie est défini ici-même en 1.1. Les autres Parties de l'ENV 1998 prévues sont indiquées en 1.1.3 Partie 1-1.

(17) La présente Prénorme a été développée selon les procédures CEN à partir d'un premier projet plus ancien (1990) intitulé «EC.8 deuxième Partie : Ponts» et produit sous les auspices de la CEE.

(18) Lors de l'utilisation de cette Prénorme, une attention particulière doit être accordée aux hypothèses sous-jacentes de 1.3 Partie 1-1.

(19) Il faut également garder à l'esprit que cette Partie est à utiliser en liaison avec la Partie 1-1 et en complément aux dispositions des autres Eurocodes.

(20) Bien que les dispositions pour les actions sismiques présentées dans la Partie 1-1 aient été essentiellement suivies, des modifications et ajustements se sont avérés nécessaires afin de prendre en compte les particularités des ponts, notamment la distance considérable qui sépare leurs appuis et leur importante longueur totale.

(21) Dans certains cas, cette Prénorme laisse le choix entre plusieurs options :

- le choix de concevoir un ouvrage ductile ou un ouvrage à ductilité limitée est offert par la majorité des codes sismiques ; il est en fait inhérent à toutes les parties de l'ENV 1998 ;
- il est nécessaire de laisser la possibilité d'utiliser différents modèles pour représenter l'action sismique afin de couvrir tous les cas possibles rencontrés dans le vaste domaine de la conception parasismique des ponts ;
- le degré de sophistication du dimensionnement doit être adapté à la spécificité du pont, ce qui est reflété par la diversité des méthodes d'analyse proposées.

La présente Prénorme expose autant que possible les critères et/ou les recommandations qui permettent de choisir, parmi les options précédentes, la solution la plus appropriée.

Par ailleurs le DAN peut être plus précis en ce qui concerne l'applicabilité de chacune de ces solutions. Les clients peuvent évidemment préciser au cas par cas quelle est la variante considérée comme la plus appropriée (les ponts font partie du domaine des travaux publics ; ils sont donc sujets à des aspects contractuels particuliers).

(22) La présente Prénorme inclut cinq annexes normatives et quatre annexes informatives.

1 Introduction

1.1 Domaine d'application

1.1 CR Cette partie de l'ENV 1998 et son DAN peuvent être appliqués à la catégorie des ponts dite à «risque normal» au sens du décret n° 91-461 du 14 mai 1991 relatif à la prévention du risque sismique.

(1) P Dans le cadre des prescriptions générales contenues dans la Partie 1-1, cette Partie de l'ENV 1998 contient des principes de conception et de dimensionnement, des critères et des règles d'application, valables pour le dimensionnement des ponts vis-à-vis des actions sismiques.

(2) P Cette Partie de l'ENV couvre essentiellement la conception parasismique des ponts pour lesquels les actions horizontales sismiques sont principalement reprises, soit par les culées, soit par la flexion des piles, c'est-à-dire les ponts composés d'un système de piles verticales, ou presque verticales, supportant le tablier. Il peut être appliqué également pour le dimensionnement sismique d'autres types de ponts, comme les ponts en arc, les ponts portiques, les ponts à béquilles, et les ponts haubanés (voir section 8, ponts spéciaux).

(3) P Les dispositions contenues dans cette Partie de l'ENV 1998 ne peuvent être considérées comme couvrant complètement les ponts suspendus, les ponts mobiles, ou les cas de ponts de configuration extrême (par exemple les ponts fortement biais ou les ponts avec une courbure horizontale importante). Les ponts en bois et les ponts flottants n'appartiennent pas au domaine de cette Partie.

(4) P Pour ces cas extrêmes de ponts, des approches conservatrices adéquates, basées surtout sur les principes en capacité, doivent être adoptées, afin de couvrir les risques issus des particularités de chaque cas et d'éviter l'apparition de modes de rupture fragile.

(5) P Finalement, cette Partie de l'ENV 1998 comprend une section spéciale sur l'isolation sismique, avec des dispositions couvrant l'application de cette méthode de protection sismique.

1.2 Hypothèses, unités et notations

(1) P Les dispositions de la Partie 1-1 s'appliquent. Toutefois des symboles particuliers utilisés de manière fréquente dans la section 2 sont présentés au paragraphe 1.2.1 qui suit :

1.2.1 Notations particulières de la partie 2

γ_x	facteur d'amplification des effets pour le dimensionnement des dispositifs d'isolation
γ_o	coefficient de surcapacité (lié au dimensionnement en capacité)
η	facteur réducteur dû à l'amortissement
η_k	effort normal normalisé = $\frac{N_{Ed}}{A_c f_{ck}}$
μ_c	ductilité en courbure
μ_d	ductilité en déplacement
μ_φ	ductilité en rotation
ξ	rapport d'amortissement visqueux exprimé en pourcentage
ξ'	rapport d'amortissement visqueux exprimé par rapport à l'unité ($\xi' = \xi / 100$)
ξ_I	amortissement effectif du système d'isolation
φ	angle de biais (ponts biais)
ω_{wd}	pourcentage d'armature mécanique (définissant l'armature de confinement)
A_c	surface brute de béton d'une section
A_{cc}	surface du noyau de béton confiné d'une section
A_E	action du séisme

c_p	vitesse de propagation des ondes de compression
C_u	courbure ultime
C_y	courbure à la plastification
d_E	déplacement sismique de calcul (dû uniquement à l'action sismique)
d_{Ed}	valeur de calcul du déplacement total dans des conditions sismiques
d_{Ee}	déplacement sismique déterminé par l'analyse linéaire
d_{eg}	déplacement effectif dû au déplacement sismique différentiel du terrain
d_{es}	déplacement sismique effectif de l'appui dû à la déformation de la structure
d_{Ex}	déplacement sismique total de calcul à l'interface de l'isolation
d_{Exd}	valeur de calcul du déplacement total à l'interface de l'isolation sous les conditions sismiques
d_g	pic de déplacement du terrain
d_G	déplacement dû aux effets de longue durée des actions permanentes et quasi permanentes
E	effet de l'action sismique
E_d	effet de l'action de calcul sous la combinaison de charges sismiques
F_C	effet du dimensionnement en capacité
F_{Rd}	valeur de calcul de la force résistante à l'action sismique
J_{eff}	moment d'inertie effectif d'une pile
k_{eff}	raideur effective d'un isolateur
l_{ov}	repos d'appui minimal
m_a	masse additionnelle d'eau extérieure entraînée, par unité de longueur de pile immergée
M_o	surcapacité en flexion d'une section de rotule plastique
M_t	action sismique de torsion
N_{Ed}	effort normal de la combinaison sismique de calcul
S	spectre de réponse élastique ou de calcul dépendant du site (accélération)
S_a	spectre de réponse moyen établi pour le site
S_d	valeur de calcul de l'accélération spectrale pour l'analyse linéaire des structures ductiles
S_e	spectre de réponse élastique dépendant du site (accélération)
t_d	durée d'utilisation de projet
t_r	période de retour de l'événement sismique
T_1	période fondamentale d'une structure isolée

1.3 Codes de référence

(1) P La Partie 2 de l'ENV 1998 constitue une partie intégrante de cet Eurocode. Par conséquent, son contenu est en cohérence avec les principes de la Partie 1-1 «Règles générales — Actions sismiques et prescriptions générales pour les structures» de l'ENV 1998. Il est cependant présenté d'une manière un peu plus directe et pragmatique afin de réduire le général au particulier.

(2) P Cette Partie 2 est en outre étroitement liée et compatible avec les autres parties concernées de l'ENV 1998 à savoir avec les dispositions concernant les matériaux de la Partie 1-3 et avec la Partie 5 qui traite des aspects géotechniques et des fondations. Sauf précisions différentes dans la présente Partie, les dispositions correspondantes des parties citées sont applicables.

(3) P En accord avec les règles qui régissent la totalité de l'ENV 1998, il y a lieu, pour l'application de cette partie, de se reporter aux autres Eurocodes appropriés et à leurs suppléments concernant les ponts.

1.4 Distinction entre Principes et Règles d'application

- (1) P Selon la nature des différents paragraphes, une distinction est faite dans le présent Eurocode entre les Principes et les Règles d'application.
- (2) P Les Principes comprennent :
- des formulations d'ordre général et des définitions ne comportant pas d'alternative ;
 - des prescriptions et des modèles analytiques pour lesquels aucune alternative n'est autorisée sauf précision contraire.
- (3) P Les Règles d'application sont des règles généralement reconnues qui font suite aux Principes et sont conformes à leurs prescriptions.
- (4) P Il est admissible d'utiliser des Règles différentes des Règles d'application contenues dans l'ENV 1998, à condition qu'il soit démontré que ces règles sont conformes aux Principes concernés et présentent au moins le même niveau de fiabilité.
- (5) P Les Principes sont identifiés par le numéro de l'alinéa suivi de la lettre P.

1.5 Définitions

- (1) P Les termes ci-dessous sont utilisés dans la Partie 2 avec les significations suivantes :

Dimensionnement en capacité : procédé de dimensionnement utilisé pour les structures à comportement ductile et assurant la hiérarchie des résistances des divers composants structuraux. Cette hiérarchie est nécessaire pour conduire à la configuration voulue des rotules plastiques et pour éviter les modes de rupture fragile.

1.5 (1) P I Dimensionnement en capacité : procédé de dimensionnement utilisé pour les structures à comportement ductile, permettant d'assurer la hiérarchie des résistances des divers composants structuraux, à savoir :

- la dissipation d'énergie sous l'effet de déformations importantes de certains éléments du système structural. Ces rotules plastiques sont choisies, conçues et détaillées de manière appropriée pour éviter les risques de rupture fragile ;
- la résistance suffisante des autres éléments structuraux.

1.5 (1) P A Critère de cohérence : vérification, pour les structures à comportement ductiles, de la formation effective des rotules plastiques dans les éléments structuraux concernés, sous la combinaison sismique de dimensionnement (efforts sismiques calculés par une analyse élastique pure et divisés par le coefficient de comportement q dans la direction considérée). Si ce critère n'est pas vérifié, il est adopté une valeur plus faible de q jusqu'à satisfaire ce critère de cohérence.

Isolation sismique : aménagement des structures de ponts au moyen de dispositifs isolants spéciaux visant à réduire la réponse sismique.

Variabilité dans l'espace : la variabilité dans l'espace de l'action sismique signifie que le mouvement est supposé être différent aux divers appuis du pont ; il en résulte que la définition de l'action sismique ne peut être caractérisée par le mouvement en un seul point comme c'est en général le cas.

Comportement sismique : le comportement du pont sous l'effet de l'événement sismique de calcul, qui, en fonction des caractéristiques de la relation globale force-déplacement de la structure, peut être soit ductile soit à ductilité limitée / essentiellement élastique.

Attelages sismiques : limiteurs de déplacement par lesquels une partie ou toute l'action sismique peut être transmise. Utilisés en association avec les appareils d'appui, ils sont prévus en général avec un jeu approprié afin d'être activés uniquement lorsque le déplacement sismique de calcul est dépassé.

Repos d'appui minimal : mesure de sécurité caractérisée par une distance minimale entre le bord extérieur de l'élément supporté et le bord intérieur de l'élément servant de support. Le repos d'appui minimal est destiné à s'assurer que la fonction du support est maintenue sous des déplacements sismiques extrêmes.

Déplacement sismique de calcul : déplacement induit par l'action sismique de calcul.

Valeur de calcul du déplacement total dans des conditions sismiques : le déplacement utilisé pour déterminer les marges de débattement appropriées pour la protection des éléments structuraux critiques ou majeurs. Il comprend le déplacement sismique de calcul, le déplacement dû à l'effet à long terme des actions permanentes et quasi-permanentes et une fraction convenable du déplacement dû aux mouvements thermiques.

Appareils d'appui spéciaux en élastomère : appareils d'appui en élastomère fretté destinés à l'isolation sismique des ponts, conformes aux essais sur prototype de l'annexe J.

2 Exigences fondamentales et critères à satisfaire

2.1 Événement sismique de calcul

(1) P La démarche de dimensionnement de cette Partie de l'ENV 1998 est basée, en ce qui concerne la résistance sismique des ponts, sur l'exigence générale d'après laquelle les communications d'urgence doivent être maintenues, avec une fiabilité appropriée, après l'événement sismique de calcul.

21 (1) P A «... et sur l'exigence que les dommages que pourraient provoquer leur défaillance sur les constructions et installations environnantes soient maîtrisés».

2.1 (1) P C Le niveau d'exigence de sécurité est fonction non seulement de la «destination» du pont, mais aussi de sa «situation», c'est-à-dire des conséquences que pourraient avoir sa défaillance eu égard son rôle dans l'organisation des secours d'une part et les caractéristiques des bâtiments, équipements et installations environnants d'autre part. Voir, à ce propos, l'arrêté du 15 septembre 1995, article 2, dernier alinéa.

(2) La fiabilité visée est choisie sur la base de 2.1 (2) Partie 1-1 (voir également l'annexe A de cette Partie).

(3) Une différenciation de la fiabilité visée peut être obtenue, faute d'une évaluation statistique sûre des données sismologiques, en multipliant l'action sismique de calcul par un coefficient d'importance γ_I ayant les valeurs suivantes :

Catégorie d'importance du pont	Coefficient d'importance γ_I
Supérieure à la moyenne	[1,30]
Moyenne	1,00
Inférieure à la moyenne	[0,70]

(4) À la catégorie d'importance «supérieure à la moyenne», appartiennent les ponts d'importance déterminante pour le maintien des communications, notamment après un désastre, les ponts dont la défaillance est associée à un nombre important de victimes probables, et les ponts de grande importance pour lesquels une durée d'utilisation de projet supérieure à la normale est exigée.

(5) À la catégorie d'importance «inférieure à la moyenne» appartiennent les ponts qui ne sont pas déterminants pour les communications, et pour lesquels l'adoption, soit de la probabilité standard de dépassement de l'événement sismique de calcul, soit de la durée d'utilisation de projet normale du pont prise en compte, n'est pas justifiable du point de vue économique.

2.1 (3)(4)(5) I La différenciation de la fiabilité visée est introduite directement dans l'accélération nominale notée « a_N » qui caractérise l'action sismique à prendre en compte et dont la valeur résulte à la fois de la situation du pont au regard de la zone sismique et de la classe du pont. Les valeurs de « a_N » et les classes des ponts sont fixées par voie d'arrêté.

2.1 (3)(4)(5) CR Le décret n° 91-461 du 14 mai 1991 relatif à la prévention du risque sismique répartit les bâtiments, installations et équipements nouveaux en deux catégories (dites à «risque normal» et à «risque spécial») et en quatre classes (A, B, C et D) ; pour la catégorie dite «à risque normal», il divise le territoire national en cinq zones de sismicité croissante (0, I_A, I_B, II et III).

Les valeurs de «a_N» et les classes des ponts sont définies dans l'arrêté du 15 septembre 1995, relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux ponts de la catégorie dite «à risque normal».

Les valeurs de «a_N» exprimées en m/s² sont les suivantes :

Zones sismiques	Classes de ponts		
	B	C	D
I _A	1,0	1,5	2,0
I _B	1,5	2,0	2,5
II	2,5	3,0	3,5
III	3,5	4,0	4,5

Les ponts de la catégorie dite «à risque normal» sont classés comme suit :

- *En classe A :*
 - les ponts qui n'appartiennent pas au domaine public et ne desservent pas d'établissement recevant du public.
- *En classe B :*
 - les ponts qui n'appartiennent pas au domaine public, mais qui desservent un établissement recevant du public, ainsi que les ponts qui appartiennent au domaine public et ne sont rangés ni en classe C ni en classe D.
- *En classe C :*
 - les ponts qui appartiennent au domaine public et qui portent, franchissent ou longent au moins une des voies terrestres ci-après :
 - autoroutes mentionnées à l'article L. 122-1 du code de la voirie routière ;
 - routes express mentionnées à l'article L. 151-1 du code de la voirie routière ;
 - liaisons assurant la continuité du réseau autoroutier (LACRA) mentionnées au Schéma directeur routier national approuvé par le décret du 1^{er} avril 1992 susvisé ;
 - grandes liaisons d'aménagement du territoire (GLAT) mentionnées au même schéma ;
 - voies à grande circulation définies à l'article R du code de la route ;
 - liaisons ferroviaires à grande vitesse mentionnées au décret du 1^{er} avril 1992 susvisé ;
 - les ponts-canaux qui n'appartiendraient pas à la catégorie à risque spécial ;
 - les ponts situés dans les emprises des ports maritimes et fluviaux, à l'exclusion des ports de plaisance ;
 - les ponts de piste d'avion qui ne sont pas rangés en classe D.
- *En classe D :*
 - les ponts de piste d'avion appartenant à des aérodromes des catégories A, B, et C2, suivant les ITAC (Instructions techniques pour les aérodromes civils, édictées par la direction générale de l'aviation civile), dénommées respectivement 4C, 4D et 4E suivant le code OACI (Organisation de l'aviation civile internationale) ;
 - les ponts dont l'utilisation est primordiale pour les besoins de la sécurité civile, de la défense nationale ainsi que pour le maintien de l'ordre public. Le classement en catégorie D est prononcé par le préfet chaque fois que l'ouvrage constitue un point essentiel pour l'organisation des secours.

Tout pont nouveau définitif dont l'endommagement pourrait provoquer des dommages à un bâtiment, équipement ou installation de classe désignée par une lettre de rang alphabétique supérieur, reçoit ce dernier classement.

Dans l'état actuel des connaissances, on admet que l'accélération nominale «a_N» est reliée à l'accélération de calcul au niveau du sol «a_g» et au coefficient d'importance «γ_I» par la relation suivante :

$$\gamma_I a_g = 0,9 a_N$$

(6) Des recommandations pour le choix de l'événement sismique de calcul approprié à l'utilisation durant la période de construction des ponts sont fournies dans l'annexe A.

2.2 Exigences fondamentales

(1) P Relativement à la probabilité d'apparition d'un événement sismique pendant la durée d'utilisation de projet prise en compte pour le pont, deux prescriptions de base sont définies, à savoir :

2.2.1 Exigence de non-effondrement (état limite ultime)

(1) P Après l'occurrence de l'événement sismique de calcul, le pont doit maintenir son intégrité structurale et une résistance résiduelle adéquate, malgré le fait qu'en certaines parties du pont des dommages considérables puissent s'être produits.

(2) P Le pont doit pouvoir tolérer des dégâts, c'est-à-dire que les parties du pont susceptibles d'être endommagées par leur contribution à la dissipation d'énergie durant l'événement sismique, doivent être dimensionnées de manière que la structure puisse supporter les actions d'un trafic d'urgence et que l'inspection et les réparations puissent être effectuées facilement.

(3) P Dans ce but, la plastification en flexion de certaines sections (c'est-à-dire la formation de rotules plastiques) est permise dans les piles. Elle est en général nécessaire dans les régions de forte sismicité, afin de réduire l'action sismique de calcul à un niveau qui n'entraîne que des coûts de construction supplémentaires raisonnables.

(4) P Le tablier doit cependant se trouver prémuni vis-à-vis de la formation de rotules plastiques ainsi que de la perte d'appuis sous les déplacements sismiques extrêmes.

2.2.2 Minimisation des dommages (état limite de service)

(1) P Après les actions sismiques de haute probabilité d'occurrence pendant la durée de vie prise en compte pour le pont, les parties de ce dernier, destinées à contribuer à la dissipation de l'énergie durant l'événement sismique de calcul, doivent subir uniquement des dégâts mineurs. Ceux-ci ne doivent entraîner ni réduction du trafic, ni nécessité d'effectuer des réparations immédiates.

2.3 Critères de conformité

2.3.1 Généralités

(1) P Afin de satisfaire aux exigences fondamentales contenues en 2.2 le dimensionnement doit respecter les critères indiqués dans les paragraphes suivants. En général, les critères qui visent à satisfaire explicitement l'exigence de non-effondrement (2.2.1), couvrent également, de manière implicite, l'exigence de réduction au minimum des dommages (2.2.2).

(2) P Les critères à satisfaire dépendent du comportement qui est visé pour le pont sous l'action sismique de calcul. Ce comportement peut être choisi en conformité avec les paragraphes suivants.

2.3.2 Comportement sismique visé

(1) P Le pont doit être dimensionné de manière que son comportement, sous les actions sismiques de calcul, soit ductile ou à ductilité limitée/essentiellement élastique. Ceci est défini à partir des caractéristiques de la relation globale force-déplacement de la structure (voir Figure 2.1).

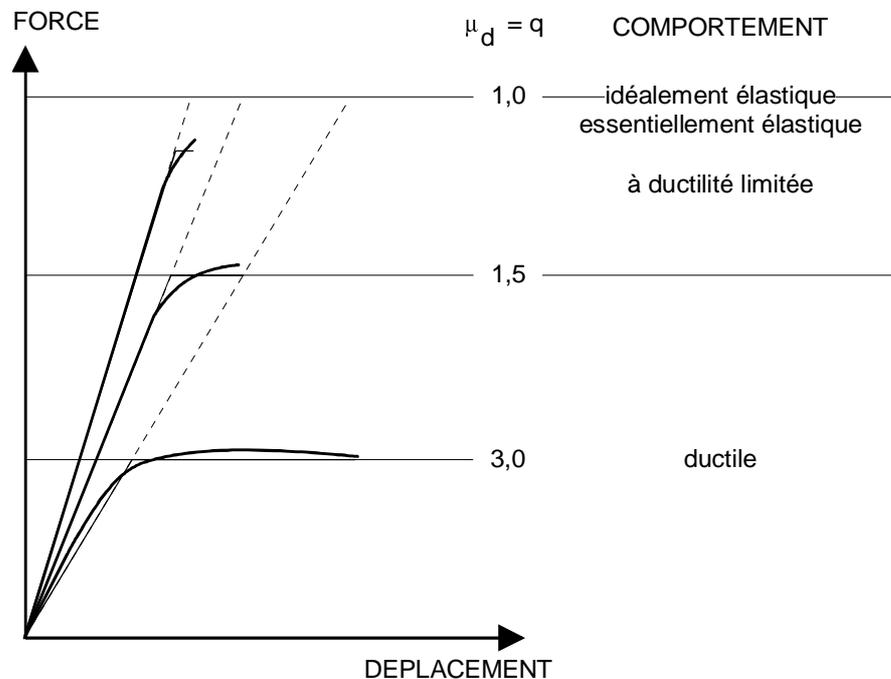


Figure 2.1 — Comportement sismique

2.3.2 (1) P A Les valeurs numériques de la Figure 2.1 représentent uniquement les coefficients de comportement q . Il n'y a pas forcément d'identité entre μ_d et q .

2.3.2.1 Comportement ductile

(1) P Dans les régions à sismicité modérée ou forte, il est en général préférable, autant pour des raisons économiques que de sécurité, de dimensionner le pont pour un comportement ductile, c'est-à-dire de prévoir des moyens fiables pour dissiper une quantité significative de l'énergie du mouvement d'entrée lors de séismes sévères. Ceci est réalisé en assurant la formation de rotules plastiques dans une configuration voulue ou en utilisant des dispositifs d'isolation conformément à la section 7. Ce qui suit se rapporte au comportement ductile obtenu par la formation de rotules plastiques.

(2) P Le pont doit être dimensionné de manière qu'un mécanisme plastique stable puisse se produire avec fiabilité dans la structure, par la formation de rotules plastiques de flexion, normalement dans les piles, qui agissent comme éléments essentiels pour la dissipation de l'énergie.

(3) P Autant que possible, la localisation des rotules plastiques doit être prévue à des endroits accessibles pour l'inspection et les réparations. En général, le tablier du pont doit rester dans le domaine élastique.

(4) P La formation de rotules plastiques n'est pas permise dans des sections en béton armé dans lesquelles l'effort normal normalisé η_k défini en 5.3 (3) dépasse 0,6.

(5) P La relation globale force-déplacement doit présenter un palier significatif de la force à la limite élastique, et doit être réversible afin d'assurer une dissipation d'énergie hystérétique au moins sur 5 cycles de déformation (voir Figures 2.1, 2.2 et 2.3).

NOTE Des appareils d'appui en élastomère, utilisés sur certains appuis, peuvent causer une certaine augmentation de la force résistante, lors de l'accroissement des déplacements, après que des rotules plastiques se soient formées dans d'autres éléments porteurs. Il est cependant recommandé de veiller à ce que le taux d'augmentation de la force résistante soit réduit de manière appréciable après la formation des rotules plastiques.

(6) Les rotules plastiques de flexion ne se produisent pas nécessairement dans toutes les piles. Toutefois, le comportement sismique post-élastique optimal d'un pont est obtenu dans le cas où les rotules plastiques se forment presque simultanément dans autant de piles que possible.

2.3.2.1 (6) C Il convient de respecter le critère de cohérence défini en 1.5 (1) P A.

(7) Les éléments d'appui (piles ou culées) liés au tablier par des assemblages glissants ou flexibles (appareils d'appui glissants ou appareils d'appui souples en élastomère) devraient rester, en général, dans le domaine élastique.

(8) Il est précisé que la formation de rotules plastiques de flexion est nécessaire afin d'assurer la dissipation de l'énergie et en conséquence un comportement ductile (voir 4.1.6 (2)). La déformation des appareils d'appui usuels en élastomère est surtout élastique et ne conduit pas au comportement ductile (voir 4.1.6 (10)). Lorsqu'il n'y a pas formation de rotules plastiques, le comportement ductile ne peut pas être pris en compte.

2.3.2.2 Comportement à ductilité limitée/essentiellement élastique

(1) P Il n'apparaît pas de plastification significative sous le séisme de calcul. En termes de caractéristiques force-déplacement, la formation d'un palier de la force n'est pas requise. Cependant, l'écart vis-à-vis du comportement idéal élastique assure une certaine dissipation d'énergie hystérétique. Un tel comportement correspond à un coefficient de comportement $q \leq 1,5$ et est désigné dans la présente Partie de l'ENV 1998 comme «à ductilité limitée».

2.3.3 Vérifications de résistance

2.3.3 C Dans tous les cas, les structures doivent être vérifiées en tenant compte des redistributions éventuelles d'efforts sous les combinaisons sismiques de calcul définies en 5.5.

(1) P Dans le cas des ponts à comportement ductile, il doit être vérifié que les régions des rotules plastiques possèdent une résistance à la flexion appropriée pour résister aux effets sismiques de calcul définis en 5.5.

La résistance à l'effort tranchant des rotules plastiques et la résistance à l'effort tranchant et à la flexion de toutes les autres régions doivent permettre de supporter les «effets du dimensionnement en capacité» définis en 2.3.4 ci-dessous (voir également 5.3).

(2) P Dans le cas des ponts à comportement à ductilité limitée, il doit être vérifié que toutes les sections ont une résistance adéquate pour supporter les effets sismiques de calcul.

2.3.4 Dimensionnement en capacité

(1) P Pour les ponts à comportement ductile, le dimensionnement en capacité doit être utilisé afin d'assurer la hiérarchie des résistances des divers composants structuraux, nécessaire pour conduire à la configuration voulue des rotules plastiques et pour éviter les modes de rupture fragile.

(2) P Ceci doit être obtenu en dimensionnant tous les éléments prévus comme demeurant élastiques pour résister aux «effets du dimensionnement en capacité». Ce type d'effets résulte des conditions d'équilibre du mécanisme plastique projeté, lorsque toutes les rotules de flexion ont développé une valeur majorée de leur résistance à la flexion (surcapacité), comme défini en 5.3.

2.3.4 (1) P (2) P A Le dimensionnement en capacité est défini en 1.5 (1) P I. Ce concept s'applique à condition d'être associé à celui du critère de cohérence, définition proposée en 1.5 (1) P A.

(3) P Pour des ponts à comportement à ductilité limitée, l'application du procédé de dimensionnement en capacité n'est pas obligatoire.

2.3.5 Dispositions pour la ductilité

2.3.5.1 Exigences générales

(1) P Les rotules plastiques projetées doivent être pourvues d'une ductilité convenable pour assurer la ductilité globale exigée pour la structure.

NOTE Les définitions de ductilité de la structure et de ductilité locale, données en 2.3.5.2 et 2.3.5.3, sont destinées à assurer la base théorique du comportement ductile. En général, elles ne sont pas exigées pour la vérification pratique de la ductilité qui est effectuée conformément à 2.3.5.4.

2.3.5.2 Ductilité de la structure

(1) P En se rapportant à un système équivalent à un degré de liberté, ayant une relation force-déplacement élasto-plastique idéalisée comme indiqué dans la Figure 2.2, la valeur de calcul de la ductilité de la structure (ductilité en déplacement disponible) est définie comme le rapport entre le déplacement à l'état limite ultime (d_u) et le déplacement correspondant à la limite élastique (d_y), tous deux étant mesurés au centre de la masse, c'est-à-dire :

$$\mu_d = \frac{d_u}{d_y}$$

(2) P La force constante maximale du diagramme élasto-plastique global est supposée égale à la force résistante de calcul F_{Rd} . Le déplacement correspondant à la limite élastique est choisi de manière à obtenir la meilleure approximation possible de la courbe de calcul (pour des chargements répétés) jusqu'à la valeur de F_{Rd} .

(3) P Le déplacement ultime d_u est défini comme le déplacement maximal qui satisfait aux conditions suivantes. La structure est capable de supporter au moins 5 cycles complets de déformation jusqu'au déplacement ultime :

- sans produire de défaillance des armatures de confinement pour les sections en béton armé, ou d'effet de flambement local pour des sections en acier ;
- sans diminution de la force résistante pour les éléments ductiles en acier, ou sans diminution dépassant $0,20 F_{Rd}$ pour les éléments ductiles en béton armé (voir Figure 2.3), et pour les éléments en acier soumis au voilement local.

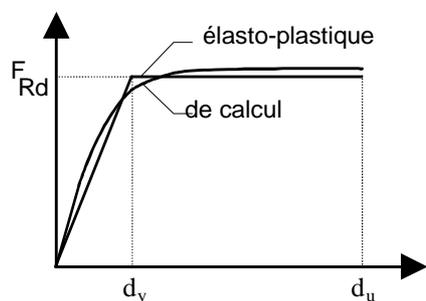


Figure 2.2 — Diagramme force-déplacement global (courbe type)

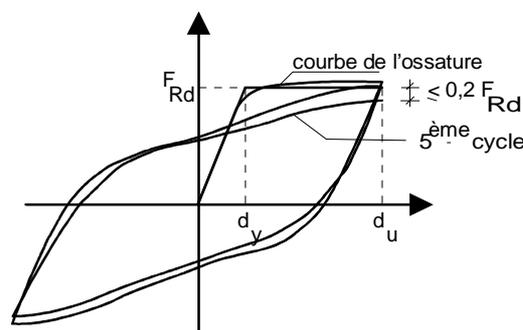


Figure 2.3 — Cycles force-déplacement

2.3.5.2 (1) PA Figure 2.2 : Exemple de diagramme force-déplacement pour un chargement monotone.

2.3.5.2 (3) PA Figure 2.3 : Exemple de diagramme force-déplacement pour un chargement cyclique.

2.3.5.3 Ductilité locale aux rotules plastiques

(1) P La ductilité de la structure dépend de la ductilité locale disponible aux rotules plastiques (voir Figure 2.4) exprimée comme ductilité en courbure de la section transversale :

$$\mu_c = \frac{C_u}{C_y} \quad (2.2)$$

ou comme ductilité en rotation de l'articulation :

$$\mu_\varphi = \frac{\varphi_u}{\varphi_y} = 1 + \frac{\varphi_u - \varphi_y}{\varphi_y} = 1 + R \quad (2.3)$$

R étant la capacité de rotation de la rotule plastique.

(2) P Dans les expressions ci-dessus, les déformations ultimes sont définies comme dépendantes des conditions du 2.3.5.2 (3).

2.3.5.4 Vérification de la ductilité

- (1) P La conformité avec les Règles Spécifiques indiquées dans la section 6 est censée procurer en général une ductilité locale et globale adéquate pour la structure.
- (2) P Dans certains cas, la ductilité supposée peut être vérifiée directement, sur la base des ductilités en courbure ou en rotation disponibles et des longueurs des rotules plastiques (voir annexe B).
- (3) P Lorsqu'une analyse dynamique non linéaire est effectuée, les demandes en ductilité doivent être vérifiées par comparaison avec les capacités de ductilité locale disponibles des rotules plastiques.
- (4) P Pour des ponts à comportement à ductilité limitée, les dispositions de 6.5 doivent être appliquées.

2.3.6 Assemblages — Maîtrise du déplacement — Dispositions constructives

2.3.6.1 Déplacement sismique de calcul — Rigidité effective

(1) P Dans le cadre des méthodes d'analyse linéaire équivalente permises par la présente Partie de l'ENV 1998, la raideur de chaque élément doit permettre de déterminer avec une approximation appropriée la déformation sous l'effet des contraintes maximales induites par l'action sismique de calcul. Pour les éléments comportant des rotules plastiques, ceci correspond à la rigidité sécante à la limite élastique théorique (voir Figure 2.4).

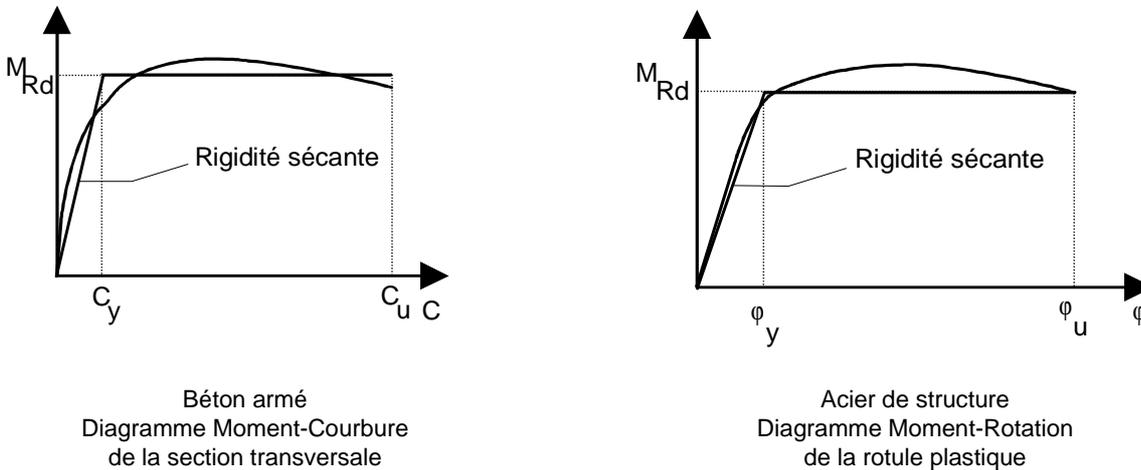


Figure 2.4 — Diagrammes moment-déformation aux rotules plastiques

(2) Dans les éléments en béton armé dans les ponts à comportement ductile, la rigidité effective peut être évaluée, à défaut d'une méthode plus rigoureuse, comme suit :

- pour des éléments ductiles (piles), une valeur calculée sur la base de la rigidité sécante à la limite élastique théorique de la rotule plastique (voir annexe C) ;
- pour des éléments en béton armé ou précontraint, demeurant dans le domaine élastique, la rigidité des sections non fissurées.

2.3.6.1 (2) I Pour les éléments en béton armé dans les ponts à comportement ductile, il convient d'utiliser la rigidité des sections non fissurées, dans le cas où l'on utilise un coefficient de comportement.

(3) P Dans le cas des ponts à ductilité limitée, la rigidité des sections non fissurées doit être utilisée globalement.

NOTE Il est précisé que la surestimation de la rigidité effective conduit à des résultats qui sont du côté de la sécurité en ce qui concerne l'action sismique. Dans ce cas, seul le déplacement nécessite d'être corrigé, après l'analyse, sur la base du niveau résultant des contraintes réelles (voir annexe C). Par ailleurs, si l'hypothèse initiale sur la raideur effective est sensiblement inférieure à celle correspondant aux contraintes réelles, l'analyse doit être répétée en utilisant une meilleure approximation de la raideur effective.

2.3.6.1 (3) P C Il est néanmoins admis d'utiliser la rigidité effective des sections, à condition de vérifier que, sous les combinaisons sismiques de calcul définies en 5.5, les aciers des ouvrages restent bien dans le domaine élastique.
La définition de la rigidité effective est donnée en annexe C.

(4) P Pour obtenir le déplacement sismique de calcul d_E , les déplacements d_{Ee} déterminés par une analyse sismique linéaire statique ou dynamique, doivent être multipliés par le coefficient q (coefficient de comportement) utilisé dans les analyses (voir 4.1.6).

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

(5) P Lorsque la période fondamentale du pont T est inférieure à $T_0 = 1,5 T_C$, où les valeurs de T_C sont celles du Tableau 4.1 de l'ENV 1998, Partie 1-1 (voir également 3.2.2.2.1 (5)) (*), le déplacement sismique de calcul doit être évalué comme suit :

$$d_E = \pm \mu_d d_{Ee} \quad (2.5)$$

où la ductilité en déplacement μ_d doit être estimée comme indiqué ci-dessous :

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

T étant la période fondamentale du pont dans la direction considérée.

(6) P Lorsqu'une analyse temporelle non linéaire est utilisée, la déformation des éléments plastifiés doit être caractérisée de manière à approcher correctement leur comportement post-élastique réel (dans les branches de chargement et de déchargement des cycles d'hystérésis), ainsi que les effets de la dégradation éventuelle.

2.3.6.2 Assemblages

(1) P Les assemblages entre les éléments supports et les éléments supportés doivent être dimensionnés de manière adéquate pour assurer l'intégrité structurale et éviter les échappements d'appui sous des déplacements sismiques extrêmes.

(2) P Les appareils d'appui, les attelages et les dispositifs de fixation utilisés pour assurer l'intégrité structurale doivent être conçus pour supporter les effets du dimensionnement en capacité (voir 5.3 et 6.6.2.1). Des repos d'appui appropriés doivent être prévus entre les éléments supports et les éléments supportés au niveau des assemblages mobiles, afin d'éviter les échappements d'appui.

(3) En variante, des attelages effectifs peuvent être utilisés entre les éléments assemblés (voir 6.6.3) comme protection supplémentaire au-delà des actions et des déplacements sismiques de calcul.

2.3.6.3 Maîtrise des déplacements — Dispositions constructives

(1) P En complément, pour assurer une ductilité globale satisfaisante, des dispositions constructives structurelles et non structurelles doivent assurer un comportement approprié du pont et de ses composants sous l'effet des déplacements sismiques de calcul.

(2) P Des marges de débattement appropriées doivent être prévues pour la protection des éléments structuraux importants ou critiques. Ces marges doivent correspondre à la valeur de calcul du déplacement total sous l'effet des conditions sismiques d_{Ed} déterminée comme suit :

$$d_{Ed} = d_E + d_G \pm d_{Ts} \quad (2.7)$$

où :

d_E est le déplacement sismique de calcul selon l'équation (2.4) ;

d_G est le déplacement dû aux actions permanentes et quasi permanentes, mesuré à long terme (par exemple post-tension, retrait et fluage pour les tabliers en béton) ;

d_{Ts} est le déplacement dû aux mouvements thermiques, correspondant à une valeur représentative T_s de la variation de température, considérée comme appropriée pour la combinaison avec les effets sismiques. Cette variation est à définir par la Partie correspondante de l'ENV 1991.

(*) Note du Traducteur : l'alinéa (5) du paragraphe 3.2.2.2.1 auquel il est fait référence n'existe pas.

Dans l'attente d'une telle définition, l'estimation suivante peut être utilisée :

$$d_{Ts} = 0,4 d_T$$

où :

d_T est le déplacement de calcul dû aux mouvements thermiques.

Le déplacement sismique total doit être augmenté du déplacement dû aux effets du second ordre lorsque leur contribution est significative.

(3) Le déplacement sismique relatif d_E entre deux tronçons indépendants d'un pont peut être évalué comme la racine carrée de la somme des carrés des valeurs du déplacement calculées pour chacun des tronçons.

(4) P On doit se prémunir contre les forces de choc importantes, causées par un impact imprévu entre des éléments structuraux d'importance majeure, en utilisant des éléments ductiles / résilients ou des dispositifs spéciaux absorbant l'énergie (amortisseurs). Ces éléments doivent avoir un jeu au moins égal au déplacement de calcul total d_{Ed} .

(5) P Au droit des joints des ponts-rails, les déplacements transversaux différentiels doivent être soit évités, soit limités à des valeurs appropriées pour empêcher les déraillements.

(6) Le détail des éléments structuraux non critiques (par exemple les joints de dilatation du tablier), supposés être endommagés durant l'événement sismique de calcul, devrait correspondre, autant que possible, à un mode d'endommagement prévisible, et assurer la possibilité de réparations permanentes. Il est recommandé de prévoir des marges de débattement autorisant un pourcentage adéquat du déplacement sismique de calcul et des dilatactions thermiques, après avoir rendu possibles tous les effets de fluage et de retrait, de sorte que les dommages dus aux séismes fréquents puissent être évités.

(7) Les valeurs appropriées de ces pourcentages dépendent de considérations technico-économiques. À défaut d'une optimisation explicite, les valeurs suivantes sont recommandées :

- 40 % du déplacement sismique de calcul ;
- 50 % du mouvement thermique.

2.3.7 Critères simplifiés

(1) Les Documents d'Application Nationaux peuvent établir, pour les régions à sismicité faible ou modérée ($a_g \leq [0,10 \text{ g}]$), une classification appropriée des ponts, et préciser les critères simplifiés à satisfaire correspondant à chacune des classes individuelles. Ces critères simplifiés peuvent être basés sur un comportement sismique à ductilité limitée / essentiellement élastique du pont, pour lequel aucune prescription spéciale concernant la ductilité n'est nécessaire.

2.3.7 (1) C R L'article 4 de l'arrêté du 15 septembre 1995 indique que, pour les ponts classés B ou C pour lesquels la surface utile de la brèche est inférieure à 150 m² ou pour lesquels la valeur de « a_N » n'excède pas 1,5 m/s², l'application des règles définies dans le guide AFPS 92 pour la protection parasismique des ponts peut être limitée à celle des mesures constructives définies par ledit document.

2.4 Conception du projet

(1) La prise en compte des effets sismiques dès le stade de la conception du projet du pont est importante, même pour les régions à sismicité faible ou modérée.

(2) Dans les zones à sismicité faible ou modérée ($a_g \leq [0,10 \text{ g}]$) le type de comportement souhaité pour le pont, (voir 2.3.2) doit être choisi. Si un comportement à ductilité limitée (ou essentiellement élastique) est retenu, les exigences des articles suivants doivent généralement être appliquées :

- article 6.5 concernant l'accessibilité des rotules plastiques potentielles ;
- article 6.6 concernant le dimensionnement des appareils d'appui et des attelages ainsi que la longueur des repos d'appuis.

2.4 (2) I Les mesures constructives citées en **2.3.7(1) CR** ont pour objectif :

- d'éliminer le risque d'échappement du tablier hors de ses appuis par des dispositifs anti-chute (butée), anti-déplacement (attelage, épingle) ou par des organes d'appui des tabliers, en prenant en compte une accélération nominale forfaitaire de $1,5 \text{ m/s}^2$;
- d'éviter tout risque d'entrechoquement entre parties du tablier ou entre tablier et partie de ses appuis en prévoyant un jeu suffisant pour une accélération nominale forfaitaire de $1,5 \text{ m/s}^2$;
- de reconnaître le risque d'une liquéfaction éventuelle des sols de fondation. Si ce risque existe et s'il n'est pas possible de placer l'ouvrage dans un site plus sûr, il faut prendre des précautions adéquates.

(3) Dans les zones à sismicité modérée ou forte, le choix du comportement ductile est en général approprié. Sa mise en application doit être faite, soit en prévoyant la formation d'un mécanisme plastique fiable, soit en utilisant à la base un dispositif d'isolation et de dissipation de l'énergie. Si un comportement ductile est choisi, les points principaux suivants doivent généralement être pris en considération :

(4) Le nombre d'éléments supports (piles et culées) qui seront utilisés pour résister aux forces sismiques en direction longitudinale et transversale, doit être choisi. En général, les structures continues se comportent mieux dans les conditions sismiques que les ponts ayant de nombreux joints de dilatation. Le comportement sismique post-élastique optimal est réalisé si les rotules plastiques se forment presque simultanément dans le plus grand nombre de piles possible. Néanmoins, le nombre de piles résistant aux séismes peut être réduit en utilisant des assemblages flexibles entre le tablier et les piles, dans une ou dans les deux directions. Avec ces assemblages on évite soit des réactions importantes dues aux déformations empêchées, soit une distribution indésirable des actions sismiques et/ou des effets du dimensionnement en capacité (voir également (6) ci-dessous).

(5) Un équilibre doit en général être maintenu entre les prescriptions de résistance et de déformabilité pour les supports horizontaux. Une grande déformabilité réduit le niveau de l'action sismique de calcul, mais augmente le mouvement aux joints et aux appuis mobiles et peut conduire à des effets du second ordre importants.

(6) Dans le cas des ponts à tablier continu, pour lesquels la raideur transversale des culées et des piles adjacentes est très grande par rapport à celle des autres piles (comme cela peut arriver dans les vallées à flancs abrupts), une distribution très défavorable de l'action sismique transversale peut se produire entre ces éléments, comme il est indiqué dans la Figure 2.5. Dans ce cas, il peut être préférable d'utiliser, en tête de culées et des piles courtes, des appareils d'appui déformables ou glissants en sens transversal.

(7) L'emplacement des points de dissipation de l'énergie doit être choisi de manière à assurer leur accessibilité pour le contrôle et les réparations.

(8) L'emplacement d'autres régions exposées à des dégâts potentiels sous l'effet de mouvements sévères doit être identifié et les difficultés de réparation doivent être réduites au minimum.

(9) Dans le cas de ponts de longueur exceptionnelle, ou de ponts traversant des formations de sol non homogènes, on doit décider du nombre et de l'emplacement des joints de dilatation intermédiaires.

(10) Dans le cas de ponts passant au-dessus de failles tectoniques potentiellement actives, la discontinuité probable des déplacements du sol doit généralement être évaluée et prise en compte, soit par une flexibilité appropriée de la structure, soit par une disposition convenable des joints de dilatation.

(11) Le potentiel de liquéfaction du sol de fondation doit faire l'objet d'investigations conformément aux dispositions appropriées de l'ENV 1998-5.

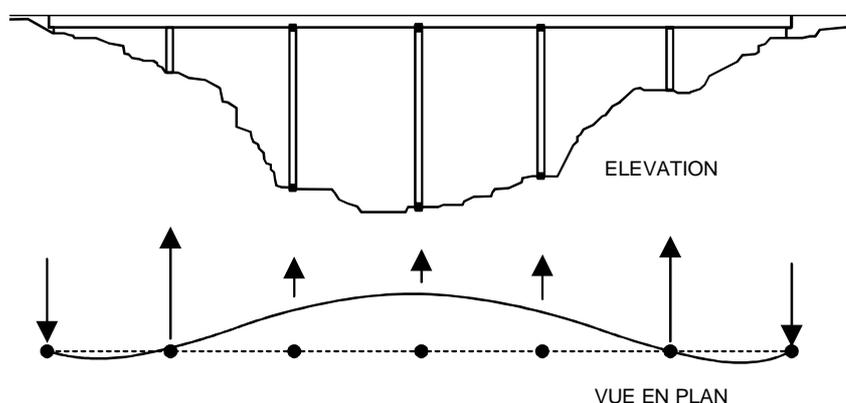


Figure 2.5 — Distribution défavorable de l'action sismique transversale

3 Action sismique

3.1 Définition de l'action sismique

3.1.1 Généralités

(1) P L'action sismique peut être définie par différents modèles dont la complexité doit être adaptée au mouvement sismique pris en compte, et en cohérence avec le modèle utilisé pour l'idéalisation du pont.

(2) P Dans cet article, seule l'excitation vibratoire transmise par le terrain à la structure est prise en compte dans la quantification de l'action sismique. Néanmoins, les séismes peuvent induire, dans les sols, des déplacements permanents (ruptures, liquéfaction des couches sablonneuses et décalage du terrain dû à la formation de failles), d'où peuvent résulter des déformations imposées avec des conséquences sévères pour les ponts. Ce type de danger potentiel doit être évalué par des études spécifiques. Les conséquences doivent être réduites au minimum par un choix approprié du système structural. Les effets des tsunamis ne sont pas couverts par cette Partie de l'ENV 1998.

3.1.2 Aspects sismologiques

(1) P Les aspects suivants doivent être pris en compte dans la définition de l'action sismique :

- la caractérisation du mouvement en un point ;
- la caractérisation de la variabilité spatiale du mouvement.

3.1.2 (1) P C L'action sismique résulte des mouvements du sol qui sont pris en compte sous deux aspects :
— une translation d'ensemble (tous les points du sol se déplacent en phase) dans chacune des trois directions de l'espace ;
— un déplacement différentiel entre points du sol dans chacune des trois directions de l'espace ; ce déplacement différentiel dépend de la distance entre les points et des caractéristiques géotechniques et topographiques du site.

3.1.3 Prise en considération des composantes du mouvement

(1) P En général, seules les trois composantes de translation de l'action sismique sont prises en compte. Lorsque la méthode du spectre de réponse est appliquée, le pont peut être analysé séparément pour des vibrations en direction longitudinale, transversale ou verticale. Dans ce cas, l'action sismique est représentée par trois actions à une seule composante, une pour chaque direction, quantifiée conformément au 3.2.2 et 3.2.3.2. les effets des actions doivent être combinés conformément au 4.2.1.4.

3.1.3 (1) P I Seules les trois composantes de translation de l'action sismique sont prises en compte.

(2) P Lorsqu'une analyse linéaire temporelle est réalisée, ou lorsque le modèle à six composantes ou la variabilité spatiale du mouvement sismique est pris en compte, le pont doit être analysé sous l'action simultanée des diverses composantes.

3.1.3 (2) P I Lorsqu'une analyse linéaire temporelle est réalisée, le pont doit être analysé sous l'action simultanée des diverses composantes avec des calages temporels conformes à l'annexe E. À défaut, les maxima des effets des différentes composantes peuvent être combinés conformément à 4.2.1.4.

3.2 Caractérisation du mouvement en un point

3.2.1 Généralités

(1) P La caractérisation du mouvement en un point doit être effectuée en deux phases :

- quantification de chaque composante du mouvement ;
- construction d'un modèle à trois composantes de translation du mouvement, ou d'un modèle à six composantes avec trois composantes de translation et trois composantes de rotation.

3.2.1 (1) P I La fin de l'alinéa est invalidée sans être remplacée.

(2) L'action sismique est appliquée en général à l'interface entre les semelles et le terrain. Dans le cas de semelles sur pieux ou dans le cas de piles-pieux, il est nécessaire de prendre en compte la raideur des pieux (conformément à la partie 5). En général, il n'est pas nécessaire d'utiliser les six composantes du mouvement du terrain.

3.2.1 (2) I Cette dernière phrase est invalidée sans être remplacée.

3.2.2 Quantification d'une composante

3.2.2.1 Référence à l'ENV 1998 — Partie 1

(1) P La quantification d'une composante du mouvement sismique doit être réalisée en termes de spectre de réponse, de spectre de puissance, ou de représentation temporelle, (mutuellement compatibles) comme il est présenté dans la section 4 de la Partie 1-1 «Règles générales et prescriptions», auquel il faut se reporter puisqu'il contient les définitions Fondamentales.

3.2.2.1 (1) PI La partie grisée est invalidée sans être remplacée.

3.2.2.2 Spectre de réponse élastique du site

3.2.2.2.1 Composante horizontale

(1) P La composante horizontale doit être prise en compte conformément à 4.2.2 Partie 1-1.

(2) Lorsque le spectre élastique est utilisé comme un spectre de calcul (voir 3.2.2.5) les valeurs des exposants k_1 et k_2 doivent être prises égales à celles de k_{d1} et k_{d2} de 4.2.4 Partie 1-1.

3.2.2.2.2 Composante verticale

(1) P Lorsqu'il doit être utilisé, le spectre de réponse du site pour la composante verticale du mouvement sismique doit être défini conformément à 4.2.1 (3) Partie 1-1.

3.2.2.2.3 Spectre de réponse moyen obtenu pour un site

(1) P Dans le cas des ponts dont les culées et les piles sont fondées dans des sols de caractéristiques différentes, mais qui n'exigent pas l'utilisation d'un modèle de variabilité spatiale pour l'action sismique, le spectre de réponse du site doit être remplacé par un spectre de réponse moyen.

(2) P Ce spectre de réponse moyen S_a est défini comme une moyenne pondérée des spectres de réponse relatifs à chaque site, et est déterminé par :

$$S_a(T) = \sum_i \frac{r_i}{r_j} S_i(T) \quad (3.1)$$

où :

r_i est la réaction à la base de la pile i lorsque le tablier est soumis à un déplacement unitaire, alors que la base est maintenue immobile ;

S_i est le spectre de réponse du site spécifique aux conditions de sol correspondant à la fondation de la pile i .

NOTE La moyenne doit être calculée séparément pour chacune des composantes horizontales et pour la composante verticale.

(3) Le spectre de réponse moyen obtenu pour le site peut être remplacé par un spectre enveloppe obtenu en considérant pour chaque période la valeur la plus forte des spectres de réponse du site correspondant aux différentes conditions de sol propres aux fondations du pont.

3.2.2.2.3 I Discontinuité mécanique.

Il y a discontinuité mécanique lorsque les sols présentent des différences géotechniques significatives sous les divers appuis d'un même ouvrage.

Dans le cas où l'on a plusieurs sites différents à considérer pour un même ouvrage, le mouvement d'ensemble à retenir pour l'ouvrage est obtenu en combinant, au moyen d'une méthode scientifiquement validée les mouvements des différents sites. À défaut, l'enveloppe des spectres des différents sites peut être retenue.

3.2.2.3 *Spectre de puissance du site*

(1) P L'action du séisme peut être décrite par un processus stochastique stationnaire gaussien, défini par un spectre de puissance et considéré comme limité à un intervalle de temps donné. Cette description du mouvement doit être compatible avec le spectre de réponse du site. La concordance entre le spectre de puissance et le spectre de réponse doit être définie sur le critère d'égalité entre la valeur du spectre de réponse et la valeur moyenne de la distribution des probabilités de la valeur extrême maximale (pour la durée considérée) de la réponse d'un oscillateur à un degré de liberté ayant la fréquence propre et l'amortissement visqueux correspondants.

NOTE Le terme de valeur extrême se rapporte à la valeur absolue d'une valeur maximale ou minimale. On devrait noter que dans certains cas les valeurs maximales (locales) peuvent avoir des valeurs négatives et les valeurs minimales (locales) peuvent avoir des valeurs positives.

3.2.2.3 (1) P A Toute utilisation de ce type de représentation de l'action sismique doit faire appel à une méthode scientifiquement validée.

3.2.2.4 *Représentation temporelle*

(1) P L'action sismique peut être décrite par un ensemble d'accélérogrammes construits artificiellement ou réels. Cet ensemble doit contenir un nombre assez important d'accélérogrammes pour obtenir une estimation fiable des effets de l'action sismique et doit correspondre au spectre de réponse du site. Des dispositions spécifiques sont données dans l'annexe E.

3.2.2.4 (1) P A L'ensemble des accélérogrammes construits artificiellement ou réels doit couvrir le spectre de réponse du site.

(2) P La concordance entre l'ensemble des accélérogrammes et le spectre de réponse doit être définie sur un critère d'égalité, à l'intérieur d'un intervalle de confiance approprié, entre le spectre de réponse et la moyenne des valeurs extrêmes les plus grandes, de la réponse d'un oscillateur à un degré de liberté ayant la fréquence propre et l'amortissement visqueux correspondants.

3.2.2.4 (1) P (2) P A Toute utilisation de ce type de représentation de l'action sismique doit faire appel à une méthode scientifique validée.

3.2.2.5 *Spectre de dimensionnement du site pour l'analyse linéaire*

(1) P Les structures ductiles et à ductilité limitée doivent être dimensionnées en effectuant une analyse linéaire et en utilisant un spectre de réponse réduit, dénommé spectre de dimensionnement et spécifié en 4.2.4 Partie 1-1.

3.2.3 **Modèle à six composantes**

3.2.3.1 *Généralités*

(1) P Le modèle à six composantes du mouvement sismique en un point doit être développé à partir de la contribution probable à la vibration sismique totale des ondes P, S, de Rayleigh et de Love. Néanmoins les modèles simplifiés cités dans l'annexe D peuvent être utilisés à condition qu'il n'y ait pas de discontinuités géologiques.

3.2.3.2 *Séparation des composantes de l'action sismique*

(1) P Pour la séparation des composantes de l'action sismique, on applique les dispositions appropriées de 3.1.3. Toutefois, les composantes verticales peuvent, en général, être négligées si le pont n'est pas particulièrement sensible aux vibrations dans cette direction ; en outre les composantes de rotation ne sont généralement pas importantes et peuvent donc également être négligées.

3.2.3 I Ce paragraphe est invalidé sans être remplacé.

3.3 **Caractérisation de la variabilité spatiale**

(1) P La variabilité spatiale doit être prise en compte lorsque :

- il existe des discontinuités géologiques (par exemple des sols lâches contigus à des roches cristallines) ou des particularités topographiques prononcées sont présentes ;
- la longueur du pont est supérieure à [600 m], même en l'absence de discontinuités géologiques ou de particularités topographiques prononcées.

3.3 (1) P A La longueur du pont est supérieure à la distance au delà de laquelle les mouvements des deux points peuvent être considérés comme indépendants, même en l'absence...

3.3 (1) P C Ces distances sont indiquées à l'article 3.3 (2) A.

(2) Dans l'annexe D sont présentés des modèles de prise en compte de la variabilité spatiale du mouvement sismique.

3.3 (2) A Le déplacement différentiel entre points du sol est défini par le paramètre $\gamma_1 a_g$ et les spécifications suivantes :

- déplacements absolus horizontal D_M (H) et vertical D_M (V).

Classe de sol de fondation	A	B	C
L_M (m)	600	400	300
D_M (H) (m)	0,04	0,06	0,08
D_M (V) (m)	0,03	0,05	0,07

L_M est la distance au delà de laquelle les mouvements des deux points peuvent être considérés comme indépendants.

Les déplacements D_M sont donnés pour une accélération unité (1 m/s^2).

- Déplacement différentiel d

Sur un site sans discontinuité mécanique accusée, le déplacement différentiel maximal d entre deux points distants de X est égal à :

$$d = \eta X \quad \text{si } X < L_M \text{ avec } \eta = \left(\frac{D_M}{L_M} \right) \sqrt{2}$$

$$d = D_M \sqrt{2} \quad \text{si } X \geq L_M$$

Le déplacement différentiel d est donné pour une accélération unité (1 m/s^2).

Les valeurs de η sont données ci-dessous selon la classe de sol de fondation :

Classe de sol de fondation	A	B	C
$10^4 \eta$ en horizontal	0,9	2,3	3,8
$10^4 \eta$ en vertical	0,7	1,9	3,4

Dans le cas où les deux points appartiennent au même type de classe de fondation mais sont situés de part et d'autre d'une discontinuité topographique accusée, en l'absence d'une démarche appropriée définie au marché, la valeur de d est à majorer de 50 %.

Dans le cas où les deux points sont situés de part et d'autre d'une discontinuité mécanique, le déplacement différentiel d se calcule par la relation :

$$d = \sqrt{D_{M,1}^2 + D_{M,2}^2}$$

$D_{M,1}$ et $D_{M,2}$ étant les déplacements absolus des deux points.

Définitions

- Il y a discontinuité topographique lorsque la morphologie du site présente une variation brusque naturelle (vallée encaissée) ou artificielle (remodelage important par terrassements) avec une dénivelée d'au moins 20 m.
- Les déplacements différentiels, objet du présent alinéa, n'incluent pas des rejets éventuels de failles qui feront l'objet de justifications particulières.

(3) P La variabilité spatiale dont il est ici question concerne la déformation continue du terrain, dans le domaine élastique ou post-élastique. Néanmoins, dans le cas de séismes forts, des déformations discontinues, dues à la formation de failles en surface ou à des ruptures du sol, peuvent se produire. Pour prévenir les risques concernant ce type de danger potentiel, des mesures telles que l'adoption de systèmes structuraux qui en réduisent les effets au minimum, doivent être prises (voir également 2.4 (9)).

4 Analyse

4.1 Modélisation

4.1.1 Degrés de liberté dynamiques

(1) P Le modèle du pont et le choix des degrés de liberté dynamiques doivent représenter, de manière appropriée, la distribution de la raideur et de la masse, afin que tous les modes de déformation et toutes les forces d'inertie significatifs soient convenablement mobilisés sous l'excitation sismique de calcul.

(2) Dans la majorité des cas, il suffit d'utiliser pour l'analyse deux modèles séparés, un pour la modélisation du comportement en direction longitudinale, et l'autre pour la direction transversale. Pour les cas où il serait nécessaire de considérer la composante verticale de l'action sismique, cette dernière est définie en 4.1.7.

4.1.2 Masses

(1) P Pour le calcul des masses, on doit prendre en compte les valeurs moyennes des masses permanentes et les valeurs des masses quasi permanentes correspondant aux actions variables.

(2) Les masses distribuées peuvent être concentrées aux nœuds conformément aux degrés de liberté choisis.

(3) P Pour le dimensionnement, les valeurs moyennes des actions permanentes sont identifiées par leurs valeurs caractéristiques ; les valeurs quasi permanentes des actions variables sont données par $\psi_{21} Q_{1k}$, où Q_{1k} est la valeur caractéristique de la charge due au trafic (voir 4.4 Partie 1-1). En général, et en accord avec l'ENV 1991 — Partie 3, la valeur de $\psi_{21} = 0$ doit être utilisée pour les ponts à trafic normal et les passerelles.

(4) P Pour les ponts supportant un trafic intense, les valeurs suivantes de ψ_{21} sont recommandées :

- Ponts-routes $\psi_{21} = [0,2]$
- Ponts-rails $\psi_{21} = [0,3]$

Les valeurs ci-dessus doivent être appliquées à la charge uniforme du Modèle 1 (LM 1) conforme à l'ENV 1991 Partie 3.

4.1.2 (4) P A Sauf autre valeur spécifiée par le marché, il convient d'affecter la valeur des charges d'exploitation, définie par le titre II du fascicule 61 pour les ponts-routes ou par le livret 2-01 du CPC de la SNCF pour les ponts-rails, d'un coefficient ψ_{21} qui est :

- 0,2 pour les charges d'exploitation routières pour les ponts urbains à trafic intense ;
- 0,3 pour les charges d'exploitation ferroviaires des lignes à fort trafic ;
- 0 pour toute autre action.

(5) Lorsque les piles sont immergées dans l'eau, faute d'une approche rigoureuse de l'interaction hydrodynamique, cet effet peut être estimé en prenant en compte une masse additionnelle d'eau entraînée par unité de longueur des piles immergées, comme il est décrit dans l'annexe F.

4.1.3 Rigidité des éléments

(1) Pour l'estimation de la rigidité des éléments, on se reportera en 2.3.6.1. En général, lorsqu'on utilise pour la raideur des valeurs qui correspondent à des sections transversales non fissurées, on obtient des effets sismiques plus importants.

(2) Pour les effets du second ordre on se reportera en 2.4 (5) et 5.4 (1). Des effets importants du second ordre peuvent se produire dans les ponts ayant des piles élancées et dans les ponts spéciaux tels que les ponts en arc et les ponts haubanés (voir également l'annexe H).

4.1.3 bis A Amortissement

L'amortissement dans un matériau est conventionnellement introduit par un modèle visqueux. La valeur du taux d'amortissement critique ζ (en %) est :

- Acier soudé : 2
- Acier boulonné : 4
- Béton précontraint : 2
- Béton non armé : 3
- Béton armé : 5
- Élastomère fretté : 7

Le matériau à considérer est celui des appuis et non celui du tablier.

Pour les ouvrages dont les modes principaux mettent en jeu la déformation simultanée d'éléments constitués de matériaux différents, on retient l'amortissement le plus faible ou on procède au calcul d'un amortissement moyen pour chaque mode.

Ces valeurs ne concernent que les ouvrages massifs, sans remplissage, ni segmentation.

Quand un pont est muni de dispositifs amortisseurs, on doit savoir que :

- ces dispositifs se comportent souvent comme un système ressort et amortisseur agissant en parallèle. Il faut en déterminer la raideur et l'incorporer au modèle de calcul ;
- le coefficient d'amortissement qu'on leur associe est souvent d'une valeur très élevée, de sorte que la matrice d'amortissement du système peut s'écarter beaucoup du cas diagonalisable sur la base des modes propres non amortis. Le choix de la méthode de résolution doit en tenir compte.

Pour les ouvrages dont les éléments déformables sont constitués de matériaux différents, l'amortissement moyen d'un mode ζ peut être calculé suivant la formule :

$$\zeta = \frac{\sum \zeta_N E_N}{\sum E_N}$$

dans laquelle :

E_N désigne l'énergie de déformation élastique de la liaison n° N dans la déformée du mode considéré ;

ζ_N désigne l'amortissement du matériau constitutif de la liaison n° N.

4.1.4 Modélisation du sol

(1) P En général, les éléments porteurs qui transmettent l'action sismique du sol au pont doivent être supposés fixés au sol de fondation (voir 3.2.1 (2) a) (*). Néanmoins, les effets de l'interaction sol-structure peuvent être considérés conformément à la Partie 5, en utilisant des impédances ou des ressorts de sol en rotation appropriés.

(2) Il est recommandé de prendre en compte les effets d'interaction sol-structure lorsque le déplacement dû à la déformation du sol est supérieur à 30 % du déplacement total au centre de masse du tablier.

(3) Dans le cas où il est difficile d'estimer avec fiabilité les valeurs pour les propriétés mécaniques du sol, l'analyse doit généralement être réalisée en utilisant les plus hautes et les plus basses valeurs estimées probables. Pour le calcul des sollicitations, il convient d'utiliser des valeurs estimées hautes de la raideur du sol, et pour le calcul des déplacements des valeurs estimées basses.

4.1.4 (4) A Les effets d'interaction sol-structure peuvent être pris en compte par toute méthode scientifiquement validée.

Cette prise en compte est inutile sauf si les piles sont sensibles aux effets du second ordre au sens de l'article 5.4(1) ou si l'ouvrage est calculé avec le spectre élastique (non de dimensionnement) et que sa période fondamentale à base fixe (interaction négligée) est inférieure à T_B définie en 4.2.2 de l'EC 8-1.1 DAN.

Pour la prise en compte de l'interaction sol-structure, la méthode suivante est acceptable :

a) Les caractéristiques des sols sont évaluées à partir d'essais appropriés, en tenant compte du fait que celles-ci doivent être compatibles avec le niveau moyen de déformation induit par le séisme. À défaut de justification particulière, la valeur du module de cisaillement G peut être obtenue à partir de la valeur du module G_{max} en la multipliant par un coefficient fonction de $\gamma_I a_g / 0,9$:

$\gamma_I a_g / 0,9$ (m/s ²)	≤ 1,0	1,5	2,0	≥ 3,0
Valeur de G / G_{max}	0,80	0,65	0,50	0,40
Valeur de l'amortissement matériel β (%)	5	8	10	15

Lorsqu'on dispose d'essais sismiques (« cross-hole », etc.) la valeur de G_{max} est donnée directement par ces essais. On doit considérer pour les calculs une variation possible entre 2/3 et 3/2 de cette valeur.

Lorsqu'on ne dispose pas de ces essais, la valeur de G_{max} est calculée par la formule $G_{max} = \rho(v_s)^2$, ρ étant la masse volumique (2 400 kg/m³ pour les rochers, 2 200 kg/m³ pour les sols de bonne à très bonne résistance mécanique, 2 000 kg/m³ pour les sols de résistance mécanique moyenne, 1 800 kg/m³ pour les sols de faible résistance mécanique) et v_s la vitesse des ondes de cisaillement lue sur le tableau ci-dessous :

— lorsque le tableau indique une fourchette pour v_s , on doit envisager la variation de v_s entre ces deux valeurs ;

— lorsque le tableau n'indique qu'une valeur $(v_s)_{min}$, on lui associe $(v_s)_{max} = 2 (v_s)_{min}$;

— lorsque le tableau n'indique qu'une valeur $(v_s)_{max}$, on lui associe $(v_s)_{min} = 1/2 (v_s)_{max}$.

En cas d'essais de type pressiométrique ou autre, les valeurs de G directement issues des essais doivent être corrigées. Faute d'avis d'expert sur cette correction, les valeurs approximatives des modules données dans le tableau qui suit peuvent être utilisées.

La connaissance de l'un ou plusieurs des paramètres figurant dans le tableau ci-dessous permet d'asseoir le classement sur une base objective :

(*) Note du Traducteur : l'alinéa (2)a du paragraphe 3.2.1 auquel il est fait référence n'existe pas.

Grille d'identification des sols

Type de sol		Pénétrô- mètre statique ; résistance (MPa)	SPT Nombre de coups	Pressiomètre		Résistance Compres- sion simple (MPa)	Densité relative (%)	Indice de compres- sion Cc	Vitesse des ondes de cisail- lement (m/s)	Vitesse des ondes longitudinales	
				Module (MPa)	Pression limite (MPa)					Sous la nappe (m/s)	Hors nappe (m/s)
ROCHERS	Rochers sains et craies dures			> 100	> 5	> 10			> 800		> 2 500
Sols de bonne à très bonne résistance mécanique	Sols granulaires compacts	> 15	> 30	> 20	> 2		> 60		> 400	> 1 800	> 800
	Sols cohérents (argiles ou marnes dures)	> 5		> 25	> 2	> 0,4		< 0,02			> 1 800
Sols de résistance mécanique moyenne	Rocher altéré ou fracturé			50 à 100	2,5 à 5	1 à 10			300 à 800		400 à 2 500
	Sols granulaires moyennement compacts	5 à 15	10 à 30	6 à 20	1 à 2		40 à 60		150 à 400	1 500 à 1 800	500 à 800
	Sols cohérents moyennement consistants et craies tendres	1,5 à 5		5 à 25	0,5 à 2	0,1 à 0,4		0,02 à 0,10			1 000 à 1 800
Sols de faible résistance mécanique	Sols granulaires lâches	< 5	< 10	< 6	< 1		< 40				
	Sols cohérents mous (argiles molles ou vases et craies altérées)	< 1,5	< 2	< 5	< 0,5	< 0,1		> 0,10	< 150	< 1 500	< 500

- b) À partir des valeurs des modules définies au paragraphe a), un calcul statique permet d'évaluer la raideur du système sol-fondation pour les différents degrés de liberté : translations verticale et horizontale, balancements autour d'axes horizontaux, torsion d'axe vertical. Ces raideurs statiques sont corrigées, par toute méthode scientifiquement validée, pour tenir compte de la variation de la raideur avec la fréquence. Des itérations pourront être nécessaires pour ajuster la raideur à la fréquence fondamentale du mode d'interaction sol-structure.

La définition d'une raideur équivalente peut nécessiter, dans le cas de géométries complexes (stratification prononcée, fondations profondes,...) le recours à des évaluations numériques.

Pour chacun des degrés de liberté, un ensemble de ressorts correspondant aux raideurs précédemment calculées, est défini et incorporé au modèle de calcul de l'ouvrage. Ce modèle fait l'objet d'une analyse modale classique (modes non amortis et indépendants). L'amortissement moyen ζ d'un mode est calculé suivant la formule citée en (4.1.3.ter)A.

Dans tous les cas, l'amortissement total associé à chaque degré de liberté sera limité à 30 % de l'amortissement critique.

Cette pratique suppose que le mouvement du sol au niveau des fondations, en l'absence de la structure, est sensiblement égal au mouvement du sol en champ libre (interaction cinématique négligeable). Ce n'est pas le cas pour les fondations rigides présentant un encastrement important dans le sol (barrettes, caissons,...).

- c) En l'absence de justification particulière, on retient pour valeur de l'amortissement total du système sol-fondation, la valeur de l'amortissement matériel, donnée dans le tableau ci-dessus, que l'on peut augmenter d'une fraction de l'amortissement radiatif théorique validée par toute méthode scientifiquement éprouvée. Les amortissements correspondant à chacun des degrés de liberté peuvent être évalués à partir de formulations simplifiées. On attire l'attention sur le fait qu'une stratification marquée du profil stratigraphique tend à diminuer fortement l'amortissement radiatif. L'amortissement radiatif doit être éventuellement ajusté comme la raideur, sur la fréquence fondamentale du mode d'interaction sol-structure.

En l'absence de justifications particulières, on peut retenir, pour le cas de fondations superficielles, une valeur d'amortissement radiatif égale à la moitié de l'amortissement théorique relatif à une fondation sur sol homogène de raideur équivalente. Dans le cas de fondations profondes, une justification particulière doit être apportée au choix de la valeur retenue pour l'amortissement radiatif.

4.1.5 Effets de torsion

(1) P Les ponts biais (angle de biais $\varphi < 70^\circ$) et les ponts dont le rapport $\frac{L}{B} < 2,0$ ont tendance à tourner autour d'un axe vertical, malgré une coïncidence théorique du centre des masses avec le centre de raideur (L est la longueur totale du tablier continu et B la largeur du tablier).

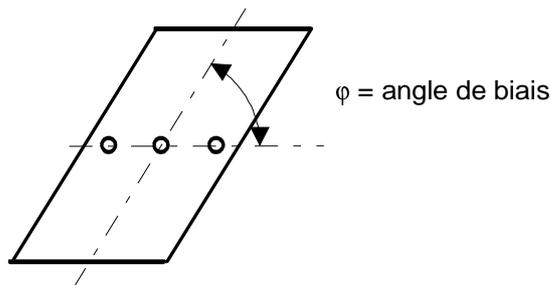
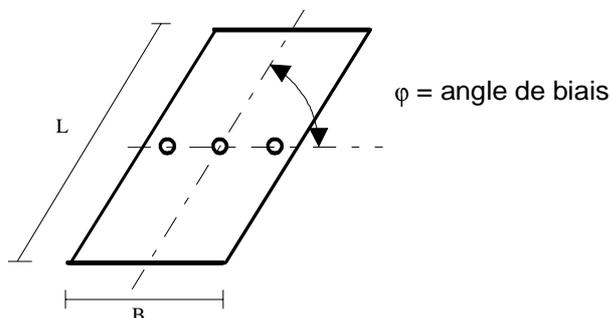


Figure 4.1 — Pont biais

(1P) C Afin d'éviter toute erreur d'interprétation L et B sont indiqués sur la figure ci-dessous :



(2) Les ponts très biais ($\varphi < 45^\circ$) devraient en général être évités, dans les régions à forte sismicité. Si cela n'est pas possible, il faut effectuer une modélisation appropriée de la raideur horizontale réelle des appareils d'appui, tenant compte de la concentration des réactions verticales près des angles aigus. On peut aussi utiliser une excentricité accidentelle majorée. Une approche similaire doit généralement être adoptée dans le cas des ponts à courbure horizontale importante.

4.1.5 (2) A Les réactions d'appuis se concentrent dans les angles obtus et non aigus.

(3) P Lorsque la méthode du Mode Fondamental est utilisée (voir 4.2.2) pour le dimensionnement des ponts biais, on doit prendre en compte le moment de torsion statique suivant, agissant autour de l'axe vertical passant par le centre de gravité du tablier.

$$M_t = \pm F e \quad (4.1)$$

où :

F est la force horizontale déterminée conformément à l'équation (4.8) ;

$$e = e_a + e_d ;$$

$e_a = 0,03 L$ ou $0,03 B$ est l'excentricité accidentelle de la masse ;

$e_d = 0,05 L$ ou $0,05 B$ est une excentricité additionnelle qui reflète l'effet dynamique de la vibration simultanée de translation et de torsion ; pour le calcul de e_a et e_d , on doit utiliser la dimension L ou B transversale à la direction de l'excitation.

(4) Lorsqu'on utilise un modèle dynamique complet (modèle spatial), la partie dynamique de l'excitation de torsion est prise en compte, si le centre des masses est déplacé par l'excentricité accidentelle e_a dans la direction et le sens les plus défavorables. Toutefois, les effets de torsion peuvent être estimés également en utilisant le moment de torsion statique de l'équation (4.1).

(5) P La résistance à la torsion de la structure d'un pont ne doit pas se baser sur la rigidité à la torsion d'une seule pile. Dans le cas des ponts à une seule travée, les appuis doivent être dimensionnés pour résister aux effets de la torsion.

4.1.6 Coefficient de comportement pour l'analyse linéaire

(1) P La procédure standard de cette partie de l'ENV 1998 est une analyse dynamique linéaire équivalente. Des coefficients de comportement reflètent la ductilité de la structure, c'est-à-dire la capacité des piles du pont à résister sans défaillance aux actions sismiques dans le domaine post-élastique. Les niveaux de ductilité disponibles sont définis en 2.3.2.

NOTE La méthode de l'analyse linéaire, utilisant un coefficient de comportement approprié, est considérée en général comme un compromis raisonnable entre d'une part les incertitudes intrinsèques du problème sismique et les erreurs admissibles correspondantes, et d'autre part l'effort exigé pour l'analyse et le dimensionnement.

(2) P La formation de rotules plastiques de flexion dans les éléments ductiles est une exigence essentielle pour l'application des valeurs du coefficient q pour le comportement ductile défini dans le Tableau 4.1.

Cette possibilité existe uniquement si l'allongement correspondant à la limite élastique est atteint ou dépassé, dans les sections critiques des éléments ductiles, lorsqu'on vérifie qu'elles possèdent la résistance requise sous l'effet des moments fléchissants et de l'effort normal de la combinaison des actions sismiques de calcul (voir également 2.3.2.1). Dans le cas des sections en béton armé, l'allongement de la limite élastique des aciers tendus doit être atteint ou dépassé lorsqu'on détermine les armatures requises selon 5.6.3.1.

4.1.6 (2) P I Les termes «de la combinaison des actions sismiques» sont invalidés sans être remplacés.

Conventionnellement, il est admis que cette vérification de cohérence soit effectuée sous les combinaisons sismiques de dimensionnement sans combiner les différentes composantes du séisme entre elles.

(3) P Si la formation de rotules plastiques dans les piles n'est pas probable, il ne faut pas utiliser de coefficients de comportement supérieurs à 1,2 sans motivation particulière, puisque les piles n'arrivent pas à la plastification sous l'action sismique de calcul. Ceci est susceptible de se produire lorsque pratiquement la totalité de l'action sismique est supportée par un ou deux éléments très raides et résistants (culées ou piles) qui demeurent dans le domaine élastique.

(4) Dans des zones de forte sismicité, lorsque la dissipation est concentrée aux culées, il convient de disposer sur celles-ci des dispositifs qui absorbent l'énergie.

(5) Les rotules plastiques ne se forment en général pas dans les piles dont la liaison avec le tablier est souple suivant la direction considérée. Une situation similaire se produit dans certaines piles dont la raideur est très faible en comparaison avec celle des autres piles (voir 2.3.2.1 (6) et (7)).

(6) P Les valeurs maximales du coefficient de comportement q qui peuvent être utilisées pour les deux composantes sismiques horizontales sont données dans le Tableau 4.1. Elles dépendent du comportement post-élastique des éléments ductiles, dans lesquels se produit la principale dissipation d'énergie. Si un pont comporte plusieurs sortes d'éléments ductiles (ce qui n'est pas judicieux), il faut utiliser le coefficient q approprié le plus faible. Toutefois, divers coefficients q peuvent être utilisés dans chaque direction horizontale.

NOTE L'utilisation de coefficients de comportement de valeur inférieure à la valeur maximale admissible contenue dans le Tableau 4.1, doit normalement conduire à des demandes en ductilité réduites, ce qui implique en général une réduction des dommages potentiels. Par conséquent, une telle utilisation est laissée à l'initiative du concepteur.

Tableau 4.1 — Valeurs maximales du coefficient de comportement q

Éléments ductiles	Comportement sismique	
	Ductile limité	Ductile
Piles en béton armé		
Piles verticales fléchies ($a_s^a \geq 3,5$)	1,5	3,5
Piles basses ($a_s = 1,0$)	1,0	1,0
Béquilles inclinées fléchies	1,2	2,0
Piles en acier		
Piles verticales en flexion	1,5	3,5
Béquilles inclinées fléchies	1,2	2,0
Piles avec contreventement normal	1,5	2,5
Piles avec contreventement excentré	—	3,5
Culées	1,0	1,0
Arcs	1,2	2,0

a) $a_s = H/L$ est le rapport d'aspect de la pile : pour $1,0 < a_s < 3,5$ les coefficients q peuvent être obtenus par interpolation linéaire.

4.1.6 (6) P C Les valeurs maximales du coefficient de comportement q du Tableau 4.1 concernent un comportement sismique ductile limité.

4.1.6 (6) P I Les valeurs du coefficient de comportement q relatives à un comportement sismique ductile sont déterminées comme suit :

a) Cas des ponts réguliers

a.1) Critère de régularité

Un pont est régulier, dans une direction donnée, lorsque sous la combinaison sismique de calcul les prescriptions du présent paragraphe a) conduisent à la formation de rotules plastiques dans l'ensemble des appuis qui s'opposent à la composante du séisme dans cette même direction.

Quel que soit le type de pont, on procède ainsi :

- application des spécifications du présent paragraphe a) ;
- vérification du critère de régularité ci-dessus ;
- si le critère est satisfait, le coefficient « q » retenu est celui du paragraphe a.2) ;
- si le critère n'est pas satisfait, on peut se tourner soit vers l'analyse élastique ($q = 1$), soit vers l'analyse post-élastique (analyse temporelle), soit vers le traitement en pont irrégulier (paragraphe b) en s'assurant que les conditions correspondantes sont bien remplies.

a.2) Valeurs de base

Le coefficient de comportement dans une direction donnée est fixé selon le type de matériau constitutif de l'élément qui reprend la majorité de l'effort sismique dans cette direction.

- Piles en béton armé :

$$q = 1 + \frac{0,5 l}{k h}$$

où :

l est la longueur de l'élément ;

h est la hauteur de la section transversale ;

$k = 2$ pour les piles encastrees à leurs deux extrémités et $k = 1$ dans les autres cas ;

q est plafonné à 3,5 pour les piles encastrees en tête et à 3 pour les piles articulées en tête.

Dans les cas courants, h est la dimension de la section transversale suivant la composante considérée du séisme. Pour les ponts faiblement biais (angle de l'axe du tablier avec l'axe de ses appuis supérieur à 60° , raideurs longitudinale et transversale totales des appuis ne variant pas de plus de 10 % par rapport aux valeurs calculées sans biais) ou faiblement courbes (angle balayé en plan par la tangente à l'axe inférieur à 25° , raideurs longitudinale et transversale totales des appuis ne variant pas plus de 10 % par rapport aux valeurs calculées sans courbure), h est la dimension qu'on choisirait si le biais et la courbure étaient négligés. Pour les ponts fortement biais ou fortement courbes, h est la plus grande dimension de la section transversale.

- En cas de blocage sur culée rigide en béton armé, si les deux conditions de 2^e alinéa du paragraphe b) ne sont pas réunies : $q = 1$

- Piles avec appareils d'appui en élastomère :

- Généralement : $q = 1$

- Cas des piles de grande souplesse : $q = \frac{q_a S_a + q_p S_p}{S_a + S_p}$

où :

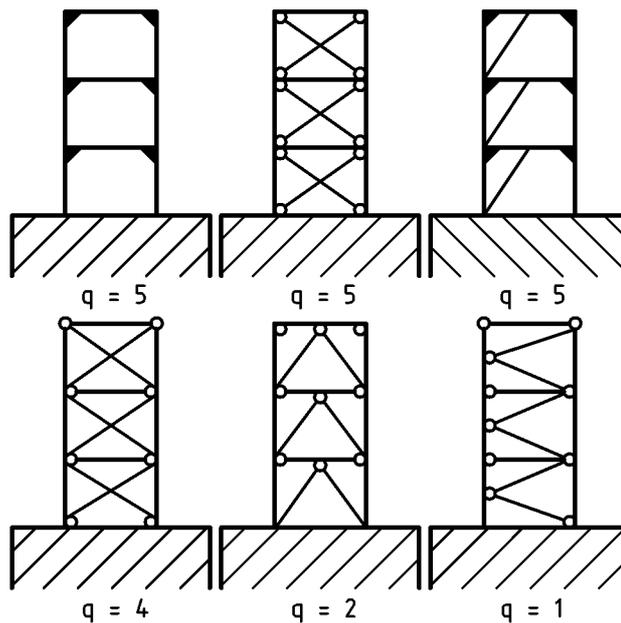
$q_a = 1$ pour les appareils d'appui en élastomère ;

q_p est le coefficient de comportement que l'on utiliserait si chacun des appareils d'appui était remplacé par une articulation parfaite ;

s_a et s_p sont les souplesses respectives des appareils d'appui et des piles, relatives à un effort horizontal.

- Piles métalliques constituées de structures à :

- cadres dissipatifs : $q = 5$
- cadres dissipatifs avec croix de Saint-André : $q = 5$
- contreventement excentré : $q = 5$
- contreventement en croix de Saint-André : $q = 4$
- contreventement en V (ou V inversé) : $q = 2$
- contreventement en K : $q = 1$



Les valeurs de q ci-dessus ne conviennent qu'aux seules sollicitations sismiques horizontales dues aux translations d'ensemble. Si un pont comporte des éléments de diverses ductilités, ceux-ci sont tous alignés sur le moins ductile (plus petit q).

La valeur de « q » pour les efforts dus aux déplacements différentiels est prise égale à 1. Mais, s'agissant d'un problème de déplacement accidentel statique imposé, il est permis de prendre en compte la souplesse réelle de la structure sous la combinaison d'action correspondante (effets de la fissuration du béton et de la formation éventuelle de rotules plastiques sous les déplacements imposés).

- Culées rigides $q = 1,0$
- Arcs $q = 2,0$

b) Cas des ponts irréguliers

b.1) Plastification séquentielle des appuis

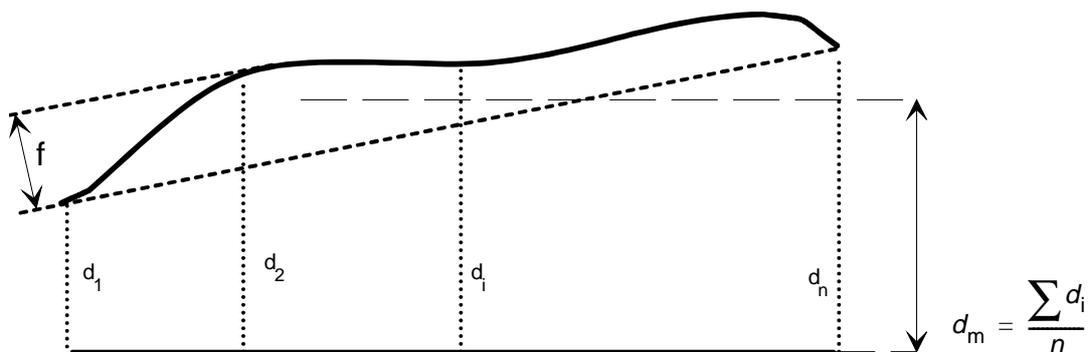
Si on ne dispose pas d'une méthode élasto-plastique validée, les cas les plus complexes peuvent se traiter par une approche élastique ($q = 1$) et les cas les plus courants par l'approche ci-après :

b.2) Domaine d'application

- Il n'y a pas de blocage horizontal sur culées rigides.
- Ou bien, on réunit deux conditions :
 - les blocages horizontaux sur culées raides équilibrent une part de l'effort sismique qui n'excède pas 20 % de l'effort total issu du calcul élastique (dans la direction considérée) ;
 - la déformation maximale f du tablier ne dépasse pas 1,5 fois le déplacement moyen d_m des têtes d'appui qui équilibrent l'effort sismique dans cette même direction.

Pour l'application de la méthode dans le sens transversal, le pont doit être en plus symétrique et le rester tout au long de sa plastification séquentielle.

f et d_m sont définis sur le schéma en plan suivant :



La symétrie transversale est supposée respectée si tout au long de la plastification séquentielle la distance entre le centre des masses et la résultante des réactions sismiques des appuis (piles et culées), suivant des déformations supposées homothétiques à la déformée élastique, n'excède pas 5 % de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal.

b.3) Méthode d'analyse

- On choisit la valeur de « q » comme si le pont était régulier (cf. paragraphe a) ;
- on détermine ensuite les efforts sismiques dans chaque appui en lui appliquant le principe de cohérence c) comme s'il était isolé ;
- dans le sens transversal, on vérifie en plus la résistance du tablier pour assurer la redistribution des efforts sismiques entre les différents appuis qui découle de l'application des deux alinéas précédents.

c) Principe de cohérence

Le choix de coefficient q conduit aux sollicitations de calcul. Il est alors vérifié que sous la combinaison sismique de dimensionnement, il y a formation effective de rotules plastiques conformément à 4.1.6 (2) P. Il est également vérifié la résistance sous séisme de la pile aux effets du second ordre.

Si les critères ci-avant ne sont pas vérifiés, il est adopté une valeur plus faible de q jusqu'à satisfaction de ce critère de cohérence, qui est d'autant plus contraignant que la valeur de l'accélération $\gamma_1 a_g$ est faible et que la pile présente un effort normal réduit plus important.

(7) P Pour des éléments en béton armé les valeurs du coefficient q données dans le Tableau 4.1 sont valables lorsque l'effort normal normalisé η_k défini en 5.3 (3) ne dépasse pas 0,30. Les ponts pour lesquels $0,30 < \eta_k < 0,6$ sont considérés comme spéciaux et les coefficients q appropriés doivent être réduits conformément à l'annexe H (H.1).

4.1.6 (7) P C Les valeurs du coefficient q sont données soit par le Tableau 4.1, soit par le paragraphe 4.1.6 (6) P I.

(8) P Les valeurs du coefficient q pour le comportement ductile données dans le Tableau 4.1 peuvent être utilisées uniquement si les emplacements de toutes les rotules plastiques sont accessibles pour le contrôle et les réparations. Autrement, les valeurs du Tableau 4.1 doivent être divisées par 1,4, sans qu'il soit nécessaire d'utiliser des valeurs q finales inférieures à 1,0. Lorsqu'il est escompté que la dissipation de l'énergie se produise dans des rotules plastiques situées dans des pieux dimensionnés pour un comportement ductile, et dans des endroits qui ne sont pas accessibles, une valeur finale de q égale à 2,5 peut être utilisée pour les pieux verticaux et égale à 1,5 pour les pieux inclinés.

4.1.6 (8) P A Les pieux inclinés sont interdits sauf s'ils sont justifiés par une méthode scientifiquement validée.

(9) P Le coefficient de comportement pour l'analyse dans la direction verticale doit toujours être égal à 1,0.

4.1.6 (9) P I Cet alinéa est invalidé sans être remplacé, car traité au paragraphe 4.1.7.

(10) P Lorsque la totalité de l'action sismique de calcul est supportée par des appareils d'appui en élastomère, la souplesse des appareils d'appui impose un comportement pratiquement élastique du système, c'est-à-dire $q \cong 1,0$ (voir la note de l'annexe B). Ce type de pont doit être dimensionné conformément à la section 7.

(11) P Pour l'estimation du coefficient de comportement des ponts spéciaux, il y a lieu de se reporter également à la section 8.

4.1.7 Composante verticale de l'action sismique

(1) Les effets de la composante sismique verticale sur les piles peuvent être, en général négligés dans les zones à sismicité faible ou modérée. Dans les zones à sismicité forte, ces effets doivent faire l'objet d'investigations seulement dans les cas exceptionnels, lorsque les piles sont sujettes à des contraintes de flexion importantes, dues aux actions permanentes du tablier.

4.1.7 (1) I Les effets de la composante sismique verticale sur les piles peuvent être en général négligés, pour les valeurs de $a_N \leq 2,5 \text{ m/s}^2$.

(2) P Dans les tabliers en béton précontraint, les effets de la composante sismique verticale ascendante doivent être examinés systématiquement.

(3) P Les effets de la composante sismique verticale sur les appareils d'appui et les attelages doivent être évalués dans tous les cas.

(4) L'estimation des effets de la composante verticale peut être effectuée en utilisant la méthode du mode fondamental et le modèle du tablier flexible (4.2.2.4).

4.1.7 (4) I Les effets de la composante verticale sont déterminés soit en utilisant la méthode du spectre de réponse (4.2.1), soit en prenant la valeur maximale du spectre élastique.

4.2 Méthodes d'analyse

4.2.1 Analyse dynamique linéaire — Méthode du spectre de réponse

4.2.1.1 Définition, domaine d'application

(1) P L'analyse par le spectre de réponse est une analyse élastique des réponses dynamiques maximales de tous les modes significatifs de la structure, utilisant les ordonnées du spectre de dimensionnement du site (3.2.2.5). La réponse globale est obtenue par des combinaisons statistiques des contributions modales maximales. Ce type d'analyse peut être appliqué dans tous les cas dans lesquels une analyse linéaire est autorisée.

(2) P Les effets de l'action sismique doivent être déterminés à partir d'un modèle linéaire discret approprié (modèle dynamique complet), idéalisé en accord avec les lois de la mécanique et avec les principes de l'analyse structurale, et compatible avec une idéalisation appropriée de l'action sismique.

(3) P Pour les types de ponts suivants, qui sont définis comme ponts spéciaux, il y a lieu de prendre en compte également les recommandations de la section 8 : ponts haubanés, ponts en arc, ponts à béquilles inclinées, ponts ayant une géométrie très particulière, ponts dont les plastifications dans les piles sont sensiblement différentes, etc. (voir également 1.1).

4.2.1.2 Modes significatifs

(1) P Tous les modes qui ont une contribution importante à la réponse structurale totale doivent être pris en compte.

(2) Dans le cas des ponts pour lesquels la masse totale peut-être considérée comme la somme des «masses modales effectives», le critère ci-dessus est considéré comme satisfait si cette somme atteint pour les modes considérés au moins 90 % de la masse totale du pont.

4.2.1.2 (2) A Le critère cité en (1) P est également considéré comme satisfait si cette somme atteint pour les modes considérés au moins 70 % de la masse totale du pont, à condition de considérer le mode résiduel qui tient compte des modes négligés.

4.2.1.3 Combinaison des réponses modales

(1) P La valeur maximale probable E , de l'effet d'une action (force, déplacement etc.) doit être considérée en général comme égale à la racine carrée de la somme des carrés des réponses modales E_i (règle SRSS) (*).

$$E = \sqrt{\sum E_i^2} \quad (4.2)$$

L'effet de cette action doit être supposé agir dans les deux sens.

(2) P Lorsque deux modes ont des périodes naturelles peu espacées $T_j \leq T_i$, avec le rapport $\rho = \frac{T_j}{T_i}$ dépassant

la valeur de $\frac{0,1}{0,1 + \xi}$, où ξ est le coefficient d'amortissement visqueux exprimé par rapport à l'unité (voir (3) ci-dessous), la règle SRSS devient non conservative et des règles plus précises doivent être appliquées.

(3) Pour le cas ci-dessus, la méthode de la combinaison quadratique complète (méthode CQC) peut être appliquée :

$$E = \sqrt{\sum_i \sum_j E_i r_{ij} E_j} \quad (4.3)$$

avec : $i = 1 \dots n ; j = 1 \dots n$

(*) Note du Traducteur : SRSS signifie Square Root Sum of Squares, c'est-à-dire racine carrée de la somme des carrés.

avec le facteur de corrélation :

$$r_{ij} = \frac{8\zeta'^2(1+\rho)\rho^{2/3}}{(1-\rho^2)^2 + 4\zeta'^2\rho(1+\rho)} \quad (4.4)$$

4.2.1.3 (3) A Dans l'expression (4.4), au numérateur du second membre, il faut lire $\rho^{3/2}$ et non $\rho^{2/3}$.

où :

$$\rho = \frac{T_j}{T_i} \text{ et}$$

ζ' est le coefficient d'amortissement visqueux exprimé par rapport à l'unité ($\zeta' = \zeta / 100$).

(4) Lorsque le déplacement différentiel le long de la base du pont peut induire dans la structure des contraintes significatives, la valeur des effets de l'action sismique peut être déterminée dans le cas d'application de la règle SRSS par :

$$E = \sqrt{\sum_i E_i^2 + \sum_m (k_m d_m)^2} \quad (4.5)$$

et dans le cas d'application de la méthode CQC par :

$$E = \sqrt{\sum_i \sum_j E_i r_{ij} E_j + \sum_m (k_m d_m)^2} \quad (4.6)$$

où k_m est l'effet du m -ième mouvement indépendant et d_m est la valeur asymptotique du spectre pour le m -ième mouvement, pour des périodes importantes, exprimées en déplacements.

4.2.1.3 (4) I Lorsque le déplacement différentiel le long de la base du pont peut induire dans la structure des contraintes significatives, il est procédé comme suit :

- a) on calcule le déplacement différentiel, longitudinal et transversal entre les extrémités du pont et on applique à l'ouvrage un champ de déplacements imposés statiquement en chacun de ses points d'appui, en bloquant une extrémité et imposant à l'autre le déplacement différentiel calculé (longitudinal ou transversal), tandis que les appuis intermédiaires en subissent un proportionnel à la distance à l'extrémité bloquée ;
- b) quand le pont franchit une discontinuité mécanique, on calcule le déplacement différentiel entre les deux points d'appui successifs qui encadrent la discontinuité et l'on applique à l'ouvrage un champ de déplacements imposés statiquement aux points d'appui, tels que tous les points d'appui d'un côté de la discontinuité soient bloqués et que tous ceux de l'autre côté subissent un déplacement égal au déplacement différentiel calculé, soit longitudinal, soit transversal, soit vertical ;
- c) si le pont franchit plus d'une discontinuité mécanique, on procède comme ci-dessus en b) successivement pour chaque discontinuité.

4.2.1.4 Combinaison des composantes de l'action sismique

(1) P L'effet probable de l'action maximale E , dû à l'apparition simultanée des actions sismiques le long des axes horizontaux X et Y et de l'axe vertical Z , peut être estimé, à partir des effets d'actions maximales E_x , E_y et E_z dus à l'action sismique indépendante le long de chaque axe, comme suit :

$$E = \sqrt{E_x^2 + E_y^2 + E_z^2} \quad (4.7)$$

4.2.1.4 (1) P A L'action sismique limitée à son mouvement d'ensemble et l'action sismique limitée aux mouvements différentiels qu'elle engendre ne sont pas combinées entre elles.

Les effets des différentes composantes du mouvement sont combinés suivant la relation (4.7).

L'action sismique limitée aux déplacements différentiels qu'elle engendre est désignée par E' . Les différentes composantes des mouvements différentiels ne sont pas combinées entre elles.

(2) En variante, il est suffisant d'utiliser comme action sismique de calcul A_{Ed} , la plus défavorable des combinaisons suivantes :

$$\begin{aligned} &A_{Ex} \llcorner + \gg 0,30 A_{Ey} \llcorner + \gg 0,30 A_{Ez} \\ &0,30 A_{Ex} \llcorner + \gg A_{Ey} \llcorner + \gg 0,30 A_{Ez} \\ &0,30 A_{Ex} \llcorner + \gg 0,30 A_{Ey} \llcorner + \gg A_{Ez} \end{aligned} \quad (4.8)$$

où :

A_{Ex} , A_{Ey} et A_{Ez} sont les actions sismiques dans chacune des directions respectives X, Y et Z. Il convient de prendre en compte A_{Ez} conformément aux exigences de 4.1.7.

4.2.2 Méthode du mode fondamental

4.2.2.1 Définition

(1) P Les forces sismiques statiques équivalentes sont dérivées des forces d'inertie correspondant à la période fondamentale naturelle de la structure, dans la direction considérée, en utilisant l'ordonnée appropriée du spectre de réponse de calcul. La méthode comprend également des simplifications concernant la forme du premier mode et l'estimation de la période fondamentale.

(2) P Selon les caractéristiques particulières du pont, cette méthode peut être appliquée en utilisant pour le modèle trois approches différentes, à savoir :

- le modèle à tablier rigide ;
- le modèle à tablier flexible ;
- le modèle de la pile indépendante.

(3) P Les règles de 4.2.1.4 pour la combinaison des composantes de l'action sismique doivent être appliquées.

4.2.2.2 Domaine d'application

(1) P La méthode peut être appliquée dans tous les cas pour lesquels le comportement dynamique de la structure peut être défini avec une approximation suffisante par un modèle à un seul degré de liberté dynamique. Cette condition est considérée comme satisfaite dans les cas suivants :

- a) en direction longitudinale, pour les ponts à peu près rectilignes à tablier continu, lorsque les forces sismiques sont supportées par des piles dont la masse effective totale est inférieure à 1/5 de la masse du tablier ;
- b) en direction transversale, pour les ponts du cas (a), lorsque le système structurel est à peu près symétrique par rapport au centre du tablier, c'est-à-dire lorsque l'excentricité théorique e_o , entre le centre de raideur des éléments porteurs et le centre de masse du tablier ne dépasse pas 5 % de la longueur du tablier (L) ;
- c) dans le cas des piles portant des travées isostatiques, lorsque aucune interaction significative entre les piles n'est à attendre, et lorsque la masse effective de chaque pile est inférieure à 1/5 de la masse de la partie de tablier portée par la pile.

4.2.2.3 Modèle à tablier rigide

(1) P Ce modèle peut être appliqué uniquement lorsque — sous l'effet de l'action sismique — la déformation du tablier dans le plan horizontal est négligeable par rapport au déplacement de la tête des piles. Ceci est valable dans tous les cas, pour la direction longitudinale des ponts à peu près rectilignes à tablier continu. En direction transversale, le tablier peut être supposé comme étant rigide si $\frac{L}{B} \leq 4,0$ ou, dans le cas général si la condition suivante est satisfaite :

$$\frac{\Delta d}{d_a} \leq 0,20 \quad (4.9)$$

où :

L est la longueur totale du tablier continu ;

B est la largeur du tablier ; et

Δd et d_a sont respectivement la différence maximale et la moyenne des déplacements transversaux du sommet de toutes les piles, sous l'action sismique transversale ou sous l'action d'une charge transversale distribuée de manière similaire.

4.2.2.3 (1) P A Δd et d_a sont respectivement la différence maximale et la moyenne des déplacements transversaux du sommet de toutes les piles liées transversalement au tablier, sous l'effet de l'action sismique transversale ou sous celui de l'action d'une charge transversale distribuée de manière similaire.

(2) P Les effets sismiques doivent être déterminés en appliquant au tablier une force horizontale statique équivalente F donnée par l'expression :

$$F = MS_d(T) \quad (4.10)$$

où :

M est la masse effective totale de la structure, égale à la masse du tablier augmentée de la masse de la moitié supérieure des piles ;

$S_d(T)$ est l'accélération spectrale du spectre de dimensionnement (3.2.2.5) correspondant à la période fondamentale T du pont estimée par :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\bar{M}}{K}} \quad (4.11)$$

où :

$K = \sum K_i$ est la raideur du système, égale à la somme des raideurs des éléments résistants.

4.2.2.3 (2) P A Pour les appuis de forte masse excédant le cinquième de celle de la portion de tablier qu'ils portent, l'addition à cette dernière de la moitié de leur masse peut conduire à un surdimensionnement.

On pourra envisager de modéliser ces piles, par exemple, en répartissant leur masse en masses partielles sur leur longueur et en adoptant les formules de calcul transversales [voir formule (4.12)].

M est la masse effective totale de la structure, égale à la masse du tablier augmentée de la masse de la moitié supérieure des piles liées au tablier.

(3) P En direction transversale, la force F doit être distribuée le long du tablier proportionnellement à la distribution des masses effectives.

4.2.2.4 *Modèle à tablier flexible*

(1) P Le modèle à tablier flexible doit être utilisé lorsque la condition (4.9) n'est pas satisfaite.

(2) Faute d'un calcul plus rigoureux, la période fondamentale de la structure, dans la direction étudiée, peut être estimée par la méthode de Rayleigh utilisant un système généralisé à un seul degré de liberté comme suit :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum m_i d_i^2}{\sum f_i d_i}} \quad (4.12)$$

où :

m_i est la masse concentrée au i -ème point nodal ;

d_i est le déplacement dans la direction étudiée, lorsque la structure est soumise aux forces ;

$f_i = m_i g$ agissant à tous les points nodaux dans la même direction.

(3) P Les effets du séisme doivent être déterminés en appliquant à tous les points nodaux des forces horizontales F_i , conformes à la relation :

$$F_i = \frac{4\pi^2}{T^2} \frac{S_d(T)}{g} d_i m_i \quad (4.13)$$

où :

T est la période du mode fondamental de vibration pour la direction considérée ;

m_i est la masse concentrée au point i ;

d_i est le déplacement du i -ème point nodal déterminé approximativement par la forme du premier mode (il peut être pris égal aux valeurs déterminées en (2) ci-dessus) ;

$S_d(T)$ est l'accélération spectrale du spectre de calcul (3.2.2.5) ; et

g est l'accélération de la gravité.

4.2.2.5 *Effets de torsion en direction transversale*

(1) P Lorsque pour la direction transversale d'un pont on utilise le modèle flexible ou rigide de tablier, les effets de torsion doivent être évalués en appliquant un moment de torsion statique M_t , conforme à l'équation (4.1) de 4.1.5 (3). L'excentricité à prendre en compte doit être calculée comme suit :

$$e = e_o + e_a + e_d \quad (4.14)$$

où :

e_o est l'excentricité théorique (voir cas (b) de 4.2.2.2) ;

$e_a = 0,03 L$ est l'excentricité accidentelle ; et

$e_d = 0,03 L \sqrt{1 + \frac{e_o}{e_a}}$ est une approximation de l'amplification dynamique.

(2) P La force F doit être déterminée soit conformément à l'équation (4.10) soit comme $\sum F_i$ conformément à l'équation (4.13). Le moment M_t peut être distribué aux éléments porteurs en utilisant le modèle à tablier rigide.

4.2.2.6 *Modèle de la pile indépendante*

(1) Dans de nombreux cas, l'action sismique en direction transversale des ponts est supportée principalement par les piles, et il n'y a pas d'interaction importante entre des piles adjacentes. Dans ces cas, les effets des séismes agissant sur la i -ème pile peuvent être évalués de manière approximative en considérant l'action d'une force statique équivalente :

$$F_i = M_i S_d (T_i) \quad (4.15)$$

où :

M_i est la masse effective attribuée à la pile i ;

$T_i = 2\pi \sqrt{\frac{M_i}{K_i}}$ est la période fondamentale de la même pile.

(2) Cette simplification peut être appliquée comme une première approximation des analyses préliminaires, lorsque la condition suivante est satisfaite pour toutes les piles adjacentes i et $i + 1$.

$$0,95 < \frac{T_i}{T_{i+1}} \leq 1,05 \quad (4.16)$$

Autrement, une redistribution des masses effectives, conduisant au respect de la condition ci-dessus est exigée.

4.2.3 *Autres méthodes linéaires*

4.2.3 C Les méthodes données ci-après le sont à titre indicatif. Toute utilisation de l'une de ces méthodes doit faire l'objet de justifications scientifiquement validées.

4.2.3.1 *Analyse par le spectre de puissance*

(1) P Une analyse linéaire stochastique de la structure doit être effectuée, soit en appliquant l'analyse modale, soit par des matrices de réponse dépendant de la fréquence, à partir du spectre de densité de puissance en accélération (voir 3.2.2.3).

(2) P Les effets élastiques de l'action doivent être définis comme la valeur moyenne de la distribution statistique de la valeur extrême maximale de la réponse pendant la durée considérée dans le modèle sismique.

(3) P Les valeurs de calcul doivent être déterminées en divisant les effets élastiques par le coefficient de comportement q approprié.

(4) P La méthode a le même domaine d'application que l'analyse par le spectre de réponse.

4.2.3.2 *Analyse temporelle*

(1) P Dans une analyse temporelle, les effets de l'action sismique sont obtenus en faisant la moyenne des échantillons de la réponse extrême, calculée pour chaque accélérogramme. Pour la définition de la description temporelle voir 3.2.2.4 et pour les détails, voir l'annexe E.

4.2.3.3 *Critères de validité des résultats*

(1) P Les critères indiqués en 3.3.4.1 Partie 1-2 sont à appliquer.

4.2.4 Analyse temporelle non linéaire

4.2.4 C Cette analyse temporelle non linéaire est donnée à titre indicatif. Son utilisation doit faire l'objet de justifications scientifiquement validées.

(1) P La réponse de la structure au cours du temps peut être obtenue par intégration numérique directe de ses équations différentielles non linéaires du mouvement. La sollicitation sismique doit consister en une description temporelle du mouvement du sol (accélérogrammes, voir également 3.2.2.4) développée pour le site particulier et représentant de préférence des séismes réels.

(2) P Sauf précision différente dans cette partie, cette méthode ne peut être utilisée que conjointement avec une analyse standard par le spectre de réponse, pour donner un aperçu de la réponse post-élastique et une comparaison entre les ductilités locales exigées et disponibles. À l'exception des ponts placés sur des dispositifs d'isolation (section 7) et des ponts spéciaux (section 8), les résultats de l'analyse non linéaire ne doivent pas être utilisés pour assouplir les prescriptions résultant de l'analyse par le spectre de réponse. Il y a lieu de respecter les règles pour la vérification de la résistance des sections (5.6.3 et 5.7) et pour le dimensionnement des fondations (5.8), ainsi que les règles particulières de détail visant à un minimum de ductilité.

5 Vérification de la résistance

5.1 Généralités

(1) P Les critères de cet article sont applicables aux systèmes de ponts résistant aux séismes. Pour les ponts avec des dispositifs d'isolation à la base, il y a lieu d'appliquer la section 7.

5.2 Résistance de calcul

(1) P Les coefficients de sécurité pour les matériaux γ_M , définis dans l'ENV 1992, l'ENV 1993 et l'ENV 1994 pour les combinaisons fondamentales de charges, doivent être utilisés également pour les vérifications de résistance sous les combinaisons de charges sismiques et pour les effets du dimensionnement en capacité.

NOTE Les coefficients de sécurité pour les matériaux sont répétés ci-dessous afin de faciliter les références.

Béton armé

Béton	$\gamma_C = [1,5]$
Armatures en acier	$\gamma_S = [1,15]$
Acier de charpente	$\gamma_{M0} = [1,1]$
Résistance plastique des sections brutes	$\gamma_{M1} = [1,1]$
Résistance des sections nettes aux trous de boulons	$\gamma_{M2} = [1,25]$
Boulons, rivets, broches, soudures, cales	$\gamma_M = [1,25]$

5.2 (1) P A Les coefficients de sécurité pour les matériaux sont modifiés comme suit :

Béton armé :

Béton	$\gamma_C = 1,3$
Armatures en acier	$\gamma_S = 1,0$
Acier de charpente :	
Résistance plastique des sections de classes 1, 2, 3	$\gamma_{M0} = 1,0$
Résistance plastique des sections de classe 4	$\gamma_{M0} = 1,1$
Résistance des éléments en stabilité	$\gamma_{M1} = 1,1$

5.3 Effets du dimensionnement en capacité

(1) P Pour les structures à comportement ductile, les effets (F_C) du dimensionnement en capacité doivent être calculés en analysant le mécanisme plastique projeté, sous les actions permanentes et sous un certain niveau des actions sismiques. Ce niveau est celui pour lequel les rotules plastiques de flexion projetées ont développé des moments fléchissants égaux à une valeur convenablement majorée de leur résistance en flexion dénommée surcapacité en moment M_o .

(2) P La surcapacité en moment d'une section doit être calculée comme précisé ci-dessous :

$$M_o = \gamma_o M_{Rd} \quad (5.1)$$

où :

γ_o est le coefficient de surcapacité ;

M_{Rd} est la valeur de calcul de la résistance à la flexion de la section, dans la direction et le sens choisis, basée sur la géométrie réelle de la section et sur la quantité et la configuration des armatures (avec les valeurs γ_M correspondant aux combinaisons fondamentales de charges). En déterminant M_{Rd} , il y a lieu de prendre en compte l'interaction avec l'effort normal et éventuellement avec le moment fléchissant dans l'autre direction qui résultent de la combinaison des actions permanentes (charges gravitaires et précontrainte) et de l'action sismique de calcul dans la même direction et le même sens.

(3) P La valeur du coefficient de surcapacité doit être prise en général égale à :

$$\gamma_o = 0,7 + 0,2 q \quad (5.2)$$

où :

q est le coefficient de comportement approprié.

Dans le cas des sections en béton armé, avec armatures spéciales de confinement conformes à 6.2.1 et pour lesquelles la valeur de l'effort normal normalisé

$$\eta_k = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{ck}} \quad (5.3)$$

dépasse 0,1, la valeur du coefficient de surcapacité doit être portée à :

$$\gamma_o = [1 + 2(\eta_k - 0,1)^2] (0,7 + 0,2 q) \quad (5.4)$$

où :

N_{Ed} est la valeur de l'effort normal au droit de la rotule plastique correspondant à la combinaison sismique de calcul, positive s'il s'agit de compression ;

A_c est la surface de la section ;

f_{ck} est la résistance caractéristique du béton.

5.3 (3) P I La valeur du coefficient de surcapacité doit être prise égale à :

$$\gamma_o = 0,8 + 0,2 q \text{ pour le béton} \quad (5.2)$$

$$\gamma_o = 1,2 \text{ lorsque } q \text{ est supérieur à } 1, \text{ pour la charpente métallique}$$

où :

q est le coefficient de comportement approprié.

(4) P Dans les éléments contenant des rotules plastiques, le moment fléchissant de dimensionnement en capacité M_C , au voisinage d'une rotule (voir Figure 5.1) ne doit pas être supposé supérieur à la valeur de calcul de la capacité de résistance à la flexion M_{Rd} de cette rotule, évaluée conformément à 5.6.3.1.

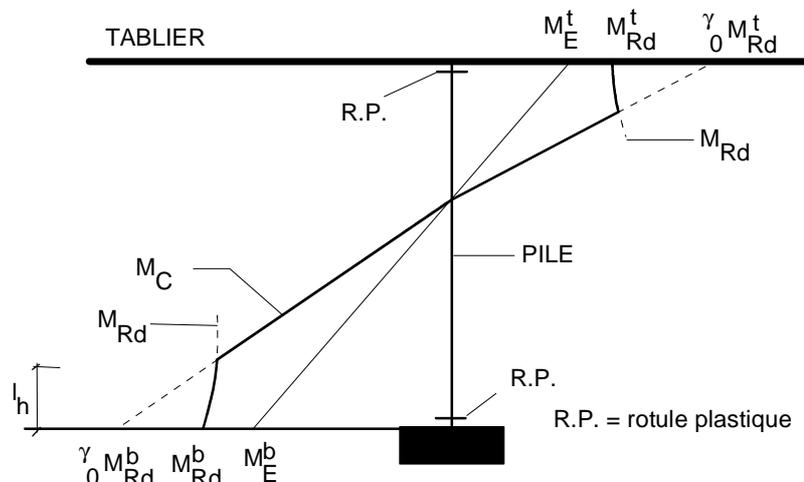


Figure 5.1 — Moments de dimensionnement en capacité dans un élément contenant une (ou des) rotule(s) plastique(s)

NOTE Les courbes M_{Rd} présentées dans la Figure 5.1 correspondent à une pile de section transversale variable (augmentant vers le bas). Dans le cas de sections transversales constantes M_{Rd} est également constant.

5.3 (4) P C Sur la Figure 5.1, M_E^b et M_E^t sont les moments correspondants à la combinaison sismique de calcul respectivement en bas et en haut de l'élément concerné.

(5) P Les effets du dimensionnement en capacité doivent être calculés en général dans chaque sens de l'action sismique et dans les directions longitudinale et transversale. Un procédé approprié et des simplifications sont données dans l'annexe G.

(6) P Lorsque des appareils d'appui glissants participent au mécanisme plastique, leur capacité doit être supposée égale à :

$$\gamma_{of} R_{df}$$

où :

$\gamma_{of} = 1,30$ est un facteur d'amplification pour le frottement dû aux effets de vieillissement ; et

R_{df} est la valeur de calcul de la force de frottement maximale de l'appareil d'appui.

(7) P Dans le cas d'éléments où la formation de rotules plastiques n'est pas prévue et qui résistent aux efforts tranchants transmis par les appareils d'appui en élastomère, les effets du dimensionnement en capacité doivent être calculés à partir des déformations maximales des appareils d'appui en élastomère, qui correspondent au déplacement de calcul du tablier. Dans ces cas il y a lieu d'utiliser une majoration de 30 % de la raideur de l'appareil d'appui. Si toutefois la formation d'une rotule plastique est projetée pour un tel élément, les effets du dimensionnement en capacité doivent être régis par la surcapacité en flexion de la rotule.

5.4 Effets du second ordre

(1) Dans le cas de l'analyse linéaire, les effets du second ordre peuvent être évalués en utilisant les déplacements

$$d_E = 0,5 (1 + q) d_{Ee} \quad (5.5)$$

où :

q est le coefficient de comportement et d_{Ee} sont les déplacements sismiques obtenus par l'analyse élastique au premier ordre.

5.4 (1) I Les piles métalliques sont vérifiées suivant les spécifications de EC 8-DAN 1.3.

Pour les piles en béton, les effets du second ordre sont pris en compte par application de toute méthode validée scientifiquement.

À défaut d'évaluation plus précise, on vérifie que les valeurs de q données en 4.1.6 pour les piles satisfont la relation :

$$\varphi(q) = q\lambda^2 \frac{f_{cm}}{E_i} \leq 1,8$$

Dans le cas contraire, une valeur limitée de q notée q_l est donnée par la relation $\varphi(q_l) = 1,8$, avec une valeur plancher $q_l = 1$.

Il est rappelé que :

- λ est l'élanement mécanique donné par la relation $\lambda = \frac{l_f}{r}$, l_f étant la longueur de flambement de la pile considérée et r le rayon de giration de la section ;
- f_{cm} est la contrainte moyenne de compression sous l'effet normal calculé ;
- E_i est le module d'Young instantané du béton.
- Pour les ponts irréguliers, la limitation ci-dessus est affectée à chaque appui indépendamment des autres.
- Les effets du second ordre, sous combinaisons sismiques, ne sont pris en compte que si l'application des prescriptions précitées conduit à $q = 1$ ou à $q_l = 1$.
- Pour $\varphi \leq 1,8$, les effets du second ordre sont négligés ;
- pour $1,8 < \varphi \leq 4,5$, les efforts sismiques dans l'appui concerné sont multipliés par le coefficient d'amplification $\theta = 0,9/(1 - \varphi / 18)$;
- pour $4,5 < \varphi$ une vérification particulière est nécessaire.

La déformée initiale est calculée sous la combinaison d'action définie en 5.5.

5.5 Combinaisons sismiques de calcul

(1) P La valeur de calcul des effets des actions E_d dans la situation de dimensionnement sismique doit être déduite de la combinaison d'actions suivantes :

$$G_k \llcorner P_k \llcorner A_{Ed} \llcorner \psi_{21} Q_{1k} \quad (5.6)$$

où :

G_k sont les charges permanentes avec leurs valeurs caractéristiques ;

P_k est la valeur caractéristique de la précontrainte toutes pertes déduites ;

A_{Ed} est la combinaison la plus défavorable des composantes de l'action sismique, conforme à 4.2.1.4 ;

Q_{1k} est la valeur caractéristique de la charge due au trafic ; et

ψ_{21} est le coefficient de combinaison conforme à 4.1.2 (3).

5.5 (1) P A La relation (5.6) concerne la vérification des structures. A_{Ed} est l'action sismique limitée à son mouvement d'ensemble.

Il convient d'effectuer également une vérification de la sécurité aux déplacements différentiels. La combinaison d'actions est symbolisée ci-dessous :

$$G_k \llcorner P_k \llcorner A'_{Ed}$$

où :

A'_{Ed} est l'action sismique limitée aux déplacements différentiels qu'elle engendre.

(2) P Il n'est pas nécessaire de combiner les effets de l'action sismique avec les effets dus aux déformations imposées (variation de température, retrait, tassement des appuis, mouvements résiduels du terrain dus à la formation de failles sismiques).

(3) P Une exception aux règles ci-dessus est constituée par les ponts pour lesquels la résistance à l'action sismique est assurée par les appareils d'appui en élastomère fretté (voir également 6.6.2.3 (3)). Dans ce cas, il y a lieu de supposer le comportement du système comme étant élastique et de prendre en compte les effets d'actions dues à des déformations imposées. Dans ce but, les éléments d'appui (piles et/ou culées) portant les appareils d'appui en élastomère doivent être dimensionnés avec les effets du calcul en capacité, déterminés conformément à 5.3 (7). Le déplacement de calcul du tablier doit être déterminé suivant 2.3.6.3 (2).

NOTE Il est à noter que dans le cas ci-dessus le déplacement dû au fluage n'induit normalement pas de contraintes additionnelles dans le système, et qu'en conséquence il peut être négligé. Le fluage réduit également la valeur effective des déformations imposées à long terme (exemple : le retrait).

(4) P Pour les actions du vent et de la neige, il faut supposer que $\psi_{21} = 0$.

5.6 Vérification de la résistance des sections en béton

5.6.1 Effets de calcul

(1) Lorsque la résistance d'une section dépend notablement de l'interaction d'au moins deux actions (par exemple moments fléchissants et effort normal), il suffit que les conditions de l'état limite ultime, données dans les articles suivants, soient satisfaites séparément par la valeur extrême (maximale ou minimale) de chaque action, tenant compte de l'interaction avec les valeurs concomitantes des autres actions.

5.6.2 Structures à comportement à ductilité limitée

(1) P La relation suivante doit être satisfaite :

$$E_d \leq R_d \quad (5.7)$$

où :

E_d est l'effet de l'action de calcul sous la combinaison de charges sismiques, incluant les effets du second ordre ;

R_d est la résistance de calcul de la section.

(2) P Dans les régions à sismicité modérée ou forte ($a_g \geq [0,10 g]$), la résistance au cisaillement des rotules plastiques potentielles doit être vérifiée conformément au 5.6.3.4.

5.6.2 (2) P A Les régions à sismicité modérée ou forte sont telles que $a_N > 1,5 \text{ m/s}^2$.

5.6.3 Structures à comportement ductile

5.6.3.1 Résistance à la flexion des sections dans les rotules plastiques

(1) P La relation suivante doit être satisfaite :

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (5.8)$$

où :

M_{Ed} est le moment de calcul dû à la combinaison de charge sismique incluant les effets de second ordre ; et

M_{Rd} est la valeur de calcul de la résistance à la flexion de la section, tenant compte des valeurs concomitantes des autres sollicitations de calcul (effort normal et éventuellement moment fléchissant dans l'autre direction).

5.6.3.1 (1) P C Cette vérification est effectuée conformément à 4.1.6 (2) P C

(2) P Le ferrailage longitudinal de l'élément contenant la rotule doit rester constant et complètement actif, au moins sur la longueur l_h indiquée dans la Figure 5.1.

5.6.3.2 Résistance à la flexion des sections hors des zones de rotule plastique

(1) P La relation suivante doit être satisfaite :

$$M_C \leq M_{Rd} \quad (5.9)$$

où :

M_C est le moment de dimensionnement en capacité comme il est défini en 5.3 ; et

M_{Rd} est la valeur de calcul de la résistance en flexion de la section, tenant compte de l'effet des valeurs concomitantes des autres sollicitations de calcul (l'effort normal et éventuellement le moment fléchissant dans l'autre direction).

5.6.3.3 Résistance à l'effort tranchant des éléments hors des zones de rotule plastique

(1) P Vérification de la compression diagonale de l'âme

$$V_C \leq V_{Rd2} \quad (5.10)$$

(2) P Vérification de l'armature transversale

$$V_C \leq V_{cd} + V_{wd} \quad (5.11)$$

où :

V_C est l'effort tranchant résultant du dimensionnement en capacité comme précisé en 5.3.

L'effort tranchant résistant de calcul doit être déterminé en conformité avec l'ENV 1992, Partie 1 comme suit :

V_{Rd2} avec la formule 4.19

$V_{cd} = V_{Rd1}$ avec la formule 4.18

V_{wd} avec la formule 4.23

NOTE Les formules (4.19), (4.18) et (4.23) sont répétées ici sous forme succincte afin de faciliter la référence.

$$V_{Rd2} = 0,5 v f_{cd} b_w 0,9 d \quad \text{avec} \quad v = \frac{f_{ck}}{200} \geq 0,5$$

$$V_{cd} = V_{Rd1} = [\tau_{Rd} k (1,2 + 40 \rho_1) + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d$$

où :

$$\tau_{Rd} = 0,035 f_{ck}^{2/3}$$

$$k = 1,6 - d \geq 1$$

$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w d} > 0,02$ est le pourcentage d'armatures longitudinales tendues ;

$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c}$ est la contrainte normale moyenne due aux effets sismiques de calcul ; et

d est l'épaisseur de la section, en mètres ;

$$V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s} 0,9 f_{ywd}$$

où :

A_{sw} et s sont respectivement la section et l'espacement des cadres ;

f_{ywd} est la limite élastique de l'armature d'effort tranchant ; et

b_w est la largeur de l'âme de la section.

5.6.3.3 (2) P A Dans la note, la valeur de ρ_1 est $\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w d} < 0,02$.

5.6.3.4 Résistance à l'effort tranchant des rotules plastiques

(1) P Vérification de la compression diagonale

$$V_C < V_{Rde} \quad (5.12)$$

où :

$V_{Rde} = 0,275 v f_{ck} b_{wc} d_c$ est l'effort tranchant résistant correspondant à la résistance à la compression du béton après dégradation

où :

$$v = 0,7 - \frac{f_{ck}}{200} \geq 0,5 ; \text{ et}$$

b_{wc}, d_c sont respectivement la largeur de l'âme confinée et l'épaisseur de la section.

(2) P Vérification de l'armature d'effort tranchant

$$V_C \leq V_{cde} + V_{wd} \quad (5.13)$$

où :

V_{cde} est la contribution du béton après dégradation, égale à :

$$V_{cde} = 0 \text{ si } \eta_k \leq 0,1$$

$$V_{cde} = 2,5 \tau_{Rd} b_{wc} d_c \text{ pour } \eta_k > 0,1$$

$$\text{avec } \eta_k = \frac{N_{Ed}}{A_{cc} f_{ck}}$$

V_{wd} est la contribution de l'armature calculée conformément au 5.6.3.3 (2) ;

N_{Ed} est l'effort normal de calcul positif en cas de compression ; et

A_{cc} est la surface de béton confiné (noyau) de la section.

(3) Dans les sections circulaires, la surface effective de cisaillement $b_{wc}d_c$ peut être supposée égale à la section de béton confiné $\frac{\pi D_{sp}^2}{4}$ et d_c peut être prise égal à D_{sp} , où D_{sp} est le diamètre de la spirale.

5.6.3.4 (3) I Le terme «spirale» est remplacé par «cerce».

(4) P Vérification au glissement sous cisaillement

$$V_C \leq A_v f_{yd} + \min N_{Ed} \quad (5.14)$$

où :

A_v est l'armature longitudinale totale répartie ayant une résistance de calcul égale à f_{yd} .

(5) La vérification ci-dessus (5.14) n'est pas applicable dans des éléments du type mur bas avec un rapport de cisaillement $a_s = \frac{M}{V_d} < 2,0$. Pour ces cas, qui sont très rares dans les ponts, les dispositions de l'ENV 1998 Partie 1.3 doivent être appliquées.

5.7 Vérification de la résistance des éléments en acier et des éléments mixtes

5.7.1 Piles

(1) P La vérification de la résistance et de la ductilité des éléments en acier ou mixtes constituant les piles doit être réalisée comme il est précisé dans l'ENV 1998, en 3.2, 3.5, 3.6 et 3.7 Partie 1.3. Pour les structures ductiles les classes de section transversale 1 ou 2 doivent être utilisées. Pour les structures à ductilité limitée, on peut utiliser les classes de section transversale 1, 2 ou 3.

5.7.2 Tablier

(1) P Pour les vérifications des tabliers de pont, il y a lieu de se reporter à 6.1.

5.8 Fondations

5.8.1 Généralités

(1) P Les systèmes de fondation des ponts doivent être dimensionnés en respectant les exigences fondamentales exposées en 5.1 Partie 5. Plus précisément, les fondations des ponts ne doivent pas être utilisées intentionnellement comme des sources de dissipation de l'énergie hystérétique, et c'est pourquoi elles doivent être dimensionnées, autant que possible, de manière à ne pas être endommagées sous l'effet de l'action sismique.

(2) P L'effet possible d'interaction sol-structure doit être évalué sur la base des dispositions appropriées de la section 6 de la Partie 5. Pour les ponts spéciaux, on peut utiliser l'analyse non linéaire pour l'estimation des effets non linéaires concernés.

5.8.2 Effets des actions de calcul

(1) P Pour la vérification de la résistance, les effets des actions de calcul sur les fondations doivent être évalués comme suit :

(2) P Ponts à comportement à ductilité limitée

Les effets des actions de calcul doivent être obtenus par l'analyse linéaire de la structure sous les actions sismiques de calcul définies en 3.2.2.5, multipliés par le coefficient q utilisé.

(3) P Ponts à comportement ductile

Les effets des actions de calcul doivent être obtenus en appliquant aux piles le procédé de dimensionnement en capacité, conforme à 5.3.

5.8.3 Vérification de la résistance

(1) P La vérification de la résistance des éléments de fondation doit être effectuée conformément à 5.4.1 (fondations superficielles) et à 5.4.2 (pieux et puits) de la Partie 5.

6 Dispositions constructives spécifiques

6.1 Domaine d'application

(1) P Les règles de cet article sont applicables aux structures à comportement ductile et visent à assurer un niveau minimal de ductilité en courbure/rotation aux rotules plastiques. En fonction des matériaux, il y a lieu d'appliquer les dispositions de 2.2 Partie 1-3, pour la classe de ductilité «H» d'éléments en béton et de 3.2 pour les éléments structuraux en acier.

(2) P Pour les structures à comportement à ductilité limitée, on trouve en 6.5 des détails concernant les sections critiques. Les matériaux pour les éléments en béton doivent être conformes aux dispositions de 2.2 Partie 1-3 pour la classe de ductilité «L».

(3) P En général, la formation de rotules plastiques dans le tablier n'est pas permise. C'est pourquoi l'application des dispositions constructives spécifiques, autres que celles valables pour les ponts soumis aux actions permanentes et variables non sismiques, n'est pas nécessaire (voir Parties 2 des Eurocodes appropriés).

6.1 (3) P I La formation de rotules plastiques dans le tablier n'est jamais permise.
--

6.2 Piles en béton

6.2.1 Confinement

(1) P Un comportement ductile de la zone comprimée de béton doit être assuré le long des régions à rotules plastiques potentielles.

(2) P Dans les régions à rotules potentielles dans lesquelles l'effort normal normalisé (voir 5.3 (3)) dépasse la limite :

$$\eta_k = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{ck}} > 0,08 \quad (6.1)$$

le confinement de la zone comprimée conformément à 6.2.1.3 est en général nécessaire.

(3) P Le confinement n'est pas requis dans les piles ayant des sections à parois minces (sections en caisson ou en I) si, sous charges sismiques ultimes, une ductilité en courbure

$$\mu_c = [13] \quad (6.2)$$

peut être atteinte, sans que la déformation maximale due à la compression du béton, ne dépasse

$$\varepsilon_{cu} = 0,35 \% \quad (6.3)$$

6.2.1 (3) P A L'expression (6.3) est remplacée par :

$$\varepsilon_{cu} = 0,20 \% \left(1 + \frac{\varepsilon_o u'}{4i^2} \right)$$

où :

ε_o est l'excentricité de la composante normale de la force extérieure par rapport au centre de gravité de la section du béton seul ;

u' désigne la distance du bord le moins comprimé ou le plus tendu à l'axe central de la section du béton seul perpendiculaire au plan de flexion ;

i est son rayon de giration par rapport à l'axe central précité ;

ε_{cu} est limité à 0,35 %.

(4) P Dans le cas des zones comprimées profondes, le confinement peut être limité à la profondeur dans laquelle la déformation de compression dépasse $0,5 \varepsilon_{cu}$.

(5) P La quantité des armatures de confinement est caractérisée par le taux mécanique de ferrailage :

$$\omega_{wd} = \rho_w \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (6.4)$$

où :

ρ_w est le taux de ferrailage transversal défini en 6.2.1.1 ou en 6.2.1.2.

6.2.1.1 Sections rectangulaires

(1) P Le taux de ferrailage transversal est défini par :

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b} \quad (6.5)$$

où :

A_{sw} est la section totale des frettes ou des épingles dans l'une des directions du confinement ;

s est l'espacement dans la direction longitudinale entre les frettes ou les épingles, soumis aux restrictions suivantes :

- $s \leq 6$ fois le diamètre des barres longitudinales ;
- $s \leq 1/5$ de la dimension minimale du noyau en béton ;

b est la dimension du noyau en béton perpendiculaire à la direction du confinement considérée, mesurée du côté extérieur de la frette.

(2) P La distance C entre les côtés des frettes ou entre les épingles transversales supplémentaires, ne doit pas dépasser 1/3 de la dimension minimale b_{\min} du noyau en béton, ni 350 mm. Il n'est pas nécessaire que cette distance soit inférieure à 200 mm (voir Figure 6.1).

6.2.1.1 (1) P (2) P A Le terme «frette» est remplacé par «cadre» ou par «étrier».

(3) P Les barres inclinées d'un angle $\alpha > 0$, par rapport à la direction du confinement, doivent être supposées contribuer à la section totale A_{sw} de l'équation (6.5), avec leur section multipliée par $\cos \alpha$.

6.2.1.2 Sections circulaires

(1) P Lorsque l'on emploie des armatures en forme de spirale, le taux de ferrailage en volume par rapport au noyau en béton est donné par :

$$\rho_w = 4 \frac{A_{sp}}{D_{sp} \cdot s} \quad (6.6)$$

où :

A_{sp} est la section des cerces ou des barres en forme de spirales ;

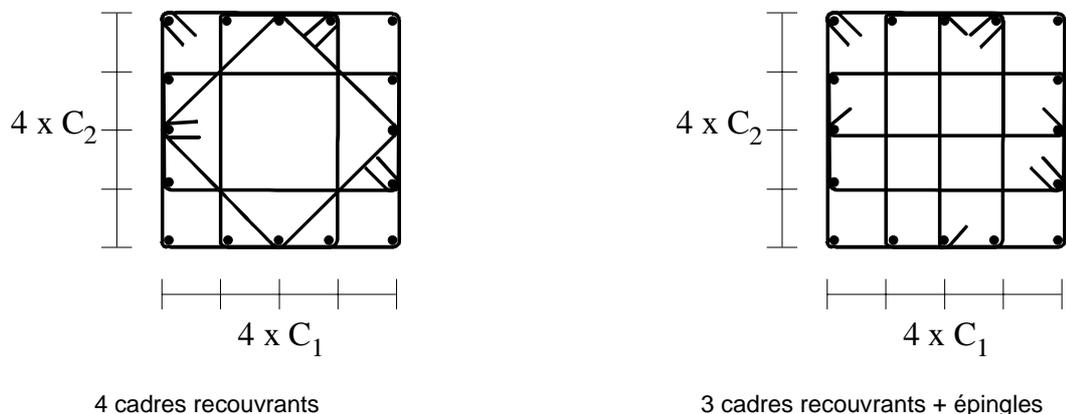
D_{sp} est le diamètre des cerces ou des barres en spirale ;

s est l'espacement de ces barres, soumis aux restrictions suivantes :

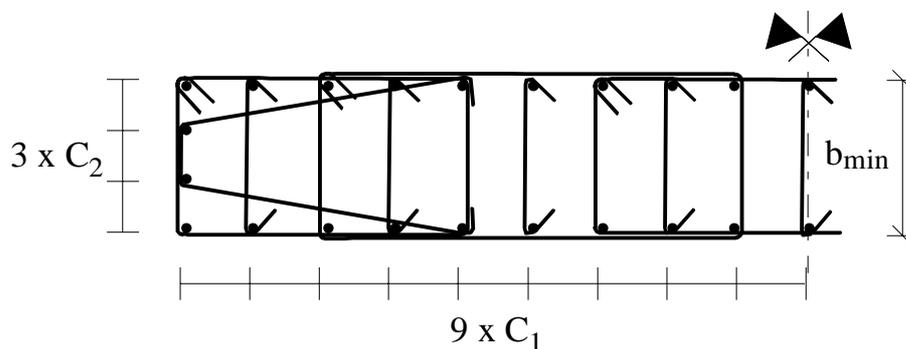
- $s \leq 6$ fois le diamètre des barres longitudinales ;
- $s \leq 1/5$ du diamètre du noyau en béton.

6.2.1.2 (1) P A L'emploi de spirales hélicoïdales est interdit.

Le terme «spirale» est remplacé par «cerce».

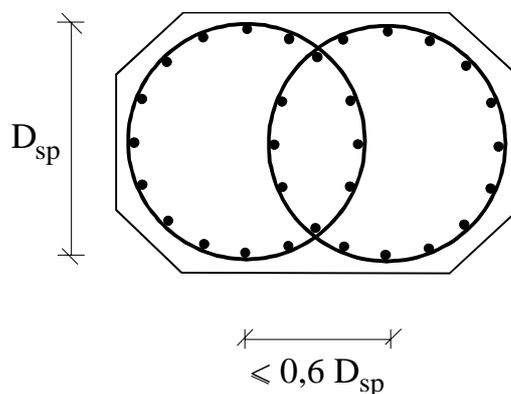


C_1 et $C_2 \leq \left(\frac{b}{3}, 350 \text{ mm}\right)$
sans être inférieur à 200 mm



Cadres recouvrants + épingles (éléments de mur)

Disposition typique utilisant des cadres recouvrants et des épingles



Disposition typique utilisant des spirales coopérantes

Figure 6.1 — Dispositions typiques des armatures de confinement

Figure 6.1 A «Disposition typique utilisant des spirales coopérantes» est remplacé par «Disposition typique utilisant des cerces coopérantes».

6.2.1.3 Armatures de confinement exigées

(1) P La quantité minimale d'armature de confinement doit être déterminée comme suit :

- pour des cadres rectangulaires et des épingles

$$\omega_{wd} \geq 1,74 \frac{A_c}{A_{cc}} (0,009 \mu_c + 0,17) \eta_k - 0,07 \geq \omega_{w, \min} \quad (6.7)$$

où :

A_c est la surface brute de béton de la section ;

A_{cc} est la surface de béton confinée (noyau) de la section ; et

μ_c est la ductilité en courbure requise.

En fonction du comportement sismique visé pour le pont, on applique les valeurs minimales données dans le Tableau 6.1.

Tableau 6.1 — Valeurs minimales de μ_c et $\omega_{w, \min}$

Comportement sismique	μ_c	$\omega_{w, \min}$
ductile	[13]	[0,12]
à ductilité limitée	[7]	[0,08]

- pour des cadres circulaires (spirales)

$$\omega_{wd,c} = 1,40 \omega_{wd,r} \quad (6.8)$$

(2) P Lorsque l'on utilise des cadres rectangulaires et des épingles, la condition de ferrailage minimal doit être satisfaite pour les deux directions transversales.

(3) P Les spirales se recouvrant sont assez efficaces pour confiner des sections approximativement rectangulaires. La distance entre les centres des spirales coopérantes ne doit pas dépasser $0,6 D_{sp}$, où D_{sp} est le diamètre de la spirale (voir Figure 6.1).

6.2.1.3 (3) P A Le terme « spirale » est remplacé par « cerce ».

6.2.1.4 Extension du confinement — Longueur des rotules plastiques potentielles

(1) P Lorsque $\eta_k = \frac{N_{Ed}}{A_f f_{ck}} \leq 0,3$ la longueur de calcul des rotules plastiques potentielles doit être considérée

comme la plus grande des dimensions suivantes :

- épaisseur de la section de la pile perpendiculairement à l'axe de la rotule ;
- distance entre le point de moment maximal et le point où le moment est réduit de 20 %.

(2) P Lorsque $0,6 \geq \eta_k > 0,3$ la longueur de calcul des rotules plastiques potentielles, déterminée comme indiqué ci-dessus, doit être majorée de 50 %.

(3) La longueur de calcul des rotules plastiques (L_h) définie plus haut est destinée à être utilisée exclusivement pour définir les dispositions constructives de ferrailage de la rotule. Elle ne doit pas être utilisée pour évaluer la rotation de la rotule.

(4) P Lorsqu'un ferrailage de confinement est requis, la quantité précisée en 6.2.1.3 doit être disposée sur toute la longueur de la rotule plastique. Au-delà de cette longueur, l'armature transversale doit être réduite graduellement jusqu'à la quantité requise par d'autres critères. La quantité d'armature transversale, prévue sur une longueur supplémentaire L_h , adjacente à l'extrémité théorique de la rotule plastique, ne doit pas être inférieure à 50 % de la quantité de l'armature de confinement.

6.2.2 Flambement des armatures longitudinales comprimées

(1) P Le flambement des armatures longitudinales doit être évité le long des zones à rotules plastiques potentielles même après plusieurs cycles dans le domaine plastique. Pour cette raison, le flambement vers l'extérieur de toutes les barres longitudinales principales doit être empêché par les armatures transversales (cadres ou épingles) perpendiculaires aux barres longitudinales, et espacée au maximum de $6 d_{s\ell}$, où $d_{s\ell}$ est le diamètre de la barre longitudinale.

(2) P Les épingles de maintien doivent être ancrées, le long des extrémités des sections droites, à des distances ne dépassant pas 20 cm, par des retours prolongés vers l'intérieur de l'élément.

(3) P La quantité minimale des épingles doit être déterminée comme suit :

$$\frac{A_t}{s} = \frac{\sum A_s \cdot f_{ys}}{1,6 \cdot f_{yt}} \quad (\text{mm}^2/\text{m}) \quad (6.9)$$

où :

A_t est la section d'un brin de l'épingle, en mm^2 ;

s est la distance entre les brins verticaux des épingles, en m ;

$\sum A_s$ est la somme des sections des barres longitudinales, maintenues par les épingles, en mm^2 ;

f_{yt} est la limite élastique des épingles ; et

f_{ys} est la limite élastique des armatures longitudinales.

6.2.3 Autres règles

(1) P Du fait de la perte potentielle de l'enrobage de béton dans la zone de rotule plastique, l'ancrage de l'armature de confinement doit être effectué par des crochets à 135° entourant une barre longitudinale et par un prolongement approprié (minimum 10 diamètres) dans le noyau de béton.

(2) P Un ancrage similaire ou une soudure par recouvrement à pleine résistance est exigé pour le raccordement des spirales à l'intérieur des régions des rotules plastiques potentielles.

6.2.3 (2) P A Le terme « spirale » est remplacé par « cerce ».

(3) P La jonction des barres longitudinales par recouvrement ou par soudure n'est pas autorisée à l'intérieur de la région des rotules plastiques.

6.2.3 (3) P A Dans le cas d'impossibilité pratique d'éviter la jonction des barres longitudinales par recouvrement à l'intérieur de la région des rotules plastiques, les longueurs de recouvrement sont doublées et les aciers transversaux sont majorés afin d'assurer une couture totale dans la zone de recouvrement.

De plus, on évalue le moment résistant de la rotule plastique (en vue de la vérification du critère de cohérence du paragraphe 4.1.6 (6) P I C) en prenant en compte la contrainte d'adhérence limite entre l'acier et le béton et non la contrainte réglementaire dans laquelle figure déjà un coefficient de sécurité.

6.2.3 (3) P C L'utilisation de coupleurs à l'intérieur de la région des rotules plastiques est admise dans les cas suivants :

- des essais montrent que l'assemblage coupleur-armatures n'a pas de ruptures prématurées par fragilité ;
- en l'absence d'essais spécifiques, il est utilisé un coefficient de sécurité partiel égal à 1,4 destiné à empêcher des ruptures prématurées par fragilité.

6.3 Piles en acier

(1) P Pour les structures ductiles, on doit appliquer les règles de détail de 3.5.3 Partie 1.3.

6.4 Fondations

6.4.1 Fondations superficielles et semi-profondes

(1) P Pour toutes les structures de fondations superficielles et semi-profondes telles que les semelles, les radiers, les caissons, les puits etc. il n'est pas admis de les faire travailler dans le domaine plastique sous l'effet des actions sismiques de calcul. Par conséquent, leur ferrailage ne nécessite pas de dispositions constructives spéciales.

6.4.2 Fondations sur pieux

(1) P Dans le cas des fondations sur pieux, il est parfois difficile, sinon impossible, d'éviter des plastifications localisées dans les pieux. Dans de pareils cas, l'intégrité des pieux et le comportement ductile doivent être assurés.

(2) P Les localisations potentielles des rotules sont :

- a) à proximité de la tête des pieux, à la jonction avec la semelle de fondation, lorsque les caractéristiques mécaniques des couches supérieures du sol sont faibles ;
- b) aux interfaces des couches du sol ayant des déformabilités au cisaillement sensiblement différentes.

(3) P Pour les localisations de type (a), on doit prévoir, sur une longueur verticale égale à 5 fois le diamètre du pieu, un ferrailage de confinement dont la quantité est précisée en 6.2.1.3.

(4) P Pour les localisations de type (b), et en l'absence d'une analyse plus rigoureuse, il y a lieu de prévoir un ferrailage longitudinal et un ferrailage de confinement, leurs quantités étant les mêmes que celles exigées pour la tête du pieu. La longueur sur laquelle doivent être disposées ces armatures est égale à deux fois le diamètre du pieu, de chaque côté de l'interface entre les couches du sol.

6.5 Structures à ductilité limitée

(1) P Pour des structures ayant un comportement à ductilité limitée dimensionnées avec $q \leq 1,5$ et situées dans des zones de sismicité modérée ou forte ($a_g > [0,10 g]$), les règles suivantes sont applicables aux régions critiques. Elles visent à assurer un minimum de ductilité limitée.

6.5 (1) P A Les zones de sismicité modérées ou fortes sont telles que $a_N > 1,5 \text{ m/s}^2$.

(2) Il est recommandé d'appliquer les mêmes règles pour les structures situées dans des zones à faible sismicité.

(3) P Une section est considérée comme étant critique, c'est-à-dire qu'une rotule plastique y est localisée lorsque :

$$\frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} < 1,30 \quad (6.10)$$

où :

M_{Ed} est le moment de calcul maximal sous l'effet de combinaisons d'actions sismiques ;

M_{Rd} est le moment fléchissant résistant minimal de la section sous l'effet de la même combinaison.

(4) Autant que possible, l'emplacement de la rotule plastique potentielle doit être accessible pour le contrôle.

(5) P Un ferrailage de confinement doit être prévu dans le cas où, conformément à 6.2.1(3), le confinement s'avère nécessaire pour atteindre une ductilité en courbure minimale $\mu_c = [7]$. Dans ce cas, il est également exigé de s'assurer contre le flambement des aciers longitudinaux, conformément aux règles de 6.2.2.

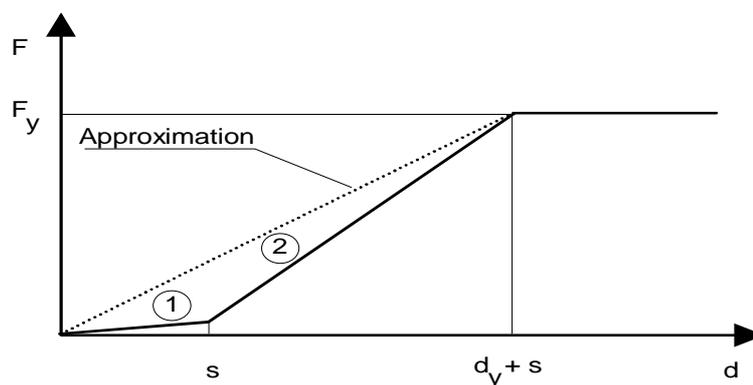
6.6 Appareils d'appui et attelages sismiques

6.6.1 Exigences générales

(1) P Les actions horizontales non sismiques agissant sur le tablier doivent être transmises aux éléments d'appui (culées ou piles) par des assemblages structuraux qui peuvent être monolithiques ou par des appareils d'appui. Pour les actions non sismiques, les appuis doivent être vérifiés conformément aux codes et aux normes appropriés (Parties 2 des Eurocodes de projet et EN 1337).

(2) P L'action sismique de calcul doit en général être transmise par les appareils d'appui. Les attelages sismiques prévus avec un jeu approprié, afin de permettre les déplacements non sismiques du pont, peuvent être utilisés pour transmettre la totalité de l'action sismique de calcul, à condition d'avoir judicieusement prévenu les effets de chocs potentiels. Dans ce cas, l'analyse pour l'action sismique doit être basée sur un modèle approprié qui tienne compte d'une approximation linéaire de la relation force-déplacement de la structure ainsi attelée.

NOTE Cette fonction d'attelage sismique peut ne pas être applicable aux ponts soumis à des actions horizontales non sismiques fortes, ou à des limitations de déplacements particulières, comme par exemple les ponts de chemin de fer.



Légende

s Jeu de l'attelage

d_y Flèche élastique maximale de l'appui

① Rigidité de l'appareil d'appui

② Rigidité du support

Figure 6.2 — Relation force-déplacement pour une structure attelée

(3) P L'intégrité structurale du pont doit être assurée en cas de déplacements sismiques extrêmes. Cette exigence doit être satisfaite au droit des supports fixes par le dimensionnement en capacité des appuis normaux ou en prévoyant des attelages additionnels comme défense supplémentaire. Au droit des assemblages mobiles, il y a lieu de prévoir soit des repos d'appui appropriés conformes à 6.6.4, soit des attelages sismiques.

(4) P Tous les types d'appareils d'appui doivent pouvoir être remplacés sans difficulté majeure.

6.6.1 bis A Transmission des efforts sismiques.

Le séisme développe dans le tablier des efforts horizontaux d'inertie.

Le schéma mécanique de la transmission de ces efforts aux appuis dépend de la nature des appareils d'appui utilisés et de leur capacité à reprendre ces efforts.

Les divers schémas envisageables sont :

- reprise directe de toutes les actions horizontales par des éléments structuraux (encastrement ou articulation du tablier aux piles et culées, pont à béquille, portiques, butées et clés, etc.) ;
- reprise directe de toutes les actions horizontales (ou une partie seulement) par l'intermédiaire d'appareils d'appui fixes ou monodirectionnels (reprise des actions horizontales transversales) ;
- libres déformations par emploi d'appuis glissants avec reprise des efforts soit par quelques éléments structuraux, soit par quelques appuis fixes dans une ou dans toutes les directions horizontales ;
- reprise de toutes les actions (ou une partie seulement) par des appareils d'appui en élastomère fretté ;
- reprise des actions sismiques indépendamment des autres au moyen de dispositifs spéciaux, qui dissipent l'énergie vibratoire soit par déformation plastique d'un élément (lien sismique) soit à travers un amortisseur ;
- libre déformation au niveau des appareils d'appui mobiles multidirectionnels. Dans ce cas, les déplacements sont limités par des dispositifs de butée à absorption d'énergie (butées parasismiques) susceptibles :
 - soit de limiter les déplacements en deçà d'une certaine valeur ;
 - soit d'entrer en action dès le début du déplacement et de transmettre une partie des efforts de manière élastique ou élasto-plastique.

Les appareils d'appui ont une raideur propre qui doit être prise en compte pour calculer les périodes propres de l'ouvrage. Il convient notamment de libérer les liaisons correspondant aux directions suivant lesquelles les appareils d'appui sont mobiles.

Les organes de transmission des efforts (appareils d'appui, butées parasismiques) doivent être dimensionnés en fonction de leur type et de leur rôle, selon 6.6.1 ter A.

6.6.1 ter A Actions de calcul.

On dimensionne les organes d'appui sous les sollicitations dues aux efforts horizontaux en déterminant ceux-ci par une des trois méthodes suivantes :

- a) les efforts horizontaux sont calculés selon les combinaisons d'actions définies en 5.5. Ils sont multipliés par le coefficient 1,4 (0,8 + 0,2 q) ;
- b) les organes d'appui sont dimensionnés selon les combinaisons d'actions définies en 5.5 sans aucune majoration des sollicitations. Les précautions complémentaires suivantes sont prises :
 - les repos d'appuis transversal et longitudinal sont calculés suivant les dispositions du paragraphe 6.6.4(3) avec :

$$I_{ov} = I_m + 1,4 (d_{eg} + d_{es})$$

- les butées sont calculées pour reprendre une fraction de l'effort de dimensionnement de l'appui égale à 1,4 (0,8 + 0,2 q) - 1.

Les butées doivent laisser libres les déformations des appuis sous charges de dimensionnement sans aucun jeu complémentaire.

- c) Les organes d'appui ne sont pas dimensionnés pour résister aux efforts horizontaux sismiques (il est donc admis un endommagement en cas de séisme à condition que la portance verticale ne soit pas affectée) mais sont complétés par des butées élastiques, élasto-plastiques ou à absorption d'énergie.

Le modèle de calcul doit tenir compte de la loi de comportement réel de l'appui (organes d'appui et butées élastiques, élasto-plastiques ou à absorption d'énergie).

Les efforts horizontaux issus de ce calcul particulier sont ensuite multipliés par le coefficient 1,4 (0,8 + 0,2 q).

Dans l'hypothèse où le comportement de l'appui tel qu'envisagé en c) peut être modélisé par une loi «effort-déformation» non linéaire ou bilinéaire, à rigidité croissant avec la déformation, un calcul linéaire équivalent, avec le module sécant de l'appui, peut être effectué. À défaut de la détermination du module sécant exact (ce qui nécessite des calculs itératifs), deux valeurs de module encadrant le module sécant peuvent être prises en compte.

En tout état de cause, les efforts dus aux actions de freinage sur l'ouvrage ne sont pas à prendre en compte lors des vérifications sous actions sismiques.

6.6.2 Appareils d'appui

6.6.2.1 Appareils d'appui fixes

(1) P Les actions sismiques de calcul agissant sur les appareils d'appui fixes doivent être déterminées comme des effets du dimensionnement en capacité ; toutefois il n'est pas nécessaire qu'elles dépassent celles qui correspondent à $q = 1$.

(2) Les appareils d'appui fixes peuvent être dimensionnés uniquement pour les effets des combinaisons sismiques de calcul, à condition qu'ils puissent être remplacés sans difficulté majeure et que des attelages sismiques soient prévus comme défenses supplémentaires.

6.6.2.2 (2) I Les appareils d'appui fixes sont dimensionnés comme indiqué en 6.6.1 ter A.

6.6.2.2 Appareils d'appui mobiles

(1) P Les appareils d'appui mobiles doivent supporter sans endommagement le déplacement sismique de calcul total, déterminé conformément à 2.3.6.3 (2).

6.6.2.3 Appareils d'appui en élastomère

(1) P Les appareils d'appui en élastomère peuvent être utilisés dans les cas suivants :

- a) sur des appuis individuels, pour supporter les déformations imposées et pour résister uniquement aux actions horizontales non sismiques, la résistance aux actions sismiques de calcul étant assurée par des assemblages structuraux (monolithiques ou réalisés par des appareils d'appui fixes) du tablier avec d'autres éléments d'appui (piles ou culées) ;
- b) sur certains ou sur tous les appuis, ayant la même fonction qu'au point (a) ci-dessus, en combinaison avec des attelages sismiques dimensionnés pour résister à l'action sismique ;
- c) sur tous les appuis, pour résister aux actions non sismiques ainsi qu'aux actions sismiques.

(2) P Les appareils d'appui en élastomère utilisés dans les cas (a) et (b) doivent être dimensionnés pour résister aux déformations maximales de cisaillement correspondant à l'action sismique de calcul.

(3) P Le comportement sismique des ponts, dans les cas où l'action sismique est reprise en totalité par les appareils d'appui en élastomère sur tous les supports (cas (c) ci-dessus), est régi par la grande flexibilité des appuis. Cette catégorie de ponts, ainsi que leurs appuis, doivent être dimensionnés conformément à la section 7.

6.6.2.3 (1) P (2) P (3) P I Les appareils d'appui en élastomère sont utilisés et dimensionnés selon 6.6.1 ter A.

6.6.3 Attelages sismiques

(1) P Les attelages sismiques peuvent consister en dispositifs à clavettes, tampons, amortisseurs, et/ou boulons ou câbles de liaison. Les assemblages par frottement ne sont pas considérés comme des attelages effectifs.

(2) P Les attelages sismiques sont exigés dans les cas suivants :

- a) en complément aux appareils d'appui en élastomère, si nécessaire, afin de supporter les actions sismiques de calcul ;
- b) en complément aux appareils d'appui fixes qui ne sont pas dimensionnés pour les effets de calcul en capacité ;
- c) en complément aux appareils d'appui normaux en élastomère fretté, dimensionnés pour supporter l'action sismique de calcul (voir 7.6.3.) ;
- d) entre le tablier et la culée ou la pile, aux appuis d'extrémité mobiles, en direction longitudinale, lorsque les exigences pour le repos d'appui minimal, conformes à 6.6.4, ne sont pas satisfaites ;
- e) entre les parties contiguës du tablier séparées par un joint intermédiaire de dilatation (situé à l'intérieur d'une travée).

(3) P Les actions sismiques de calcul pour les attelages sismiques des paragraphes ci-dessus doivent être déterminées comme suit :

- dans les cas (a) et (b) comme effets du dimensionnement en capacité (la résistance horizontale des appuis doit être supposée nulle) ;

dans les cas (c), (d) et (e), faute d'une analyse rationnelle qui tienne compte de l'interaction entre le tablier et les appuis, les éléments de liaison peuvent être dimensionnés pour une action égale à aQ où $a = \frac{a_g}{g}$. Dans ces relations, a_g représente la valeur de calcul de l'accélération du sol et Q le poids du tronçon de tablier lié à une pile ou à une culée, ou, dans le cas de deux tronçons de tablier liés l'un à l'autre, le plus faible des deux poids.

6.6.3 (2) P (3) P I Les butées sont utilisées et dimensionnées selon 6.6.1 ter A.

Dans les autres cas, faute d'une analyse rationnelle qui tienne compte de l'interaction entre le tablier et les appuis, les éléments de liaison peuvent être dimensionnés pour une action égale à $0,5aQ$ pour les organes horizontaux et $0,35aQ$ pour les organes verticaux.

Dans ces relations :

$$a = \frac{\gamma_I a_g}{g}$$

$\gamma_I a_g$ représente la valeur de calcul de l'accélération du sol ;

Q représente le poids du tronçon de tablier lié à une pile ou à une culée, ou, dans le cas de deux tronçons de tablier liés l'un à l'autre, le plus faible des deux poids.

(4) P Les attelages doivent être prévus avec un jeu ou des marges appropriés de manière à demeurer inactifs :

- sous l'effet de l'action sismique de calcul dans les cas (b), (c), (d) et (e) ;
- sous l'effet d'actions non sismiques dans le cas (a).

6.6.3 (4) P I Cet alinéa est invalidé sans être remplacé.

(5) Lorsque l'on utilise des attelages sismiques, il est recommandé de prévoir des dispositifs destinés à réduire les effets de choc.

(6) P Des dispositifs anti-soulèvement doivent être prévus sur tous les appuis où la valeur de calcul de la réaction sismique totale verticale se soustrait aux réactions dues aux charges permanentes, et en dépasse les pourcentages suivants :

- 80 % dans les structures à comportement ductile, où la valeur de calcul de la réaction sismique verticale est déterminée comme un effet de dimensionnement en capacité, toutes les rotules plastiques ayant développé leur surcapacité ;
- 50 % dans les structures à comportement non ductile, où la valeur de calcul de la réaction sismique verticale est déterminée par l'analyse sous l'effet des seules actions sismiques de calcul (incluant la contribution de la composante sismique verticale).

(7) P Les exigences précédentes (6) se rapportent à la réaction verticale totale du tablier sur un appui et ne sont pas applicables pour des appareils d'appui individuels. Néanmoins, aucun soulèvement des appareils d'appui isolés ne doit se produire sous l'action sismique de calcul.

6.6.4 Repos d'appui minimal

(1) P Sur les appuis où un déplacement relatif entre l'élément supporté et le support est prévu sous les charges sismiques, un repos d'appui minimal doit être prévu.

(2) P Ce repos d'appui doit assurer que la fonction du support soit maintenue en cas de déplacement sismique extrême.

(3) Faute d'une estimation plus précise le repos d'appui minimal l_{ov} peut être évalué comme suit :

$$l_{ov} = l_m + d_{eg} + d_{es} \quad (6.11)$$

$$d_{eg} = \frac{L v_g}{c \cdot p} \leq 2 d_g \quad (6.12)$$

où :

l_m est la longueur minimale d'appui assurant la transmission en toute sécurité de la réaction verticale, avec un minimum de [40 cm] ;

d_{eg} est le déplacement effectif des deux parties, dû au déplacement sismique différentiel du sol ;

d_g est la valeur de calcul du pic de déplacement du sol, définie en 4.2.3 Partie 1-1 de l'ENV 1998 et donnée dans le Tableau 6.2 ;

v_g est le pic de la vitesse du sol estimée à partir de l'accélération de calcul du sol $a_g = a_g$, utilisant les valeurs du rapport v_g / a_g données dans le Tableau 6.2 ; et

c_p est une estimation basse de la vitesse de propagation dans le sol des ondes de compression. Faute de données plus précises, les valeurs caractéristiques du Tableau 6.3 peuvent être utilisées.

Tableau 6.2 — Caractéristiques du mouvement du sol

Classe du sol	A	B	C
Rapport v_g / a_g (s)	0,090	0,135	0,160
Rapport d_g / a_g (s ²)	0,06	0,09	0,108

Tableau 6.3 — Estimation basse de la vitesse de propagation des ondes de compression

Type de sol	c_p (m/s)
Roche	1 000
Sol granulaire dense ou argiles Dures surconsolidées	500
Sables de densité moyenne (silteux)	300
Argiles moyennes à molles	150

L est la longueur effective du tablier (ou du tronçon de tablier) estimée comme suit :

- pour des tabliers assemblés à certaines piles, soit de manière rigide, soit par des attelages sismiques, L est la distance entre l'appui considéré et la plus proche des piles liées au tablier. Si un groupe de piles est lié au tablier, L est la distance entre l'appui et le centre du groupe ;
- pour des tabliers (ou tronçons de tablier) assemblés à la culée de l'autre extrémité par des attelages sismiques, L est la longueur totale du tablier (ou du tronçon de tablier) ;

d_{es} est le déplacement sismique effectif du support dû à la déformation de la structure, estimée comme suit :

- pour des tabliers assemblés à des piles, soit de manière monolithique, soit par des appareils d'appui fixes agissant comme des liaisons sismiques complètes, $d_{es} = d_{Ed}$, où d_{Ed} est la valeur de calcul du déplacement sismique longitudinal total, déterminé conformément à l'équation (2.7), en 2.3.6.3 ;
- pour les tabliers assemblés à des piles ou à une culée, par des attelages sismiques dont le jeu est égal à s :

$$d_{es} = d_{Ed} + s \quad (6.13)$$

6.6.4 (3) A Pour les ponts biais, le repos d'appui b est multiplié par le coefficient $[1 + (75 - \varphi) / 120]$ où φ est l'angle de l'axe du tablier avec l'axe de ses appuis en degrés. Pour $\varphi > 75^\circ$, le coefficient multiplicatif est pris égal à 1. Pour $\varphi < 60^\circ$, des butées de protection sont en plus à prévoir.

(4) Dans le cas d'un joint intermédiaire entre deux tronçons du tablier ou d'un appui d'extrémité d'un tronçon de tablier sur une pile intermédiaire, le repos d'appui ℓ_{ov} doit en général être évalué en prenant la racine carrée de la somme des carrés des valeurs calculées pour chacun des deux tronçons dans le premier cas, pour le tronçon et la pile dans le second cas.

6.7 Culées en béton et leurs murs de soutènement

6.7.1 Exigences générales

(1) P Tous les éléments structuraux des culées doivent être dimensionnés de manière à demeurer élastiques sous l'effet de l'action sismique de calcul. Le dimensionnement des fondations doit être conforme à 5.8. En fonction du rôle structural de l'assemblage horizontal entre la culée et le tablier, les règles suivantes sont à appliquer.

6.7.2 Culées liées de manière flexible au tablier

(1) P Dans le cas de ce type de culée, le tablier est supporté par des appuis mobiles ou en élastomère. Ni les appuis en élastomère, ni les attelages sismiques éventuels ne sont dimensionnés pour supporter l'action sismique de calcul. Ce type de culées a une contribution négligeable en ce qui concerne le maintien horizontal du tablier.

(2) P Pour le dimensionnement sismique de ces culées les actions suivantes, supposées agir en phase, doivent être prises en compte.

- a) Poussées des terres incluant les effets sismiques, déterminées conformément à la section 7 de l'ENV 1998, Partie 5 ;
- b) forces d'inertie agissant sur la masse de la culée et sur la masse du remblai supportée éventuellement par la culée. Ces effets peuvent être déterminés, en général, en utilisant la valeur de calcul de l'accélération du terrain a_g ;
- c) actions transmises par les appareils d'appui, déterminées comme effets du dimensionnement en capacité conformément à 5.3 (5) et 5.3 (6).

(3) P Lorsque la poussée des terres considérée en (a) ci-dessus est déterminée conformément à l'ENV 1998 Partie 5, sur la base d'un déplacement acceptable de la culée, une estimation appropriée de ce déplacement doit être faite en vue de déterminer l'espacement entre le tablier et le mur en retour de la culée. Dans ce cas, il faut s'assurer également que le déplacement considéré pour déterminer les actions (a) peut avoir lieu réellement, avant que ne survienne une défaillance éventuelle de la culée elle-même. Pour cette raison, le dimensionnement du massif de la culée doit être effectué en majorant de 30 % la partie sismique des actions (a).

6.7.3 Culées liées de manière rigide au tablier

(1) P L'assemblage entre la culée et le tablier est soit monolithique, soit réalisé par des appareils d'appui fixes ou par des attelages dimensionnés pour supporter l'action sismique. De telles culées ont une contribution majeure à la résistance sismique du tablier, dans les directions longitudinale et transversale.

(2) P Le modèle à utiliser pour l'analyse du pont doit incorporer, de manière appropriée, l'interaction entre le sol et les culées, en utilisant des valeurs réalistes pour les caractéristiques de raideur correspondantes.

(3) Lorsque la résistance sismique du pont est assurée également par la contribution d'autres appuis (piles), il est recommandé d'utiliser pour les caractéristiques du sol des valeurs estimées basses et hautes, afin d'obtenir des résultats qui soient du côté de la sécurité tant pour les culées que pour les piles.

(4) P Un coefficient de comportement $q = 1,0$ doit être utilisé, dans l'analyse du pont.

(5) P Les actions suivantes doivent être prises en compte en direction longitudinale :

a) forces d'inertie agissant sur la masse de la structure, qui peuvent être estimées en utilisant la méthode du mode fondamental (4.2.2) ;

b) poussée statique des terres agissant sur les deux culées (E_0) ;

c) les poussées des terres supplémentaires dues au séisme.

$$\Delta E_d = E_d - E_0 \quad (6.14)$$

où :

E_d est la poussée des terres totale agissant sur la culée dans les conditions sismiques. Les poussées ΔE_d sont supposées agir dans la même direction sur les deux culées.

(6) P L'assemblage du tablier avec la culée (incluant éventuellement des appareils d'appui fixes ou des attelages) doit être dimensionné, dans ce cas, pour l'effet des actions résultant des alinéas ci-dessus.

NOTE Dans ce cas, aucun dimensionnement en capacité n'est exigé puisqu'en général la résistance de la culée est intrinsèquement trop importante pour cela. Par ailleurs, l'hypothèse $q = 1,0$ est assez conservative.

(7) Pour que les détériorations du sol ou du remblai derrière les culées restent dans des limites acceptables, le déplacement sismique de calcul ne devrait pas dépasser [6] cm.

(8) La réaction du sol, provoquée par le mouvement de la culée et des murs en aile assemblés à la culée de manière monolithique, est supposée agir sur les surfaces suivantes :

- en direction longitudinale sur la face extérieure du mur de culée, qui se déplace contre le sol ou le remblai ;
- en direction transversale, sur la face interne des murs en aile de culée qui se déplacent contre le remblai.

Ces éléments de culée sont à dimensionner pour résister à cette réaction du sol, en complément à la poussée statique des terres.

6.7.4 Murs de soutènement

(1) P Les murs de soutènement indépendants doivent être dimensionnés en accord avec les règles en 6.7.2 (2) et (3).

7 Ponts avec dispositifs d'isolation

7.1 Domaine d'application

Les structures de pont munies de dispositifs d'isolation, destinés à réduire la réponse sismique, doivent être dimensionnées en respectant les dispositions de la présente section.

7.2 Action sismique de calcul

7.2.1 Spectres de dimensionnement

(1) P Pour le dimensionnement des ponts dont la période fondamentale de la structure isolée (période effective) T_1 est supérieure à 3,0 s, ou pour des ponts situés sur un sol du type C, ou encore situés à moins de 15 km d'une faille active, il est exigé d'utiliser des spectres spécifiques pour le site, avec un amortissement de 5 %, et convenablement argumentés. De tels spectres ne doivent pas être pris inférieurs au spectre élastique normal du site défini en 3.2.2, qui peut être utilisé pour le projet de tous les autres ponts.

7.2.2 Représentation temporelle

(1) P Des couples de composantes horizontales temporelles du mouvement du terrain doivent être choisis à partir d'au moins trois événements enregistrés. Pour chaque couple de composantes horizontales mis à l'échelle, la racine carrée de la somme des carrés (SRSS) du spectre des composantes amorti à 5 % ne doit pas être inférieure de plus de 10 % à la valeur de 1,3 fois le spectre amorti à 5 % du séisme de dimensionnement, dans le domaine des périodes compris entre $T_1 - 1,0$ et $T_1 + 2,0$ s.

(2) P La durée de la description temporelle doit être compatible avec les caractéristiques de magnitude et de source de l'action sismique de calcul. Les descriptions temporelles développées pour les sites situés à moins de 15 km d'une faille active importante doivent incorporer les phénomènes spécifiques au voisinage de la faille.

7.3 Méthodes d'analyse

7.3.1 Isolation totale ou partielle

(1) P L'isolation totale d'un pont est réalisée si, sous l'effet de l'action sismique de calcul la structure du pont — à l'exception possible du système d'isolation proprement dit — demeure dans le domaine élastique. Dans le cas contraire, le pont est considéré comme étant isolé partiellement. Dans ce cas, le tablier doit rester à l'intérieur du domaine élastique et la réponse post-élastique doit être limitée aux piles.

(2) P Dans le cas d'une isolation totale, on peut appliquer une analyse linéaire équivalente par le spectre de réponse (analyse fondamentale ou multimodale), en utilisant la raideur sécante effective du système d'isolation pour le déplacement de calcul, et sous réserve des conditions supplémentaires mentionnées en 7.3.2 et 7.3.3 ci-dessous. Dans le cas d'une isolation partielle, une analyse temporelle non linéaire doit être utilisée.

7.3.2 Méthode du mode fondamental

(1) P Cette méthode peut être utilisée lors du dimensionnement dans le cas de l'isolation totale si tous les critères suivants sont satisfaits :

- a) Critères généraux.
 - a.1) La distance entre le site du pont et la faille active la plus proche est supérieure à 15 km.
 - a.2) La catégorie du sol est A ou B.
 - a.3) La période effective T_1 ne doit pas dépasser 3,0 s, et représente au moins trois fois la période élastique de la structure à base encastree.
 - a.4) Les critères de 4.2.2.2 sont satisfaits.
- b) Critères concernant le système d'isolation d'appuis.
 - b.1) La raideur effective du système d'isolation (voir J.7) au déplacement de calcul (d_{Ed}) représente au moins 50 % de la raideur effective à $0,2 d_{Ed}$.
 - b.2) L'amortissement effectif du système d'isolation ne dépasse pas 10 % (voir I.9.2).
 - b.3) Les caractéristiques force-déplacement du système d'isolation ne dépendent pas du rythme de chargement, ni des charges verticales et bidirectionnelles.
 - b.4) Le système d'isolation produit une force de rappel telle que sa majoration, entre $0,5 d_{Ed}$ et d_{Ed} , représente au moins 0,025 fois la charge gravitaire totale au-dessus des isolateurs.

7.3.3 Analyse par le spectre de réponse

Cette méthode peut être utilisée lors du dimensionnement dans le cas d'isolation totale, si le critère (a.2) et tous les critères (b) de l'article précédent sont satisfaits.

7.3.4 Déroulement de l'analyse par le spectre de réponse

(1) P L'analyse par le spectre de réponse, qu'elle soit multimodale ou basée sur le mode fondamental, doit être effectuée en utilisant l'amortissement effectif ξ_1 (en pourcentage) du système d'isolation, à une amplitude égale au déplacement de calcul, dans le domaine des périodes $T \geq 0,8 T_1$. Dans le domaine des périodes $T < 0,8 T_1$, un amortissement de 5 % doit être utilisé.

(2) P Le coefficient modificateur η_1 , utilisé pour multiplier les valeurs spectrales dans le cas $\xi_1 \neq 5\%$ doit être pris égal à :

$$\eta = \left(\frac{7,0}{2 + \xi_1} \right)^{0,35} \quad (7.1)$$

7.3.4 (2) P A Dans l'expression (7.1), l'exposant du second membre est 0,50 et non 0,35.

(3) P La combinaison de deux composantes horizontales de l'action sismique doit respecter les règles de 4.2.1.4.

(4) P Il y a lieu de tenir compte des effets de torsion, selon 4.1.5 et 4.2.2.5.

7.3.5 Analyse temporelle

(1) P L'analyse temporelle peut être utilisée dans tous les cas.

(2) P Chaque couple de descriptions temporelles doit être appliqué simultanément. Pour le dimensionnement, il y a lieu d'utiliser la réponse maximale résultant de toutes les analyses pour le caractère concerné.

7.4 Modélisation

7.4.1 Système d'isolation

(1) P Lorsque la méthode du mode fondamental ou l'analyse par le spectre de réponse est utilisée, le système d'isolation d'appuis doit être modélisé en utilisant la raideur sécante effective minimale (K_{\min}) au déplacement de calcul maximal. Cette raideur sera obtenue en utilisant les caractéristiques développées et vérifiées par des essais conformément à l'annexe I.

(2) P Lorsque l'analyse par le spectre de réponse ou l'analyse temporelle est utilisée, le modèle du système d'isolation doit être en mesure de :

- prendre en compte la distribution spatiale des appareils isolateurs ;
- faire agir le déplacement dans les deux directions horizontales et la rotation autour de l'axe vertical ;
- évaluer les forces de renversement agissant sur les appareils isolateurs individuels ;
- prendre en compte les effets des charges verticales, des charges bilatérales et/ou du rythme de chargement, si les propriétés force-déformation du système d'isolation dépendent en grande mesure de l'un ou de plusieurs de ces facteurs.

7.4.2 Structure du pont

(1) P Lorsque la méthode du mode fondamental ou l'analyse par le spectre de réponse est utilisée, le modèle linéaire de la structure située au-dessus et au-dessous de l'interface d'isolation doit refléter la distribution réelle de la raideur. Pour des piles et des culées en béton armé, on peut utiliser la raideur des sections non fissurées.

(2) P Lorsqu'une analyse temporelle non linéaire est réalisée dans le cas d'une structure partiellement isolée, les caractéristiques de déformation des éléments plastifiés (piles) doivent permettre de déterminer, avec une approximation adéquate, le comportement post-élastique réel de ces éléments.

7.5 Vérification

7.5.1 Structure du pont

7.5.1.1 Isolation totale

(1) P Les effets de l'action sismique de calcul (E_{Id}) sur la structure isolée, au-dessus et au-dessous de l'interface d'isolation doivent être déterminés comme suit :

$$E_{Id} = \gamma_{oI} E_I \quad (7.2)$$

où :

E_I sont les effets de l'action résultant de l'analyse de la structure isolée ; et
 $\gamma_{oI} = 1,10 \frac{K_{max}}{K_{min}}$ est un facteur de surcapacité qui dépend du rapport entre les raideurs effectives maximale et minimale du système d'isolation pour le déplacement de calcul.

7.5.1.2 Isolation partielle

(1) P La résistance à la flexion des sections des rotules plastiques prévues doit être vérifiée en utilisant les effets de l'action de calcul déterminés selon l'équation (7.2) avec $\gamma_{oI} = \frac{K_{max}}{K_{min}}$.

(2) P Tout autre dimensionnement des sections doit être réalisé conformément à 5.6.3.2, 5.6.3.3 et 5.6.3.4, en utilisant les effets du dimensionnement en capacité, basé sur la surcapacité des rotules plastiques prévues, conformément à 5.3.

(3) P Les règles de détail concernant la ductilité dans les régions à rotules plastiques, conformes à 6.2, doivent être appliquées.

7.5.1.2 (3) P A Il convient d'appliquer l'article 6.5 pour le cas de la ductilité limitée.

(4) P Les demandes en ductilité en termes de ductilité en courbure ou en rotation, dépassant la valeur de 13, doivent être spécifiquement vérifiées par référence aux ductilités disponibles.

7.5.2 Système d'isolation

7.5.2.1 Exigences générales

(1) P Tous les dispositifs mécaniques employés pour réduire la réponse sismique, à l'exception des appareils d'appui en élastomère utilisés en combinaison avec des attelages sismiques, conformément à 7.6.3, doivent respecter les prescriptions suivantes et doivent être testés et validés conformément aux dispositions de l'annexe J.

(2) P Pour les dispositifs d'isolation, une fiabilité accrue est exigée. Celle-ci doit être assurée en appliquant au déplacement sismique un coefficient majorateur γ_x tel que défini en 7.5.2.2.

(3) P Il y a lieu de prévoir la possibilité d'accès pour le contrôle et le remplacement de tout composant du système d'isolation. Un programme de contrôle régulier et d'entretien doit être établi et appliqué. Ce programme doit être approuvé par les autorités nationales compétentes.

(4) P Le critère (b.4) de 7.3.2 doit être respecté par tous les systèmes d'isolation.

7.5.2.2 Déplacement de calcul pour les dispositifs d'isolation

(1) P Le déplacement de calcul à l'interface de l'isolation (d_{Ex}) doit être évalué à partir du déplacement maximum (d_E) résultant de l'analyse sismique comme suit :

$$d_{Ex} = \gamma_x d_E \quad (7.3)$$

avec le coefficient γ_x calculé selon la relation :

$$\gamma_x = \frac{0,8}{\sqrt{a}} \quad (7.4)$$

toutefois

$$1,25 \leq \gamma_x \leq 3,00 \quad (7.5)$$

où $a = \frac{a_g}{g}$ et où a_g est l'accélération de calcul du sol.

7.5.2.2 (1) P A L'expression de a est : $a = \gamma_I a_g / g$.

7.5.2.2 (1) P C Le coefficient γ_x ne s'applique pas aux appareils d'appuis normaux en élastomère conformes à 7.6.1 (4), utilisés en combinaison avec des attelages sismiques conformes à 7.6.3.

7.5.2.3 Déplacement de calcul total

(1) P Le déplacement de calcul total (d_{Exd}) dans des conditions sismiques doit être évalué comme suit :

$$d_{Exd} = d_{Ex} + d_G + d_{Ts} \quad (7.6)$$

où :

d_G est le déplacement dû aux actions permanentes et quasi-permanentes (par exemple : post-tension, retrait et fluage pour les tabliers en béton) ; et

d_{Ts} est la valeur de combinaison du déplacement thermique conformément à 2.3.6.3.

7.5.2.4 Stabilité sous charges verticales

(1) P Chaque appareil isolateur doit être vérifié pour demeurer stable, avec un coefficient de sécurité égal au moins à 1, lors du déplacement total de calcul d_{td} , sous la combinaison de charges suivantes :

$$G_k \llbracket \pm \rrbracket \gamma_x A_{Ed} \quad (7.7)$$

où :

G_k est la charge permanente du pont ;

A_{Ed} est la combinaison la plus défavorable des composants de l'action sismique de calcul conformément à 4.2.1.4 (2).

7.5.2.5 Renversement

(1) P Le coefficient de sécurité vis-à-vis du renversement à l'interface de l'isolation de chaque appui, sous la combinaison de charges de 7.5.2.4, ne doit pas être inférieur à 1,0.

Le soulèvement local d'éléments individuels est admis, à condition qu'il ne cause pas l'instabilité des appareils isolateurs ou des contraintes excessives dans d'autres éléments.

7.5.2.6 Débattements

(1) P Des marges de débattement adéquates doivent être prévues afin de permettre le déplacement total de calcul selon 7.5.2.3.

7.6 Appareils d'appui en élastomère

7.6.1 Exigences générales

(1) P Les appareils d'appui en élastomère, utilisés pour la réalisation de l'isolation sismique des ponts, doivent être dimensionnés, pour l'action sismique, conformément aux articles qui suivent. Pour les actions non sismiques, les appareils d'appui doivent être vérifiés conformément aux codes et normes appropriés (Parties 2 des Eurocodes).

7.6.1 (1) P I... (EN 1337-3).

(2) P Les appuis doivent être frettés c'est-à-dire armés avec des plaques en acier adhérentes.

(3) P Appareils d'appui spéciaux en élastomère

Les appareils d'appui en élastomère satisfaisant aux essais de l'annexe J pour les systèmes d'isolation sismique, sont désignés dans la présente Partie de l'ENV 1998 par appareils d'appui spéciaux en élastomère. Pour ce type d'appareils d'appui, l'amortissement effectif ξ_1 et le module sécant de cisaillement G , au déplacement sismique de calcul, doivent être déterminés à partir de ces essais.

(4) Appareils d'appui normaux en élastomère

Les appareils d'appui normaux frettés ayant la dureté Shore A 60 ± 5 peuvent être utilisés pour l'isolation sismique des ponts si, faute d'essais spéciaux, les valeurs suivantes sont utilisées pour le dimensionnement :

$$\xi_1 = 5,0 \%$$

$$G = 1,2 \text{ N/mm}^2 \quad \text{pour } \varepsilon_s \leq 1,2 \text{ (voir 7.6.2.3)}$$

$$G = 1,6 \text{ N/mm}^2 \quad \text{pour } \varepsilon_s = 2,0$$

$$\varepsilon_{bu} = 4,0 \text{ (voir 7.6.3.1).}$$

NOTE Il est souligné que la réponse aux séismes des ponts isolés par des appareils d'appui normaux en élastomère est pratiquement élastique. C'est pour cette raison qu'une réduction des forces de calcul peut être obtenue seulement par la modification de la période fondamentale, causée par la souplesse importante des appareils d'appui. Les conséquences importantes suivantes doivent être prises en compte :

- la réduction des forces sismiques est accompagnée d'une augmentation très significative des déplacements sismiques ;
- l'isolation est moins efficace quand la période prédominante du mouvement sismique de calcul est grande (période T_c de la valeur de calcul du spectre de réponse, voir 3.2.2.2.1 (5)) c'est-à-dire pour des sols du type B et C.

7.6.1 (4) I Les appareils d'appui normaux frettés ayant la dureté Shore A 60 ± 5 peuvent être utilisés pour l'isolation sismique des ponts si, faute d'essais spéciaux, la valeur suivante est utilisée pour le dimensionnement :

$$G = 1,2 \text{ N/mm}^2$$

(5) P Des marges de débattement adéquates doivent être prévues en accord avec 2.3.6.3.

7.6.2 Valeur de calcul de la distorsion

7.6.2.1 Composantes de la distorsion

(1) P La valeur de calcul de la distorsion totale (ε_{td}) doit être déterminée comme la somme des composantes suivantes :

$$\varepsilon_{td} = \varepsilon_c + \varepsilon_s + \varepsilon_a \quad (7.8)$$

où :

ε_c est la distorsion due à la compression ;

ε_s est la distorsion due au déplacement sismique total de calcul conformément à 2.3.6.3 ; et

ε_a est la distorsion due à la rotation angulaire.

7.6.2.2 Distorsion due à la compression

(1) P La distorsion due à la compression doit être déterminée comme suit :

$$\varepsilon_c = \frac{1,5}{S} \cdot \frac{\sigma_e}{G} \quad (7.9)$$

où :

G est le module de cisaillement de l'élastomère ;

σ_e est la contrainte normale effective maximale de l'appareil d'appui, calculée comme ci-dessous :

$$\sigma_e = \frac{N_{Sd}}{A_r} \quad (7.10)$$

où :

N_{Sd} est la force axiale maximale sur les appuis résultant de la combinaison de charge sismique de calcul ;

A_r est la surface effective réduite minimale de l'appui, calculée comme suit :

- pour les appareils d'appui rectangulaires dont les dimensions de la plaque d'acier sont b_x et b_y (sans trous) :

$$A_r = (b_x - d_{Edx}) (b_y - d_{Edy}) \quad (7.11)$$

- pour les appuis circulaires avec plaque d'acier de diamètre D :

$$A_r = (\delta - \sin \delta) \cdot \frac{D^2}{4} \quad (7.12)$$

avec :

$$\delta = 2 \arcsin \left(\frac{d_{Ed}}{D} \right) \quad \text{et} \quad d_{Ed} = d_{Edx}^2 + d_{Edy}^2$$

Dans les équations ci-dessus d_{Edx} et d_{Edy} représentent respectivement les déplacements relatifs totaux sous charges sismiques de direction x et y , entre les deux faces de l'appareil d'appui. Sont inclus les déplacements sismiques de calcul (avec les effets de torsion), ainsi que les déplacements dus aux déformations imposées du tablier (c'est-à-dire le retrait et le fluage là où ils sont applicables, et 50 % des effets thermiques de calcul).

S est le coefficient de forme de la couche d'élastomère prise en compte, définie comme le rapport entre la surface comprimée effective et la surface latérale libre de gonfler, c'est-à-dire :

- pour des appuis rectangulaires
$$S = \frac{b_x b_y}{2(b_x b_y) t_i} \quad (7.13)$$

- pour des appuis circulaires
$$S = \frac{D}{4 t_i} \quad (7.14)$$

Dans les équations ci-dessus, t_i est l'épaisseur des couches en élastomère.

7.6.2.2 (1) P C Les formules de cet article concernent les appareils d'appui constitués de couches d'élastomère d'épaisseur constante.

Dans les cas où les appareils d'appui comprennent des couches d'élastomère d'épaisseurs différentes, il convient d'utiliser les relations du prEN 1337-3.

7.6.2.3 Distorsion due au déplacement produit par l'effort tranchant

(1) P La distorsion due à la valeur de calcul du déplacement sismique total $d_{Ed} = \sqrt{d_{Edx}^2 + d_{Edy}^2}$, incluant les effets de torsion, doit être déterminée comme suit :

$$\varepsilon_s = \frac{d_{Ed}}{t_i} \quad (7.15)$$

où :

$t_i = \sum t_i$ est l'épaisseur totale de l'élastomère.

7.6.2.4 Distorsion due aux rotations angulaires

(1) P La distorsion due aux rotations angulaires doit être déterminée comme suit :

- pour des appareils d'appui rectangulaires :

$$\varepsilon_{\alpha} = \frac{b_x^2 a_x + b_y^2 a_y}{2 t_i t_t} \quad (7.16)$$

où :

a_x et a_y sont les rotations angulaires d'une extrémité à l'autre des dimensions b_x et b_y .

- Pour des appareils d'appui circulaires de diamètre D :

$$e_a = \frac{D^2 a}{2 t_i \cdot t_t} \quad (7.17)$$

où : $a = \sqrt{a_x^2 + a_y^2}$

(2) Dans le cas des ponts, l'influence de ε_{α} dans les vérifications sismiques est généralement négligeable.

7.6.3 Critères de dimensionnement pour les appareils d'appui normaux en élastomère

(1) P Des attelages sismiques adéquats doivent être prévus, là où il est nécessaire d'assurer l'intégrité structurale du pont en accord avec 6.6.1(3). Les attelages doivent être dimensionnés conformément à 6.6.3.

7.6.3 (1) P I Cet alinéa est invalidé sans être remplacé ici, parce que traité en 6.6.1 bis A et ter A.

(2) P Les appareils d'appui doivent respecter les critères de dimensionnement sismique suivants.

7.6.3.1 Distorsions maximales

— Distorsion totale

$$\varepsilon_{td} \leq 0,75 \varepsilon_{bu} \quad (7.18)$$

où :

$\varepsilon_{bu} = 5$ pour les appareils d'appui satisfaisant aux essais de l'annexe J.

$\varepsilon_{bu} = 4$ pour les appareils d'appui normaux frettés conformes à 7.6.1 (3)

7.6.3.1 I Cet alinéa sur la distorsion totale est invalidé sans être remplacé.

— Déformation sismique de calcul

$$\varepsilon_s \leq 2,0 \quad (7.19)$$

7.6.3.2 Stabilité

(1) P L'un des critères suivants doit être satisfait.

soit :

$$\frac{b_{\min}}{t_t} \geq 4 \quad (7.20)$$

soit :

$$\frac{\sigma_e}{G} \leq \frac{2b_{\min}}{3t_t} S_{\min} \quad (7.21)$$

où :

b_{\min} est la dimension minimale de l'appareil d'appui ;

S_{\min} est le coefficient minimal de forme des couches de l'appareil d'appui ;

t_t est l'épaisseur totale de l'élastomère ; et

σ_e est la contrainte normale effective maximale de l'appareil d'appui conforme à 7.6.2.2.

7.6.3.3 Fixation des appareils d'appui

(1) P On peut considérer que le frottement empêche le glissement de l'appareil d'appui si les deux critères suivants sont satisfaits dans les conditions sismiques les plus défavorables.

$$\frac{V_{Ed}}{N_{Ed}} \leq 0,1 + \frac{k_f}{\sigma_e} \quad (7.22)$$

$$\sigma_e \geq 3,0 \text{ N/mm}^2 \quad (7.23)$$

où :

k_f vaut 0,6 pour le béton et 0,2 pour toute autre surface ;

V_{Ed} et N_{Ed} sont respectivement l'effort tranchant et l'effort normal transmis simultanément par l'appareil d'appui conformément aux combinaisons sismiques de calcul, et

$\sigma_e = \frac{N_{Ed}}{A_r}$ est la contrainte normale effective, en MPa.

(2) P Dans le cas contraire, des moyens de fixation positifs doivent être prévus pour résister à la totalité de l'effort tranchant de calcul maximal V_{Ed} .

7.6.3.4 Débattements

(1) P La marge de débattement pour la protection des éléments structuraux principaux ou critiques ainsi que le jeu des attelages sismiques doivent correspondre à un déplacement sismique de calcul total déterminé conformément à 2.3.6.3, avec la valeur du déplacement sismique d_E majorée de 20 %.

7.6.4 Critères de dimensionnement pour les appareils d'appui spéciaux en élastomère

(1) P Ce type d'appareils d'appui doit correspondre aux essais sur prototypes présentés dans l'annexe I.

(2) P Les appareils d'appui doivent satisfaire aux critères définis en 7.5.2.4 et 7.5.2.5.

(3) P Les critères indiqués en 7.6.3.1 et 7.6.3.2 doivent être respectés.

(4) P Des moyens de fixation positifs, capables de résister à la totalité de l'effort tranchant V_{Ed} doivent être prévus.

(5) L'utilisation d'attelages sismiques n'est pas obligatoire.

8 Ponts spéciaux

8.1 Introduction

(1) P Les types de ponts suivants sont considérés comme spéciaux, en ce sens que les règles de la présente Partie de l'ENV 1998 peuvent ne pas couvrir tous les aspects de leur dimensionnement sismique :

- ponts en arcs ;
- ponts à béquilles inclinées ou à piles en V ;
- ponts haubanés ;
- ponts à géométrie extrême (ponts fortement biais ou ponts à forte courbure horizontale) ;
- ponts à plastification sensiblement différente d'une pile à l'autre.

(2) Les dispositions de cet article sont à considérer comme des directives générales et non comme des règles de dimensionnement décisives pour chaque cas particulier.

8.2 Choix du comportement sismique recherché

8.2.1 Comportement élastique

(1) Dans de nombreux cas il est préférable de choisir un comportement sismique élastique ($q = 1$), c'est-à-dire de dimensionner le pont pour qu'il demeure élastique sous l'effet sismique de calcul. De tels cas sont :

- les ponts en arc ou ponts à béquilles inclinées pour lesquels le dimensionnement et les dispositions constructives concernant la ductilité des rotules plastiques peuvent manquer de fiabilité à cause de la présence d'une forte compression axiale ;
- les ponts haubanés pour lesquels la réponse sismique peut être dominée par les effets des modes supérieurs.

(2) Dans ces différents cas, il est recommandé d'effectuer une analyse multimodale par le spectre de réponse et d'évaluer avec une précision appropriée les effets du second ordre.

(3) Les sections critiques résultant de l'analyse élastique doivent en général être situées dans les éléments ayant une ductilité inhérente, et des dispositions constructives appropriées visant à améliorer cette ductilité sont recommandées. Conformément à 8.3, on doit généralement s'assurer que les modes de rupture fragile sont évités.

8.2.2 Comportement ductile

8.2.2.1 Généralités

(1) P L'hypothèse d'un comportement ductile des ponts spéciaux est autorisée, si les coefficients de comportement peuvent être justifiés au moyen d'une analyse temporelle non linéaire appropriée, conformément à 4.2.4.

8.2.2.2 Efforts normaux d'intensité élevée

(1) P Lorsque, aux rotules plastiques, des efforts normaux d'intensité élevée ($\eta_k > 0,30$) prédominent (par exemple dans le cas des ponts en arc et des ponts à béquilles inclinées), le recours à une analyse linéaire multimodale utilisant, conformément à l'annexe H, des valeurs réduites du coefficient q défini en 4.16 pour le comportement ductile est permis, si les conditions suivantes sont respectées :

- a) le tablier demeure élastique ;
- b) le déplacement sismique est causé principalement par la déformation des appuis de la structure (c'est-à-dire ni par la déformation des appareils d'appui, ni par celle du sol) ;
- c) l'influence sur la réponse sismique des modes supérieurs n'est pas importante. Cette condition est considérée comme satisfaite si la masse modale du mode fondamental dans la direction considérée représente au moins 70 % de la masse du tablier.

8.2.2.3 Plastification séquentielle des piles

- (1) Dans le cas des ponts rectilignes, satisfaisant aux conditions (a) (b) et (c) de l'article précédent, on peut en général faire l'hypothèse d'un comportement ductile en direction longitudinale.
- (2) En direction transversale, il y a lieu de prendre en compte l'influence de la plastification séquentielle des piles sur la flexion transversale du tablier et sur la distribution de l'action sismique aux piles. Une présentation plus détaillée de ce sujet est donnée dans l'annexe H.

8.3 Préventions vis-à-vis des ruptures fragiles

- (1) P Les composants structuraux, tels que les appareils d'appui fixes, les selles et ancrages pour les câbles et les haubans ainsi que d'autres assemblages non ductiles, doivent être dimensionnés en utilisant les effets du dimensionnement en capacité déterminés à partir de la résistance des câbles et avec un coefficient de surcapacité d'au moins 1,4.
- (2) P Cette vérification peut être négligée si l'on peut prouver que l'intégrité de la structure n'est pas affectée par la défaillance de ce type d'assemblage. Cette preuve doit couvrir également le risque de défaillances séquentielles, comme cela peut se produire dans les haubans des ponts haubanés.
- (3) P Des hypothèses conservatives similaires à celle du point (1) ci-dessus doivent être utilisées afin d'éviter d'autres modes de rupture fragile comme :
- rupture par torsion du tablier dans les ponts à forte courbure horizontale ;
 - rupture combinée par torsion et flexion des piles dans les ponts fortement biais.

Annexe A

(informative)

Événement sismique de calcul pour les ponts et recommandations concernant son choix pour la phase d'exécution

A.1 Événement sismique de calcul

(1) L'événement sismique de calcul peut être défini en choisissant une probabilité (p) suffisamment faible de dépassement au cours de la durée de vie (t_d) prise en compte pour la structure. La période de retour de l'événement (t_r) est alors donnée par l'expression :

$$t_r = \frac{1}{1 - (1 - p)^{1/t_d}} \quad (\text{A.1})$$

(2) L'action sismique de calcul correspondant à $\gamma_1 = 1,0$ reflète habituellement un événement sismique de calcul dont la période de retour est de [475] années. Un tel événement a une probabilité de dépassement qui se situe entre [0,10] et [0,19] pour une durée de vie prise en compte variant de [50] à [100] ans respectivement. Ce niveau d'action de calcul est applicable à la majorité des ponts qui sont considérés comme d'importance moyenne.

A.2 Événement sismique de calcul pour la phase d'exécution

(1) Dans l'hypothèse où t_c est la durée de la phase d'exécution d'un pont et p la probabilité acceptable de dépassement de l'événement sismique de calcul durant cette phase, la période de retour t_{rc} est donnée par l'équation (A.1), en remplaçant t_d par t_c .

Pour des valeurs usuelles relativement faibles de t_c ($t_c \leq 5$ années), l'équation (A.1) peut être exprimée, de manière approximative, par la relation plus simple ci-après :

$$t_{rc} \cong \frac{t_c}{p} \quad (\text{A.2})$$

Il est recommandé que la valeur de p ne dépasse pas 0,05.

(2) La valeur de calcul de l'accélération du sol a_{gc} , correspondant à une période de retour t_{rc} , dépend de la sismicité de la région. Dans de nombreux cas, la relation suivante offre une approximation acceptable.

$$\frac{a_{gc}}{a_g} \cong \left(\frac{t_{rc}}{t_{ro}} \right)^k \quad (\text{A.3})$$

où :

a_g est la valeur de calcul normalisée de l'accélération du sol correspondant à la période de retour de référence t_{rc} (= [475] années).

La valeur de l'exposant $k \cong [0,30 \text{ à } 0,45]$ doit être estimée en tenant compte d'une évaluation statistique fiable des données sismiques disponibles.

(3) Indépendamment de l'action sismique de calcul, il convient généralement de s'assurer de la robustesse de toutes les structures partielles du pont durant les phases de l'exécution.

Annexe B

(informative)

Relation entre la ductilité en déplacement et la ductilité en courbure des rotules plastiques dans les piles en béton

(1) Faisant l'hypothèse que :

- le déplacement horizontal au centre des masses du tablier est dû uniquement à la déformation d'une pile en console, parfaitement encastree, de longueur L et que ;
- L_h est la longueur de la rotule plastique développée à la base de la pile ;

la ductilité en courbure μ_c requise pour la rotule et correspondant à une ductilité en déplacement de la structure μ_d , telle que définie en 2.3.5.2, est :

$$\mu_c = \frac{C_u}{C_y} = 1 + \frac{\mu_d - 1}{3\lambda(1 - 0,5\lambda)} \quad (\text{B.1})$$

où :

$$\lambda = \frac{L_h}{L}$$

(2) Dans les sections en béton armé (où la ductilité en courbure est utilisée comme mesure de la ductilité de la rotule plastique), la valeur du rapport λ est influencée par des effets comme l'allongement et le glissement de l'armature dans la zone adjacente, la fissuration inclinée due à l'interaction cisaillement-flexion, etc. Les expressions suivantes ne sont données qu'à titre d'estimations indicatives, puisque à ce jour on ne dispose d'aucune méthode généralement acceptée.

$$L_h = 0,08 L + 0,022 D_s f_y \quad (\text{B.2})$$

ou :

$$L_h = (0,4 \text{ à } 0,6) h \quad (\text{B.3})$$

où :

D_s et f_y sont le diamètre et la limite élastique des armatures longitudinales exprimés respectivement en m et N/mm^2 ; et

h est l'épaisseur de la section.

(3) Lorsqu'une partie considérable du déplacement du tablier est due à la déformation d'autres éléments qui restent élastiques, après formation de la rotule plastique, la ductilité en courbure requise μ_{cf} est donnée par l'expression :

$$\mu_{cf} = 1 + f(\mu_c - 1) \quad (\text{B.4})$$

où :

$f = \frac{d_{tot}}{d_p}$ est le rapport du déplacement total du tablier au déplacement dû à la déformation de la pile seule, et

μ_{cf} est calculé selon l'équation (B.1).

NOTE Si l'action sismique est transmise du tablier à la pile par des appareils d'appui déformables en élastomère, induisant par exemple une valeur de $f = 5$, et en supposant qu'une certaine valeur de μ_c soit requise, par exemple $\mu_c = 15$, dans le cas d'un assemblage rigide entre le tablier et la pile, la valeur requise de μ_{cf} selon l'équation (B.4) s'élèverait à 71, ce qui n'est certainement pas possible. Il est donc évident que la grande déformabilité des appareils d'appui en élastomère, utilisés dans le même trajet de force que la pile raide, impose à l'ensemble du système un comportement pratiquement élastique.

Annexe C (informative)

Estimation de la rigidité effective des éléments ductiles en béton armé

C.1 Généralités

(1) La raideur effective des composants ductiles en béton, utilisés dans l'analyse sismique linéaire, devrait être égale à la raideur sécante correspondant à la limite élastique théorique. Faute d'une méthode plus précise, l'une des méthodes approximatives suivantes peut être utilisée :

C.2 Méthode 1

(1) Le moment d'inertie effectif J_{eff} d'une pile à section transversale constante est estimé comme suit :

$$J_{\text{eff}} = 0,08 \cdot J_{\text{un}} + J_{\text{cr}} \quad (\text{C.1})$$

où :

J_{un} est le moment d'inertie de la section transversale de la pile non fissurée ;

J_{cr} est le moment d'inertie de la section fissurée, correspondant à la limite élastique des armatures tendues. Celui-ci est évalué à partir de l'expression :

$$J_{\text{cr}} = \frac{M_y}{E_c C_y} \quad (\text{C.2})$$

dans laquelle M_y et C_y sont respectivement le moment à la limite élastique et la courbure de la section, et E_c le module d'élasticité du béton.

(2) Ces expressions sont issues d'une analyse paramétrique effectuée sur un modèle non linéaire simplifié de pile en console avec des sections transversales soit rectangulaires creuses, soit circulaires creuses.

C.3 Méthode 2

(1) La raideur effective est estimée à partir du moment de calcul ultime M_{Rd} et de la courbure à la limite élastique C_y de la section où se forme la rotule plastique comme suit :

$$E_c J_{\text{eff}} = \nu \frac{M_{\text{Rd}}}{C_y} \quad (\text{C.3})$$

où :

$\nu = 1,20$ est un coefficient de correction reflétant l'effet de raidissement de la partie non fissurée de la pile.

$$C_y = \frac{\varepsilon_{\text{sy}} - \varepsilon_{\text{cy}}}{d} \quad (\text{C.4})$$

et :

d est l'épaisseur effective de la section ;

ε_{sy} est la déformation à la limite élastique de l'armature ;

ε_{cy} est la déformation de compression du béton correspondant à la limite élastique des armatures tendues.

(2) On note qu'une surestimation de la raideur effective conduit à des résultats qui sont du côté de la sécurité concernant l'action sismique, alors que les déplacements peuvent être corrigés après l'analyse sur la base de la raideur réelle.

(3) À titre d'exemple, si l'on pose par hypothèse $\varepsilon_{cy} = -2 \cdot 10^{-3}$ et $\varepsilon_{sy} = 2 \cdot 10^{-3}$, on obtient :

$$E_c J_{\text{eff}} = 300 M_{Rd} \cdot d \quad (\text{C.5})$$

qui devrait être en général une surestimation.

(4) L'analyse réalisée à partir d'une valeur de $E_c J_{\text{eff}}$ basée sur une valeur estimée de M_{Rd} doit être corrigée uniquement si la valeur requise $M_{Rd,req}$ est sensiblement plus importante que la valeur estimée M_{Rd} . Lorsque

$M_{Rd,req} < M_{Rd}$, les déplacements doivent généralement être multipliés par le rapport $\frac{M_{Rd}}{M_{Rd,req}}$.

Annexe D (informative)

Variabilité spatiale et composantes de rotation du mouvement sismique

D.1 Généralités

(1) Pour caractériser la variabilité spatiale et les composantes de rotation du mouvement de l'action sismique, il faut considérer la contribution probable des ondes P, S, de Love et de Rayleigh à la vibration sismique totale, ainsi que la variabilité des conditions du terrain. Toutefois, des modèles simplifiés peuvent être utilisés. Ces modèles doivent satisfaire à la condition suivante : les spectres de réponse du mouvement en chaque point ne doivent pas être inférieurs aux spectres de réponse du site correspondant multipliés par [0,75].

D.2 Variabilité du mouvement sismique

D.2.1 Introduction

(1) En général, un modèle de variabilité spatiale du mouvement sismique doit être utilisé seulement s'il existe certaines discontinuités géologiques ou certaines particularités topographiques importantes, capables d'introduire dans les caractéristiques du mouvement du sol des variations significatives, ou si la longueur du pont est supérieure à [600 m].

D.2 (1)A ... ou si la longueur du pont est supérieure à la valeur L_M indiquée à l'alinéa (2)A de l'article 3.3.
--

(2) On entend par variabilité spatiale le fait que le mouvement varie selon les points du sol ; la différence entre deux points peut être mesurée par la fonction de corrélation. Si la fonction de corrélation est proche de l'unité, les mouvements sont très semblables ; si la fonction de corrélation est proche de zéro, les mouvements sont très différents et sont considérés comme indépendants. La variabilité spatiale dépend fortement de la bande de fréquence considérée ; pour les distances d'environ 1 000 m, la variabilité est faible dans la bande des basses fréquences ($f < 1$ Hz) et forte dans la bande des hautes fréquences ($f > 5$ Hz). En général, le modèle de variabilité spatiale doit être tel que deux points séparés par une distance donnée doivent avoir des mouvements indépendants dans une certaine bande de fréquence. Si deux mouvements sont considérés comme indépendants, leur contribution à la réponse peut être combinée par la règle de la « racine carrée de la somme des carrés ».

(3) Dans des conditions usuelles, l'influence de la variabilité spatiale du mouvement sismique sur les valeurs maximales de la réponse structurale est faible. Par suite, la variabilité spatiale peut être simplement négligée, ou bien représentée par un modèle très idéalisé. Un modèle possible pour la variabilité spatiale est présenté dans cette annexe ; toutefois, d'autres modèles peuvent être utilisés, s'ils respectent la condition énoncée en D.1.

D.2.2 Propagation des ondes

(1) La propagation à la vitesse c d'une vibration sismique $u_i(t)$ ($i = 1,2,3$) entre une station a (prise comme référence) et une station b est donnée par :

$$u_i^b(t) = r_i u_i^a \left(t + \frac{d}{c} \right) \quad (D.1)$$

où :

$u_i^b(t)$ et u_i^a sont les descriptions temporelles des vibrations aux points b et a , r_i est le rapport des amplitudes en b et a , et d est la distance entre a et b mesurée le long du rayon d'ondes. Le rapport r_i est une mesure de la dissipation de la vibration (par extension géométrique ou par atténuation due au frottement) en fonction de la distance parcourue ($d \rightarrow \infty$, $r \rightarrow 0$).

(2) Soit la matrice $S_{pq}^{aa}(\omega)$ des fonctions spectrales à la station a ; alors, la matrice des fonctions de densité spectrale au point b et les matrices des fonctions de densité spectrale entre les points a et b sont données par :

$$S_{pq}^{aa}(\omega) = r_p r_q S_{pq}^{aa}(\omega) \quad (D.2)$$

$$S_{pq}^{ab}(\omega) = r_p \exp\left(\frac{i\omega d}{c}\right) S_{pq}^{aa}(\omega) \quad (D.3)$$

$$S_{pq}^{ba}(\omega) = r_p \exp\left(\frac{i\omega d}{c}\right) S_{pq}^{aa}(\omega) \quad (D.4)$$

Dans le cas des ondes de Rayleigh, les particules à la surface du sol décrivent des trajectoires elliptiques. Soient x_1 et x_2 les axes horizontal et vertical et $S_{11}^{ab}(\omega)$ la densité spectrale de puissance des accélérations horizontales ; alors la matrice des fonctions de densité spectrale pour le vecteur d'accélération horizontale et verticale $\begin{bmatrix} \cdot & \cdot \\ v_1 & v_2 \end{bmatrix}^T$ est donnée par :

$$S^{aa}(\omega) = \begin{bmatrix} S_{11}^{aa}(\omega) & S_{12}^{aa}(\omega) \\ S_{21}^{aa}(\omega) & S_{22}^{aa}(\omega) \end{bmatrix} \quad (D.5)$$

où :

$$S_{22}^{bb}(\omega) = \rho^2 S_{11}^{aa}(\omega) \quad (D.6)$$

$$S_{12}^{aa}(\omega) = \rho \exp(i\omega) S_{11}^{aa}(\omega) \quad (D.7)$$

$$S_{21}^{aa}(\omega) = \rho \exp(-i\omega) S_{11}^{aa}(\omega) \quad (D.8)$$

ρ représentant le rapport entre les composantes verticale et horizontale (environ 1,5 pour un espace semi-infini élastique).

(3) Pour l'élaboration d'un modèle de propagation des ondes, il est nécessaire de décomposer la vibration sismique dans des trains d'ondes P , S , de Love et de Rayleigh avec une atténuation et des caractéristiques dispersives appropriées.

Cette décomposition dépend au moins de la distance épacentrale et de la profondeur focale, mais les connaissances sur ce sujet ne sont pas encore suffisantes. En conséquence, la matrice des fonctions de densité spectrale pour tous les points de la base est obtenue en utilisant les équations (D.1) à (D.4) pour chaque couple de points de la base.

D.2.3 Modèle simplifié

D.2.3.1 Aspects fondamentaux

(1) Le modèle simplifié de la variabilité spatiale (sans propagation des ondes) doit en général être basé sur un ensemble de mouvements indépendants qui ont des valeurs non nulles uniquement dans une zone limitée de la surface du sol. Ces mouvements indépendants doivent respecter les règles suivantes :

- la variabilité spatiale est la même pour toutes les composantes du mouvement ;
- chaque mouvement indépendant est limité à une bande de fréquence. La fréquence la plus haute dans chaque bande ne doit pas dépasser trois fois la fréquence la plus basse ;
- une maille carrée est définie pour chaque bande de fréquence. La dimension du côté du carré est prise égale à la longueur d'onde correspondant à la fréquence la plus basse de la bande. Cette longueur d'onde est à calculer à partir de la vitesse moyenne des ondes S , pour la zone comprise entre une ou deux fois la longueur du pont. Lorsque la dimension du côté est plus grande que cinq fois la longueur du pont, le mouvement est idéalisé comme un mouvement à base rigide ;

- à chaque nœud est alloué un mouvement indépendant, avec les caractéristiques correspondant au profil du sol au droit du nœud ;
- les mouvements sur les côtés et à l'intérieur des carrés sont obtenus par une moyenne pondérée des mouvements indépendants aux quatre nœuds du carré. Le mouvement total u est donné par :

$$u(y_1, y_2, t) = \sum_{i=1}^4 a_i u_i^e(t) \quad (D.9)$$

où :

a_i est le i -ème coefficient de pondération ;

u_i^e est le i -ème mouvement indépendant.

Les coefficients de pondération sont donnés par :

$$a_i = \cos\left(\frac{\pi y_1}{\ell}\right) \cos\left(\frac{\pi y_2}{\ell}\right) \quad (D.10)$$

où :

ℓ est la longueur d'un côté et y_1 et y_2 sont les coordonnées des points considérés, dans un système de coordonnées dont les axes ont les mêmes directions que les mailles et dont l'origine coïncide avec le i -ème nœud.

(2) Lorsque les sites des nœuds ont le même profil de sol, les caractéristiques du mouvement sismique sont partout les mêmes et correspondent aux caractéristiques du profil du sol.

D.2.3.2 Spectres de réponse

(1) La quantification des mouvements indépendants par des spectres de réponse est effectuée au moyen de spectres de réponse partiels, obtenus à partir du spectre de réponse du site et de l'intervalle de période du mouvement indépendant. Soient T_{1i} et T_{2i} la plus basse et la plus haute période de la i -ème bande de fréquence ; les spectres de réponses partiels sont définis alors par les règles suivantes (exprimés en termes de représentation trilogarithmique) :

- les spectres partiels de réponse pour l'intervalle de périodes $[T_{1i}, T_{2i}]$ coïncident avec le spectre de réponse dépendant du site ;
- les spectres de réponse partiels pour des périodes inférieures à $\frac{T_{1i}}{2}$ coïncident avec la ligne représentant la valeur du pic d'accélération du terrain a_{ig} pour cet intervalle, valeur qui peut être déterminée par :

$$a_{ig} = \sqrt{I_a(T_{2i}) - I_a(T_{1i})} \quad (D.11)$$

d) les spectres de réponse partiels pour des périodes supérieures à $2T_{2i}$ coïncident avec la ligne représentant la valeur du pic de déplacement du terrain d_{ig} pour la bande de fréquence, valeur qui peut être déterminée par :

$$d_{ig} = \sqrt{I_d(T_{2i}) - I_d(T_{1i})} \quad (D.12)$$

- dans l'intervalle des périodes $\left[\frac{T_{1i}}{2}, T_{1i}\right]$, les spectres de réponse partiels sont définis par une droite, passant par la valeur des spectres partiels à $\left[\frac{T_{1i}}{2}\right]$ et la moyenne géométrique calculée avec la valeur a_{ig} du pic d'accélération du terrain pour l'intervalle $[T_{1i}, T_{2i}]$ et la valeur de l'ordonnée du spectre de réponse dépendant du site à T_{1i} ;
- dans l'intervalle des périodes $[T_{2i}, 2T_{2i}]$ les spectres de réponse partiels sont définis par une droite, passant par la valeur des spectres partiels à $2T_{2i}$ et la moyenne géométrique calculée à partir de la valeur d_{ig} du pic de déplacement du sol pour l'intervalle $[T_{1i}, T_{2i}]$ ainsi que par la valeur de l'ordonnée du spectre de réponse dépendant du site à T_{2i} .

(2) Les fonctions $I_a(T)$ et $I_d(T)$ correspondent aux intégrales indéfinies du spectre de puissance en accélération et déplacement correspondant au spectre de réponse du site. Ces spectres de puissance peuvent être calculés par les relations approximatives suivantes :

$$S_a = 0,2 \zeta' A^2 T^{1,4} \quad \text{pour } T < T_B \quad (\text{D.13})$$

$$S_a = 6 \zeta' V^2 T^{-0,74} \quad \text{pour } T_B < T < T_C \quad (\text{D.14})$$

$$S_a = 300 \zeta' D^2 T^{-3,1} \quad \text{pour } T_C < T \quad (\text{D.15})$$

où :

S_a est le spectre de puissance en accélération ;

ζ' est la valeur du coefficient d'amortissement rapporté à l'unité et A , V et D sont les valeurs de l'accélération spectrale de la vitesse et du déplacement ;

T_B et T_C sont les paramètres du spectre de réponse définis dans le Tableau 4.1 de l'ENV 1998 Partie 1-1. À

noter que le spectre de puissance en déplacement est donné par $S_d(T) = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^4 S_a(T)$.

(3) Là où les déplacements différentiels des fondations du pont peuvent induire des contraintes significatives dans la structure, les valeurs des effets de l'action sismique doivent être déterminées par :

$$E = \sqrt{\sum_m \sum_n \rho_{mn} I_m I_n + \sum_j (k_j d_j)^2} \quad (\text{D.16})$$

$$\rho_{mn} = \frac{8r^{3/2}(\zeta'_m + r\zeta'_n)\sqrt{\zeta'_m \zeta'_n}}{(1-r^2)^2 + 4\zeta'_m \zeta'_n r(1+r^2) + 4r^2(\zeta'_m{}^2 + \zeta'_n{}^2)} \quad (\text{D.17})$$

où :

E est la valeur de l'effet de l'action sismique ;

I_m est l'effet dû au m -ième mode de vibration ;

K_j est l'effet dû au j -ème mouvement indépendant ;

d_j est la valeur asymptotique du spectre pour le j -ème mouvement pour des périodes importantes, exprimé en déplacements ;

$$r = \frac{\omega_m}{\omega_n} ; \text{ et}$$

ζ'_m est la valeur du rapport d'amortissement visqueux pour le m -ième mode de vibration.

D.2.3.3 Spectres de puissance

(1) La quantification par des spectres de puissance des mouvements indépendants dans la bande de fréquence $[f_{1i}, f_{2i}]$ doit généralement être réalisée en considérant des spectres de puissance partiels avec des valeurs nulles pour les fréquences plus basses que f_{1i} et plus hautes que f_{2i} , coïncidant avec le spectre de puissance dépendant du site dans la bande de fréquences $[f_{1i}, f_{2i}]$.

D.2.3.4 Représentation temporelle

(1) La quantification des mouvements indépendants par des accélérogrammes créés artificiellement doit généralement être réalisée en accord avec les critères de cohérence énoncés en 3.2.2.4, et interprétés comme s'appliquant entre l'ensemble des accélérogrammes qui représentent le mouvement indépendant et le spectre de réponse partiel mentionné dans la section sur les spectres de réponse.

D.2.4 Modèle des déplacements statiques relatifs

D.2.4.1 Généralités

(1) Dans des ponts normaux, et faute d'une évaluation plus rigoureuse, les effets de la variabilité spatiale du mouvement sismique peuvent être déterminés de manière approximative, en appliquant des déplacements statiques relatifs temporaires entre un point d'appui de référence (r) et tous les autres points d'appui (i) du pont sur le sol.

D.2.4.2 Déplacements statiques relatifs

(1) Le déplacement horizontal relatif d_{ri} , en direction longitudinale, entre les appuis (r) et (i) peut être évalué — sur une base similaire à celle indiquée en 6.6.4 pour d_{eg} — comme suit :

$$d_{ri} = X_{ri} \frac{V_g}{c_p} \leq \sqrt{2d_g} \quad (\text{D.18})$$

où :

X_{ri} est la distance entre le support (i) et le support de référence (r) mesurée dans la direction longitudinale du pont ;

d_g et v_g sont respectivement les valeurs de calcul du pic de déplacement et de vitesse maximale du sol comme définis en 6.6.4 (3) ; et

c_p est la vitesse des ondes de compression dans la couche de sol sous les appuis. Faute de données plus précises, les valeurs de 6.6.4 (3) majorées de 30 % peuvent être utilisées.

(2) Lorsque les couches du sol sous les supports r et i sont sensiblement différentes, il y a lieu d'utiliser les valeurs compatibles de v_g et d_g les plus défavorables. Pour c_p , une moyenne pondérée des valeurs relatives doit être estimée, en utilisant comme coefficients de pondération les proportions de la longueur de chaque couche par rapport à la distance totale X_{ri} .

D.2.4.3 Effets des actions de calcul

(1) Les effets de l'action sismique de calcul peuvent être estimés comme suit :

$$E_d = \sqrt{E_{do}^2 + E_{rx}^2} \quad (\text{D.19})$$

où :

E_{do} représente les effets de l'action de calcul établis sans tenir compte de la variabilité spatiale du mouvement sismique ; et

E_{rx} sont les effets de l'action de calcul causés par le vecteur déplacement $\{d_{ri}\}$ conformément à (D.18), dans lequel tous les déplacements sont en direction longitudinale.

(2) L'approximation définie en D.2.4.2 suppose que le déplacement relatif des appuis, dans les directions transversale et verticale, n'induit pas d'effets d'action significatifs. Cette hypothèse est valable en règle générale, puisque les vecteurs de déplacement respectifs sont — en grande mesure — compatibles avec le mouvement de corps rigide du tablier. Autrement, une approximation similaire peut également être utilisée pour ces déplacements.

D.3 Composantes de rotation

D.3.1 Introduction

(1) Les vibrations de rotation sont créées par les dérivées spatiales des composantes transitoires ; en conséquence, chaque fois qu'un modèle spatial variable est utilisé il est nécessaire de les inclure pour obtenir un modèle cohérent. De plus, l'introduction des composantes de rotation n'augmente pas de manière significative le volume de calculs nécessaires pour effectuer l'analyse.

(2) La prise en compte de composantes de rotation autour de l'axe horizontal peut être importante pour les structures qui sont à la fois hautes et raides ; la prise en compte des composantes de rotation autour de l'axe vertical peut être importante pour les effets de torsion dans les structures symétriques. Toutefois, dans les deux cas la contribution des composantes de rotation à la réponse totale est le plus souvent faible, c'est-à-dire qu'elle n'augmente pas la réponse de plus de 10 %. C'est pour cela que, même au cas où les composantes de rotation ne sont pas quantifiées très exactement, les erreurs qui en résultent pour la réponse totale sont acceptables.

(3) Du fait de la contribution, en général faible, des composantes de rotation à la valeur totale de la réponse, il est généralement préférable d'utiliser un modèle très conservatif mais simple, comme celui adopté dans cet alinéa, au lieu d'un modèle très sophistiqué. Les paramètres d'un tel modèle ne peuvent être quantifiés usuellement sans avoir recours à des hypothèses qui pour une grande part n'admettent pas de justification rigoureuse. Il faut cependant signaler que le modèle adopté est un modèle purement cinématique, dans lequel il est supposé que les déplacements sont orthogonaux à la direction de propagation ; les valeurs de la vitesse de propagation doivent également être estimées. Ainsi le modèle est applicable également aux ondes de Love.

D.3.2 Propagation des ondes

(1) Dans un système de coordonnées directes et orthogonales x_1, x_2 et x_3 , avec l'axe x_3 vertical, la rotation θ_i , due à un champ de déplacements u_j est donnée par :

$$\theta_i = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_j}{\partial x_k} - \frac{\partial u_k}{\partial x_j} \right) \quad (D.20)$$

où :

(i, j, k) est une permutation d'ordre pair de $(1, 2, 3)$. Considérant une onde représentée par un champ de déplacements $u_j(x_k)$, en mouvement le long de x_k avec la vitesse c , sans changement de son profil, représentée par l'équation :

$$u_j(t) = f_j(x_k - ct) \quad (D.21)$$

où :

f_j est une fonction de forme. Les dérivés par rapport au temps et l'espace de u_j sont :

$$\frac{\partial u_j}{\partial t} = -c \frac{\partial f_j(x_k - ct)}{\partial (x_k - ct)} \quad (D.22)$$

$$\frac{\partial u_j}{\partial x_k} = -c \frac{\partial f_j(x_k - ct)}{\partial (x_k - ct)} \quad (D.23)$$

De ces deux expressions, il vient :

$$\frac{\partial u_j}{\partial x_k} = -\frac{1}{c} \frac{\partial u_j}{\partial t} \quad (D.24)$$

qui montre comment transformer les dérivées par rapport au temps en dérivées par rapport à l'espace, qui peuvent être utilisées avec l'équation (18) pour obtenir le résultat final :

$$\theta_i = -\frac{1}{2c} \frac{\partial u_j}{\partial t} \quad (D.25)$$

$$\theta_j = -\frac{1}{2c} \frac{\partial u_i}{\partial t} \quad (D.26)$$

$$\theta_k = 0 \quad (D.27)$$

(2) La quantification des spectres de rotation présentée en D.3.3 et D.3.4 suppose que le mouvement sismique total est dû à des ondes S , malgré le fait que les ondes S ne peuvent exister aux extrémités des solides élastiques. Dans certains cas la valeur de c à considérer n'est pas la vitesse de propagation des ondes S dans le sol de fondation ; néanmoins, il est toujours conservatif de prendre une valeur faible pour c puisque l'amplitude des rotations est proportionnelle à l'inverse de c . Il est en général conservatif d'attribuer à c la valeur de propagation des ondes S dans la couche la plus haute du sol. En effet, cette couche est en général la plus souple et la vitesse des ondes S est en général suffisamment proche de la limite inférieure de la vitesse de phase des ondes de Rayleigh et de Love. Toutefois, la vitesse de groupe peut présenter des valeurs sensiblement plus faibles, ce qui arrive uniquement pour les bandes de fréquence limitée, usuellement à l'extrémité des fréquences basses du spectre, là où le contenu fréquentiel des spectres en rotation est le plus faible.

D.3.3 Spectres de réponse

(1) La description des spectres de réponse des six composantes du mouvement de l'action sismique doit généralement être constituée par six spectres de réponse mutuellement indépendants. Trois de ces spectres sont les spectres de réponse dépendant du site pour les deux composantes horizontales (axes x et y) et la composante verticale (axe z) cités dans 3.2.2.2. Les spectres de réponse en rotation sont définis par :

$$S_{ex}^{\theta} = \frac{2,0\pi S_e(T)}{cT} \quad (D.28)$$

$$S_{ey}^{\theta} = \frac{2,0\pi S_e(T)}{cT} \quad (D.29)$$

$$S_{ez}^{\theta} = \frac{2,0\pi S_e(T)}{cT} \quad (D.30)$$

où :

S_{ex}^{θ} , S_{ey}^{θ} , S_{ez}^{θ} sont les spectres de réponse en rotation autour des axes x , y et z ;

S_e est le spectre de réponse dépendant du site pour les composantes horizontales ;

c est la vitesse des ondes S ; et

T est la période considérée.

NOTE Que les spectres de réponse soient mutuellement indépendants indique que la règle de combinaison «racine carrée de la somme des carrés» peut être applicable.

D.3.4 Spectres de puissance

(1) La description par des spectres de puissance du mouvement de l'action sismique devrait être constituée de six spectres de puissance mutuellement indépendants. Trois de ces spectres sont les spectres de puissance du site pour les deux composantes horizontales (axes x et y) et la composante verticale (axe z). Les spectres de puissance pour les accélérations en rotation sont donnés par :

$$S_x^{\theta}(\zeta) = \frac{0,98\omega^2}{4c^2} S(\omega) \quad (D.31)$$

$$S_y^{\theta}(\zeta) = \frac{0,98\omega^2}{4c^2} S(\omega) \quad (D.32)$$

$$S_z^{\theta}(\zeta) = \frac{0,98\omega^2}{2c^2} S(\omega) \quad (D.33)$$

où :

$S_x^\theta, S_y^\theta, S_z^\theta$ sont les spectres de puissance en rotation autour des axes x, y et z ;
 S est le spectre de puissance du site pour les composantes horizontales ;
 c est la vitesse des ondes S ; et
 ω est la fréquence considérée.

(2) Les spectres de puissance en rotation définis dans cet alinéa sont concordants avec les spectres de réponse en rotation définis dans l'alinéa précédent.

D.3.5 Représentation temporelle

(1) La représentation temporelle du mouvement de l'action sismique doit en général être concordante, en termes de critères définis en 3.2.2.4, avec la représentation des spectres de réponse définie en 3.2.2.2.

Annexe E (normative)

Ensemble d'accélérogrammes pour l'analyse structurale

E.1 Introduction

(1) La représentation temporelle de l'action sismique implique la construction d'un ensemble d'accélérogrammes afin de servir comme mouvement d'entrée pour les analyses dynamiques. Les résultats de ces analyses devraient être évalués de manière appropriée, à savoir par des techniques statistiques. À cause de cette évaluation, un ensemble d'accélérogrammes artificiels est en général préférable à un ensemble d'accélérogrammes réels, puisqu'il peut être considéré comme étant un échantillon d'accélérogrammes indépendants et distribués de manière identique, ce qui permet d'utiliser des techniques statistiques bien connues.

E.2 Accélérogrammes artificiels

(1) Les accélérogrammes produits artificiellement peuvent être soit stationnaires, soit non stationnaires. Les accélérogrammes stationnaires peuvent être générés convenablement comme réalisations du processus stationnaire gaussien stochastique, quantifié par le spectre de puissance dépendant du site. Les accélérogrammes non stationnaires peuvent être produits directement :

- a) comme réalisations d'un processus stochastique non stationnaire approprié ;
- b) en multipliant un accélérogramme stationnaire par une fonction de modulation du temps $m(t)$.

(2) La forme de la fonction de modulation dépend des caractéristiques sismo-tectoniques de la région ; une forme possible, appropriée pour les conditions usuelles, est représentée ci-dessous.

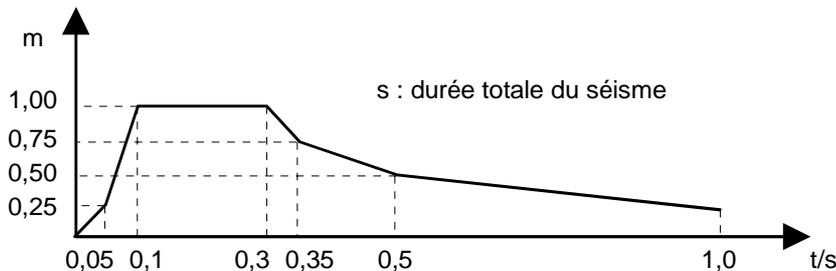


Figure E.1 — Forme de la fonction de modulation

(3) Dans le cas (b), le contenu fréquentiel est stable. Un contenu fréquentiel variable est obtenu dans le cas (a) ; dans ce cas, le contenu fréquentiel variable peut ne pas représenter les caractéristiques d'un seul séisme mais la contribution au danger potentiel total des séismes possibles ayant des magnitudes et des distances focales différentes ; ceci peut être obtenu en modélisant le contenu à haute fréquence pour refléter les caractéristiques des séismes proches, et en modélisant le contenu à basse fréquence pour refléter les caractéristiques des séismes de distance plus longue et de magnitude plus importante.

E.3 Accélérogrammes naturels

(1)P Les accélérogrammes naturels à utiliser comme données d'entrée dans une analyse dynamique doivent en général être enregistrés dans une ou plusieurs régions ayant des caractéristiques sismo-tectoniques similaires à celles du site de la structure. Ces accélérogrammes naturels peuvent être changés d'échelle par un coefficient qui ne doit être ni inférieur à 0,5, ni supérieur à 2.

E.4 Validation des ensembles d'accélérogrammes

(1)P L'ensemble des accélérogrammes doit être validé en calculant les spectres de réponse moyens S , pour une valeur de l'amortissement $\zeta' = 0,05$ et pour 100 oscillateurs avec des périodes naturelles T_i en progression géométrique avec comme raison commune 1,064786 c'est-à-dire avec des périodes de 0,04 s ; 0,0426 s ; 0,0454 s20,0 s. L'ensemble est acceptable si pour au moins 50 périodes différentes, le spectre de réponse moyen est supérieur ou égal au spectre de réponse dépendant du site $S_e(T_i)$. De plus, la moyenne géométrique des raisons

$\frac{S_e(T_i)}{S_e(T_i)}$ pour les 13 périodes T_i les plus proches de la période fondamentale naturelle de la structure doit en général être supérieure à 1.

E.5 Nombre d'accélérogrammes à utiliser pour l'analyse

(1) Les résultats de l'analyse effectuée avec un ensemble d'accélérogrammes dépendent du nombre d'accélérogrammes et des caractéristiques des accélérogrammes individuels. Il est en général approprié de considérer ces résultats comme variables aléatoires et d'utiliser des techniques statistiques connues pour relier le nombre d'accélérogrammes de l'ensemble et les incertitudes dans les résultats.

(2) Les effets de l'action sismique doivent en principe être égaux à la moyenne des réponses extrêmes, calculée pour une collection infinie d'accélérogrammes. Lorsqu'on utilise seulement un nombre fini d'accélérogrammes, les incertitudes des résultats doivent être pris en compte.

(3)P Les résultats de l'analyse doivent être corrigés, en général par l'utilisation d'expressions basées sur la théorie statistique appropriée, afin d'obtenir pour les effets sismiques une valeur n'ayant pas une probabilité inférieure à 80 % d'être inférieure à la valeur exacte.

(4) Si plus de 10 accélérogrammes sont utilisés dans l'analyse, la valeur moyenne peut ne pas subir de corrections. Si un nombre inférieur est utilisé, la correction suivante doit en général être appliquée :

$$E = \left(1 + \frac{0,352}{\sqrt{N}} \right) E_a$$

où :

E est l'effet de l'action sismique et

E_a est la moyenne des réponses extrêmes, calculée pour les N accélérogrammes.

Annexe F
 (normative)

Masse additionnelle d'eau entraînée pour des piles immergées

(1)P La masse effective totale d'une pile immergée doit être supposée égale à la somme de :

- la masse réelle de la pile (sans prendre en compte la poussée d'Archimède) ;
- la masse de l'eau éventuellement contenue à l'intérieur de la pile (pour les piles creuses) ;
- la masse additionnelle m_a de l'eau extérieure entraînée par unité de longueur de pile immergée.

(2) Pour les piles à section transversale circulaire de rayon R , m_a peut être estimée comme suit :

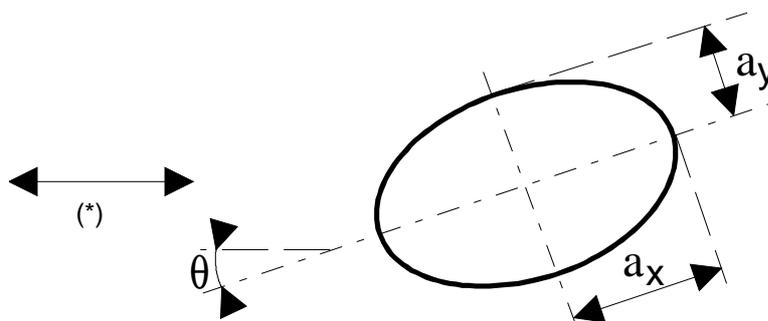
$$m_a = \rho \pi R^2 \quad (F.1)$$

où :

ρ est la densité de l'eau.

(3) Pour les piles à section elliptique ayant pour axes $2a_x$ et $2a_y$ et pour une action sismique selon une direction faisant un angle θ avec l'axe x de la section, m_a peut être estimée comme suit :

$$m_a = \rho \pi (a_y^2 \cos^2 \theta + a_x^2 \sin^2 \theta) \quad (F.2)$$



(4) Pour des piles à section rectangulaire ayant pour dimensions $2a_x$ et $2a_y$ et pour des actions sismiques en direction x , m_a peut être évaluée comme suit :

$$m_a = k \rho \pi a_y^2 \quad (F.3)$$

où la valeur de k est prise dans le tableau suivant (l'interpolation linéaire étant autorisée).

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
∞	1,00

(*) Note du Traducteur : La flèche la plus à gauche des graphiques indique la direction du mouvement sismique.

Annexe G

(normative)

Calcul des effets du dimensionnement en capacité

G.1 Procédure générale

(1)P Le procédé suivant doit être appliqué en général pour chaque sens et pour chacune des deux directions de l'action sismique de calcul :

(2)P Étape 1 :

Détermination de la valeur de calcul des moments fléchissants résistants $M_{Rd,h}$ des sections où se forment les rotules plastiques recherchées, correspondant au sens et à la direction choisis pour l'action sismique (A_E). Les résistances doivent être basées sur les dimensions réelles des sections transversales et sur la quantité finale d'armatures longitudinales. Le calcul doit prendre en compte l'interaction avec l'effort normal et éventuellement avec le moment fléchissant dans l'autre direction, tous deux résultants de la combinaison G «+» A_E , où G est la somme des actions permanentes (charges gravitaires et post-tension) et A_E est l'action sismique de calcul.

(3)P Étape 2 :

Calcul de la variation des effets de l'action ΔF_C du mécanisme plastique, causée par l'augmentation des moments des rotules plastiques (ΔM_h), à partir des valeurs dues aux actions permanentes ($M_{G,h}$) jusqu'à la surcapacité en moment des sections.

$$\Delta M_h = \gamma_o M_{Rd,h} - M_{G,h} \quad (G.1)$$

où :

γ_o est le coefficient de surcapacité (voir 5.3).

Les effets ΔF_C peuvent en général être évalués à partir des conditions d'équilibre, tant que des approximations raisonnables concernant la compatibilité des déformations sont acceptables.

(4)P Étape 3 :

Les effets de calcul en capacité F_C doivent finalement être obtenus en superposant la variation ΔF_C et l'effet des actions permanentes F_G .

$$F_C = F_G + \Delta F_C \quad (G.2)$$

G.2 Simplifications

(1) Lorsque le moment fléchissant dû aux actions permanentes au droit de la rotule plastique est négligeable, en comparaison avec la surcapacité du moment de la section ($M_{G,h} \ll \gamma_o M_{Rd,h}$), l'étape 2 ci-dessus peut être remplacée par une estimation directe des effets ΔF_C à partir des effets A_E de l'action sismique de calcul. Ceci est usuellement le cas en direction transversale des piles ou dans les deux directions lorsque la pile est articulée au tablier. Dans ces cas, l'effort tranchant du dimensionnement en capacité de la pile «i» peut être estimé comme suit :

$$V_{C,i} = \Delta V_i = \frac{\gamma_o M_{Rd,h,i}}{M_{E,i}} V_{E,i} \quad (G.3)$$

et les effets du dimensionnement en capacité du tablier et des culées peuvent être évalués avec la relation :

$$\Delta F_C \cong \frac{\sum V_{C,i}}{\sum V_{E,i}} E \quad (G.4)$$

Annexe H (normative) Ductilité des ponts spéciaux

H.1 Influence des grands efforts normaux (pour les piles en béton armé)

(1)P Les coefficients q donnés dans le Tableau 4.1 de 4.1.6 (désignés par q_0 dans cet article) sont valables lorsque l'effort normal normalisé

$$\eta_k = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{ck}} \quad (\text{H.1})$$

ne dépasse pas 0,3. Lorsque η_k dépasse 0,6, les rotules plastiques ne sont pas autorisées. Dans l'intervalle $0,3 < \eta_k \leq 0,6$ on doit utiliser une réduction linéaire entre la valeur $q = q_0$ contenue dans le Tableau 4.1 et $q = 1,0$.

pour $\eta_k \leq 0,3$ $q = q_0$ (H.2)

pour $0,3 < \eta_k \leq 0,6$ $q = q_0 - \left(\frac{\eta_k}{0,3} - 1 \right) (q_0 - 1)$ (H.3)

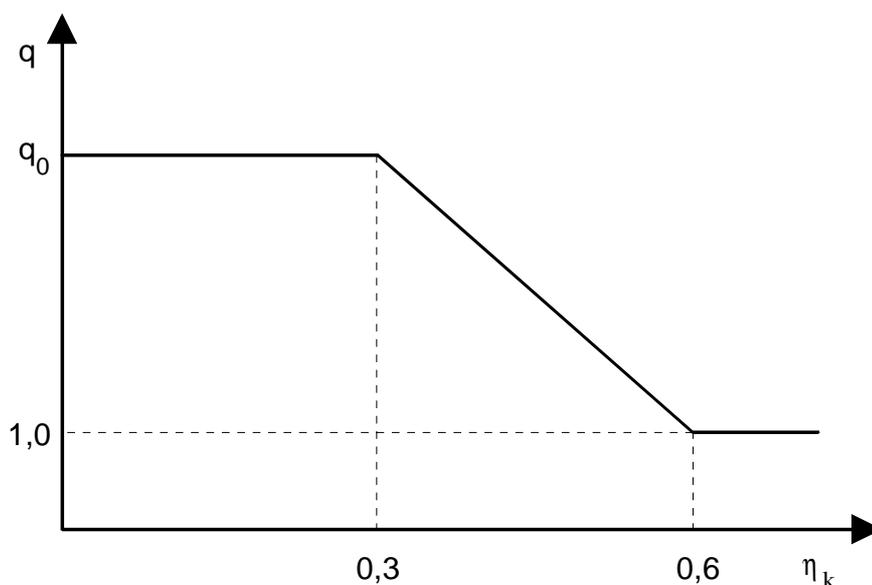


Figure H.1 — Influence de η_k sur la valeur de q

H.2 Plastification séquentielle des piles

H.2.1 Plastification simultanée et séquentielle

(1) La plastification simultanée des piles résistant aux séismes est le cas qui se rapproche le plus du comportement élasto-plastique théorique. Ceci a lieu en réalité lorsque le ferrailage de chaque pile est égal à celui exigé par les effets des actions de la combinaison sismique de calcul. Dans le cas des piles résistant aux séismes ayant des hauteurs sensiblement différentes (cas pouvant être inévitable dans des vallées à flancs abrupts), l'action sismique — en particulier dans la direction longitudinale — est concentrée sur la, ou les piles plus courtes et plus raides, lesquelles sont régies par les exigences concernant leur ferrailage. Toutefois dans les piles plus souples, les règles de ferrailage minimal peuvent être sensiblement plus sévères que les exigences sismiques. Dans ce cas, la plastification séquentielle est inévitable, avec les conséquences présentées dans les articles suivants.

H.2.2 Plastification séquentielle en direction longitudinale

(1) Les déformations post-élastiques maximales sont induites dans les piles qui se plastifient les premières, là où la demande en ductilité locale la plus importante doit probablement apparaître. Le renforcement du ferrailage de certaines piles fait qu'elles subissent la plastification plus tard. Mais, en dépit de la réduction des déformations plastiques, cela ne produit en général pas une réduction de l'énergie dissipée du fait de l'augmentation des efforts qui se développent dans ces piles. Les piles très souples qui ne peuvent arriver à la plastification avant que le déplacement ultime du système ne soit atteint, présentent dans tous les cas une contribution négligeable à la résistance sismique. C'est pour cette raison, que dans la direction longitudinale des ponts rectilignes, on peut faire l'hypothèse d'un comportement ductile même dans les conditions de plastification séquentielle des piles.

(2) En cas de plastification séquentielle, l'estimation de la raideur des piles doit être prudente, afin d'éviter une sous-estimation de la raideur totale ainsi que des effets de l'action dynamique. Il est recommandé d'utiliser pour toutes les piles la raideur non fissurée, comme hypothèse conservatrice dans l'estimation des effets de l'action sismique. Après l'analyse, une correction du déplacement correspondant, basée sur le niveau de déformation calculé pour les piles, doit en général être opéré.

H.2.3 Plastification séquentielle en direction transversale

(1) La plastification séquentielle des piles en direction transversale peut causer des différences essentielles entre les résultats d'une analyse linéaire «équivalente» et la réponse non linéaire réelle du pont. Quelques-unes des causes de ces différences sont les suivantes :

- a) une éventuelle plastification progressive des piles d'un bout à l'autre du pont peut induire une excentricité horizontale additionnelle aboutissant à une augmentation disproportionnée des demandes en ductilité des piles qui se plastifient les premières ;
- b) la flexion transversale du tablier obtenue par l'analyse linéaire peut être invalidée après la plastification des piles.

(2) Une estimation fiable des effets dans le cas (a) ci-dessus n'est en général possible qu'en réalisant une analyse temporelle non linéaire appropriée. Toutefois, on peut éviter les effets indésirables si le système structural du pont est symétrique en élévation, ou peut être conçu comme tel.

(3) Faute d'une analyse dynamique non linéaire, les effets du cas (b) sur le tablier peuvent être pris en compte approximativement en dimensionnant le tablier pour qu'il résiste aussi aux effets dus à la charge statique transverse équivalente. On utilise pour chaque pile (*i*) une raideur corrigée égale à sa raideur sécante calculée pour un déplacement de son sommet égal à :

$$d_i = \delta d_{Ei} \quad (\text{H.4})$$

où :

d_{Ei} est le déplacement résultant en tête de la pile *i* provenant de l'analyse linéaire ;

δ est le maximum des rapports :

$$\delta_j = \frac{d_{yj}}{d_{Ej}} = \frac{M_{Rdj}}{M_{Ej}} \quad (\text{H.5})$$

où :

d_{yj} est le déplacement de la tête de la pile *j* correspondant à la plastification ;

M_{Rdj} et M_{Ej} sont respectivement le moment de flexion résistant de calcul et le moment sismique de calcul à la base (rotule plastique) de la pile *j*.

Annexe J (normative)

Essais sur prototypes des systèmes d'isolation sismique

J.1 Domaine d'application

(1)P Les essais spécifiés dans cette annexe visent à établir et à valider les caractéristiques des systèmes d'isolation sismique et ne doivent pas être considérés comme remplaçant les tests de contrôle de la qualité de fabrication.

(2)P Les caractéristiques de déformation et les valeurs d'amortissement de ces systèmes d'isolation devant être utilisées dans le dimensionnement et l'analyse des ponts à isolation sismique, doivent être obtenues sur la base des essais décrits dans cette annexe. Ils doivent être effectués sur deux spécimens grandeur nature de chaque type et de chaque dimension des unités d'isolateur du système d'isolation.

J.1 (2)P I Cette phrase est invalidée sans être remplacée.

NOTE Au moment opportun, les prescriptions de cette annexe seront couvertes éventuellement par des Normes pertinentes, auquel cas cette annexe sera revue.

J.2 Enregistrements

(1)P Pour chaque cycle d'essais, le comportement force-déformation et hystérétique des spécimens doit faire l'objet d'un enregistrement.

J.3 Séquences et cycles

(1)P Les séquences d'essais suivantes doivent être réalisées pour le nombre prescrit de cycles, sous une charge verticale égale à la charge permanente moyenne, sur toutes les unités d'isolateurs du même type et de même dimension :

J.3 (1)P I Les séquences d'essais produites doivent couvrir les cycles définis ci-après, sous une charge verticale égale à la charge permanente, pour des unités d'isolateur du type considéré pour toutes les dimensions utiles, compte tenu des corrections d'échelle scientifiquement ou expérimentalement validées :

- 1) vingt cycles de chargement complètement inversés avec une force latérale correspondant à la force de calcul non sismique maximale ;
- 2) trois cycles de chargement complètement inversés sous chacune des fractions suivantes, du déplacement sismique de calcul : 0,25 ; 0,50 ; 0,75 et 1,0 ;
- 3) vingt cycles de chargement complètement inversés jusqu'à un déplacement égal à 1,0 fois le déplacement total de calcul.

(2)P Si une unité d'isolateur est un élément qui supporte également une charge verticale, alors le point 2 des séquences d'essais cycliques précisées ci-dessus doit être réalisé pour les deux charges verticales supplémentaires suivantes :

$$1,2 G_k + |F_{Ed}|$$
$$0,8 G_k - |F_{Ed}|$$

où :

G_k est le poids propre ;

F_{Ed} est la charge verticale due au séisme, basée sur la réponse maximale sous le séisme de dimensionnement.

J.4 Unités sensibles au rythme de chargement

(1)P Si les caractéristiques force-déplacement des unités d'isolateurs dépendent du rythme de chargement, chaque série d'essais spécifiée en J.3 doit être effectuée à une fréquence f , dans la plage comprise entre 0,1 à 1,0 fois l'inverse de la période effective T_1 . La fréquence, f , doit être la fréquence d'essai minimale pour laquelle la raideur effective et l'amortissement effectif, au déplacement de calcul, représentent au moins 85 % des valeurs obtenues lorsque l'unité d'isolateur est testée à une fréquence égale à l'inverse de la période T_1 .

(2)P Si l'on utilise des spécimens prototypes à échelle réduite pour quantifier les propriétés dépendant du rythme de chargement des isolateurs, ces spécimens doivent être du même type, du même matériau, fabriqués par le même procédé et avec la même qualité que les prototypes grandeur réelle. Ils doivent être testés à une fréquence qui représente le rythme de chargement des prototypes en grandeur nature.

(3)P Les caractéristiques force-déplacement d'une unité d'isolateur doivent être considérées comme dépendant du rythme de chargement s'il y a une différence plus grande que $\pm 15 \%$, dans la raideur effective au déplacement de calcul dans les cas suivants : lorsque l'unité est testée à une fréquence égale à l'inverse de la période effective du pont isolé, et lorsqu'elle est testée à une fréquence quelconque dans la plage de 0,1 à 2 fois l'inverse de la période effective du pont isolé.

J.5 Unités sensibles à la charge bilatérale

(1)P Si les caractéristiques force-déplacement des unités d'isolateurs dépendent d'une charge bilatérale, les essais spécifiés en J.3 et J.4 doivent être faits sous une charge bilatérale correspondant aux fractions suivantes du déplacement maximum total : 0,25 et 1,0, 0,50 et 1,0, et 1,0 et 1,0, dans chaque direction respectivement.

(2)P Si l'on utilise des spécimens prototypes à échelle réduite pour quantifier les propriétés dépendant d'une charge bilatérale, ces spécimens doivent être du même type et du même matériau, être fabriqués par le même procédé et avoir la même qualité que les prototypes en grandeur nature.

(3)P Les caractéristiques force-déplacement d'une unité d'isolateur doivent être considérées comme dépendant de la charge bilatérale, si les propriétés force-déformation bilatérales et unilatérales présentent une différence supérieure à 15 % de la raideur effective au déplacement de calcul.

J.6 Essai statique sous l'effet du déplacement de calcul total

(1)P Les unités d'isolateurs qui supportent des charges verticales doivent être testées pour les valeurs maximale et minimale de la charge verticale descendante, combinée avec la charge horizontale constante induisant le déplacement de calcul total sous charge verticale nulle.

(2)P Pour les systèmes d'isolation sismique qui consistent exclusivement en appareils d'appui en élastomère utilisés en combinaison avec des attelages sismiques, le déplacement total de calcul doit être déterminé en accord avec 2.3.6.3 et les charges verticales en accord avec J.3 (2).

(3)P Pour tous les autres systèmes d'isolation sismique, le déplacement de calcul total doit être déterminé en accord avec 7.5.2.2 et 7.5.2.3 et la charge verticale doit avoir la valeur la plus sévère déterminée conformément à J.3 (2) et 7.5.2.4.

J.7 Détermination des caractéristiques force-déplacement

(1)P Les caractéristiques force-déplacement du système d'isolation sismique doivent être basées sur les résultats d'essais sous charge cyclique, chaque cycle de chargement étant complètement inversé.

(2)P La raideur effective d'une unité d'isolateur doit être calculée pour chaque cycle de chargement comme suit :

$$K_{\text{eff}} = \frac{F_p - F_n}{d_p - d_n} \quad (\text{J.1})$$

où :

F_p et F_n sont respectivement les forces maximales positive et négative ;

d_p et d_n sont respectivement les déplacements d'essais maximaux positif et négatif.

Si la raideur effective minimale est à déterminer, on doit utiliser dans l'équation $F_{p,\text{min}}$ et $F_{n,\text{max}}$.

J.8 Adéquation du système

(1)P La performance des éprouvettes doit être considérée comme étant appropriée si les conditions suivantes sont satisfaites :

- a) les diagrammes force-déplacement de tous les essais spécifiés en J.3 montrent une capacité portante croissante ;
- b) pour chaque incrément du déplacement d'essai spécifié dans l'alinéa 2 de J.3 et pour chaque cas de charge verticale spécifié dans le même article, la différence entre la raideur effective à chacun des trois cycles d'essais et la valeur moyenne de la rigidité effective pour chaque éprouvette, n'est pas supérieure à 10 % ;
- c) pour chaque incrément du déplacement d'essai spécifié à l'alinéa 2 de J.3 et pour chaque cas de charge verticale spécifié dans le même article, la différence entre les valeurs moyennes de la rigidité effective de deux spécimens d'isolateur du même type et de la même dimension, pendant les trois cycles d'essais requis, n'est pas supérieure à 10 % ;
- d) pour chaque spécimen, la modification de la raideur initiale, durant les 20 cycles de l'essai spécifié à l'alinéa 3 de J.3, ne dépasse pas 20 % ;
- e) pour chaque spécimen, la diminution de l'amortissement initial effectif, durant les 20 cycles de l'essai spécifié à l'alinéa 3 de J.3, ne dépasse pas 20 % ;
- f) tous les spécimens des éléments des systèmes d'isolation portant des charges verticales restent stables, sans réduction de leur capacité portante, pendant une durée de 60 s lors de l'essai sous charges statiques, comme il est prescrit en J.6.

J.9 Propriétés de calcul des systèmes d'isolation

J.9.1 Rigidité effective

(1)P La rigidité effective minimale et maximale des systèmes d'isolation doit être déterminée comme suit :

- a) la valeur de K_{\min} doit être fixée à partir de la raideur effective minimale de l'unité d'isolateur individuel, établie par les essais cycliques de l'alinéa 2 de J.3 pour une amplitude du déplacement égale au déplacement de calcul ;
- b) la valeur de K_{\max} doit être fixée à partir de la raideur effective maximale de l'unité d'isolateur individuel, établie par les essais cycliques de l'alinéa 2 de J.3 pour une amplitude de déplacement égale au déplacement de calcul ;
- c) pour les unités d'isolateurs pour lesquelles les essais de J.3, J.4 et J.5 ont mis en évidence des caractéristiques force-déplacement qui varient respectivement en fonction de la charge verticale, du rythme de chargement ou de la charge bilatérale, les valeurs de K_{\max} doivent être augmentées et les valeurs de K_{\min} diminuées, autant que nécessaire, pour englober les effets de la variation mesurée de la raideur effective.

J.9.2 Amortissement effectif

(1)P L'amortissement effectif (ξ'_1) du système d'isolation doit être calculé comme suit :

$$\xi' = \frac{\text{Surface totale}}{2\pi K_{\max} d_{Ed}^2} \quad (\text{J.2})$$

où la surface totale doit être prise égale à la somme des surfaces des boucles d'hystérésis de toutes les unités d'isolateurs. La surface des boucles d'hystérésis de chaque unité d'isolateur doit être prise égale à la surface minimale des trois boucles d'hystérésis établie par les essais cycliques de l'alinéa 2 de J.3, pour une amplitude de déplacement égale au déplacement de calcul d_{Ed} .

J.10 Influence d'autres facteurs

J.10.1 Température

(1)P Si la raideur et/ou l'amortissement effectif des isolateurs dépendent de leur température, dans la plage de -5 °C à 35 °C , des tests séparés doivent être réalisés, conformément à J.3, afin d'évaluer l'effet de la température sur K_{\max} , K_{\min} et ξ_I .

J.10.2 Vieillissement

(1)P Les effets du vieillissement sur la raideur des unités doivent être testés en soumettant les spécimens à des procédés de vieillissement accéléré convenables. Une extrapolation appropriée des résultats doit être utilisée pour l'évaluation de la raideur maximale effective.

J.10.3 Historique du chargement

(1)P Lorsque la raideur initiale (vierge) des isolateurs est sensiblement réduite après un nombre de cycles de chargement (par exemple dans le cas d'isolateurs en caoutchouc dont l'amortissement est important ou en caoutchouc d'amortissement amélioré) la raideur effective doit être considérée comme la raideur moyenne des quatre premiers cycles au déplacement de calcul, mesurée lors d'essais spéciaux réalisés sur deux spécimens vierges (non altérés) conformément à l'alinéa 3 du paragraphe (1) de J.3.