

# norme européenne

**NF EN 1998-5**

Septembre 2005

# norme française

Indice de classement : P 06-035-1

ICS : 91.080.01 ; 91.120.25

## Eurocode 8

## Calcul des structures pour leur résistance aux séismes

### Partie 5 : Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques

E : Eurocode 8 — Design of structures for earthquake resistance —  
Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects  
D : Eurocode 8 — Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben —  
Teil 5: Gründungen, Stützbauwerke und geotechnische Aspekte

### Norme française homologuée

par décision du Directeur Général d'AFNOR le 20 août 2005 pour prendre effet le 20 septembre 2005.

Est destinée à remplacer la norme expérimentale XP ENV 1998-5 (indice de classement : P 06-035), de décembre 2000.

Est destinée à remplacer la norme homologuée NF P 06-013, de décembre 1995 et ses amendements A1, de février 2001 et A2, de novembre 2004.

### Correspondance

La Norme européenne EN 1998-5:2004 a le statut d'une norme française.

### Analyse

Le présent document établit les prescriptions, critères et règles relatifs au choix du site et au sol de fondation en relation avec la résistance sismique des structures. Il traite :

- de l'analyse du risque de liquéfaction ;
- du dimensionnement de différents systèmes de fondation ;
- du dimensionnement d'ouvrages de soutènement des terres ;
- de l'interaction sol-structure sous l'effet des actions sismiques.

En tant que tel, il complète l'Eurocode 7 qui ne traite pas des prescriptions particulières du dimensionnement parasismique.

Deux annexes indiquent des procédures simplifiées pour l'évaluation du risque de liquéfaction et pour l'analyse sismique des ouvrages de soutènement.

Le présent document est destiné à être utilisé conjointement avec les NF EN 1990 et 1997.

### Descripteurs

**Thésaurus International Technique** : bâtiment, génie civil, structure, construction résistant au séisme, conception antisismique, fondation, sol, propriété, choix, calcul, vérification.

### Modifications

Par rapport au document remplacé et partiellement remplacé, adoption de la norme européenne.

### Corrections



## Membres de la commission de normalisation

Président : M PECKER

Secrétariat : M RUTMAN — BNTB

M	AMIR-MAZAHERI	PX-DAM CONSULTANTS
M	ARIBERT	CTICM — INSA DE RENNES
M	ASHTARI	CETEN-APAVE
M	BALOCHE	CSTB
M	BISCH	SECHAUD ET METZ
M	CAPRA	CAMPENON BERNARD
M	CHABROLIN	CTICM
M	CHAMMAS	CTTB
M	CHENAF	CSTB
M	COIN	EGF — BTP
M	DAVIDOVICI	DYNAMIQUE CONCEPT
M	DE CHEFDEBIEN	CERIB
M	DEMERCASTEL	UNCMI
M	FALIPH	ENTREPOSE CONTRACTING
M	FOIN	METTATM — CGPC
M	FOURE	CEBTP
M	GIANQUINTO	EXPERT
M	GILBERT	UMGO
M	GUILLON	ARCADIS ESG
M	JALIL	AFPS
M	LAMADON	BUREAU VERITAS
M	LE MAGOROU	CTBA
M	MOUROUX	GEPP — GROUPE ZONAGE
MME	OSMANI	EIFFAGE
MME	PATROUILLEAU	AFNOR
M	PECKER	GEODYNAIQUE ET STRUCTURE
M	SABOURAULT	MINISTERE DE L'ECOLOGIE ET DU DEVELOPPEMENT DURABLE
M	SAINT JEAN	SOCOTEC
M	SENECAT	DGUHC
M	SOLLOGOUB	CEA
M	THEVENIN	BUREAU VERITAS
M	TOURET	EDF — SEPTEN
M	WALTER	GEODYNAIQUE ET STRUCTURE

## **Avant-propos national**

### **A.P.1 : Introduction**

(0) Le règlement du Comité européen de Normalisation (CEN) impose que les normes européennes adoptées par ses membres soient transformées en normes nationales au plus tard dans les 6 mois après leur ratification et que les normes nationales en contradiction soient annulées.

(1) La présente publication reproduit la norme européenne EN 1998-5 «Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes — Partie 5 : Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques», ratifiée par le CEN le 16 avril 2004 et mise à disposition le 31 mai 2005. Elle fait partie d'un ensemble de normes constituant la collection des Eurocodes, qui dépendent dans une certaine mesure les unes des autres pour leur application. Certaines d'entre elles sont encore en cours d'élaboration. C'est pourquoi le CEN a fixé une période de transition nécessaire à l'achèvement de cet ensemble de normes européennes, période durant laquelle les membres du CEN ont l'autorisation de maintenir leurs propres normes nationales adoptées antérieurement.

(2) Cette publication, faite en application des règles du CEN, peut permettre aux différents utilisateurs de se familiariser avec le contenu (concepts et méthodes) de la norme européenne.

(3) L'application en France de cette norme appelle toutefois un ensemble de précisions et de compléments pour lesquels une Annexe Nationale est en préparation dans le cadre de la Commission de normalisation CN/PS. En attendant la publication de cette Annexe Nationale, si la norme européenne est employée, ce ne peut être qu'avec les compléments précisés par l'utilisateur et sous sa responsabilité.

(4) Avec son Annexe Nationale, la norme NF EN 1998-5 a vocation à remplacer la norme expérimentale XP ENV 1998-5. Cependant, en raison des autres parties d'Eurocodes, normes provisoires ENV, qui font référence à cette dernière et qui ne sont pas encore remplacées par des normes EN, la norme XP ENV 1998-5 est maintenue en vigueur pendant la période de coexistence nécessaire.

La norme NF EN 1998-5 aura vocation à terme à remplacer certaines parties de la norme NF P 06-013 (avec ses deux amendements) «Règles de Construction parasismique — Règles PS applicables aux bâtiments dites règles PS 92». Cette dernière pourrait être maintenue pendant la période de coexistence nécessaire.

### **A.P.2 : Références aux normes françaises**

La correspondance entre les normes mentionnées à l'article «Références normatives» et les normes françaises identiques est la suivante :

EN 1990	: NF EN 1990 (indice de classement : P 06-100-1)
EN 1997-1	: XP ENV 1997-1 (indice de classement : P 94-250-1)
EN 1997-2	: NF EN 1997-2 (indice de classement : P 94-250-2) <sup>1)</sup>
EN 1998-1	: NF EN 1998-1 (indice de classement : P 06-031)
EN 1998-2	: NF EN 1998-2 (indice de classement : P 06-032) <sup>1)</sup>
EN 1998-4	: NF EN 1998-4 (indice de classement : P 06-034) <sup>1)</sup>
EN 1998-6	: NF EN 1998-6 (indice de classement : P 06-036) <sup>1)</sup>

---

1) En préparation.



**Version française**

**Eurocode 8 — Calcul des structures pour leur résistance aux séismes —  
Partie 5 : Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques**

Eurocode 8 — Auslegung von Bauwerken gegen  
Erdbeben — Teil 5: Gründungen, Stüzbauwerke  
und geotechnische Aspekte

Eurocode 8 — Design of structures for earthquake  
resistance — Part 5: Foundations, retaining  
structures and geotechnical aspects

La présente Norme européenne a été adoptée par le CEN le 16 avril 2004.

Les membres du CEN sont tenus de se soumettre au Règlement Intérieur du CEN/CENELEC, qui définit les conditions dans lesquelles doit être attribué, sans modification, le statut de norme nationale à la Norme européenne.

Les listes mises à jour et les références bibliographiques relatives à ces normes nationales peuvent être obtenues auprès du Centre de Gestion ou auprès des membres du CEN.

La présente Norme européenne existe en trois versions officielles (allemand, anglais, français). Une version dans une autre langue faite par traduction sous la responsabilité d'un membre du CEN dans sa langue nationale et notifiée au Centre de Gestion, a le même statut que les versions officielles.

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

**CEN**

COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION

Europäisches Komitee für Normung  
European Committee for Standardization

**Centre de Gestion : rue de Stassart 36, B-1050 Bruxelles**

## Sommaire

	Page
<b>Avant-propos</b> .....	4
<b>1 Généralités</b> .....	7
1.1 Domaine d'application .....	7
1.2 Références normatives .....	7
1.2.1 Normes générales de référence .....	7
1.3 Hypothèses de travail .....	7
1.4 Distinctions entre principes et règles d'application .....	8
1.5 Termes et définitions .....	8
1.5.1 Termes communs à tous les Eurocodes .....	8
1.5.2 Termes supplémentaires utilisés dans la présente norme .....	8
1.6 Symboles .....	8
1.7 Unités SI .....	9
<b>2 Action sismique</b> .....	10
2.1 Définition de l'action sismique .....	10
2.2 Représentation temporelle .....	10
<b>3 Propriétés du sol</b> .....	11
3.1 Caractéristiques de résistance .....	11
3.2 Caractéristiques de rigidité et d'amortissement .....	11
<b>4 Prescriptions relatives au choix du site et aux sols de fondation</b> .....	12
4.1 Choix du site .....	12
4.1.1 Généralités .....	12
4.1.2 Proximité de failles sismiques actives .....	12
4.1.3 Stabilité des pentes .....	12
4.1.3.1 Prescriptions générales .....	12
4.1.3.2 Action sismique .....	12
4.1.3.3 Méthodes d'analyse .....	13
4.1.3.4 Vérification de la sécurité dans la méthode pseudo-statique .....	13
4.1.4 Sols potentiellement liquéfiables .....	14
4.1.5 Tassements excessifs des sols sous charges cycliques .....	15
4.2 Reconnaissances et études des sols .....	15
4.2.1 Critères généraux .....	15
4.2.2 Détermination du profil de sol pour la définition de l'action sismique .....	15
4.2.3 Variation de la rigidité et de l'amortissement du sol en fonction de l'amplitude de déformation .....	16
<b>5 Système de fondation</b> .....	17
5.1 Prescriptions générales .....	17
5.2 Règles de conception et de dimensionnement .....	17
5.3 Effets des actions de calcul .....	17
5.3.1 Incidence du dimensionnement de la structure .....	17
5.3.2 Transmission des effets des actions au sol .....	18
5.4 Vérifications et critères de dimensionnement .....	18
5.4.1 Fondations superficielles ou enterrées .....	18
5.4.1.1 Semelles (calcul à l'état limite ultime) .....	18
5.4.1.2 Liaisons horizontales entre fondations .....	19
5.4.1.3 Radiers .....	20
5.4.1.4 Fondations en caissons .....	20
5.4.2 Pieux et puits .....	20

## Sommaire (fin)

	Page
<b>6</b>	<b>Interaction sol-structure</b> ..... 22
<b>7</b>	<b>Ouvrages de soutènement des terres</b> ..... 23
<b>7.1</b>	Prescriptions générales ..... 23
<b>7.2</b>	Choix et considérations générales de conception ..... 23
<b>7.3</b>	Méthodes d'analyse ..... 23
<b>7.3.1</b>	Méthodes générales ..... 23
<b>7.3.2</b>	Méthodes simplifiées : analyse pseudo-statique ..... 23
<b>7.3.2.1</b>	Modèles de base ..... 23
<b>7.3.2.2</b>	Action sismique ..... 24
<b>7.3.2.3</b>	Valeur de calcul de la poussée des terres et de la pression de l'eau ..... 25
<b>7.3.2.4</b>	Pression hydrodynamique sur la face extérieure du mur ..... 25
<b>7.4</b>	Vérifications de la stabilité et de la résistance ..... 25
<b>7.4.1</b>	Stabilité du sol de fondation ..... 25
<b>7.4.2</b>	Systèmes d'ancrage ..... 26
<b>7.4.3</b>	Résistance de la structure ..... 26
<b>Annexe A</b>	(informative) <b>Coefficients d'amplification topographique</b> ..... 27
<b>Annexe B</b>	(normative) <b>Diagrammes empiriques pour l'analyse simplifiée de la liquéfaction</b> ..... 28
<b>Annexe C</b>	(informative) <b>Rigidité statique à la tête des pieux</b> ..... 30
<b>Annexe D</b>	(informative) <b>Interaction dynamique sol-structure — Effets généraux et signification</b> ..... 31
<b>Annexe E</b>	(normative) <b>Analyse simplifiée pour les ouvrages de soutènement</b> ..... 32
<b>Annexe F</b>	(informative) <b>Capacité portante sismique des fondations superficielles</b> ..... 36

## Avant-propos

Cette Norme européenne EN 1998-5, Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes: Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques, a été élaboré par le Comité Technique CEN/TC 250 «Eurocodes structuraux», dont le secrétariat est tenu par BSI. Le CEN/TC 250 est responsable de tous les Eurocodes Structuraux.

Cette Norme européenne devra recevoir le statut de norme nationale, soit par publication d'un texte identique, soit par entérinement, au plus tard en mai 2005, et toutes les normes nationales en contradiction devront être retirées au plus tard en mars 2010.

Le présent document remplace l'ENV 1998-5:1994.

Selon le Règlement Intérieur du CEN/CENELEC, les instituts de normalisation nationaux des pays suivants sont tenus de mettre cette Norme européenne en application : Allemagne, Autriche, Belgique, Chypre, Danemark, Espagne, Estonie, Finlande, France, Grèce, Hongrie, Irlande, Islande, Italie, Luxembourg, Lettonie, Lituanie, Malte, Norvège, Pays-Bas, Pologne, Portugal, République Tchèque, Royaume-Uni, Slovaquie, Slovénie, Suède et Suisse.

### Origine du programme des Eurocodes

En 1975 la Commission des Communautés Européennes arrêta un programme d'actions dans le domaine de la construction, sur la base de l'article 95 du Traité. L'objectif du programme était l'élimination d'obstacles aux échanges et l'harmonisation des spécifications techniques.

Dans le cadre de ce programme d'actions, la Commission prit l'initiative d'établir un ensemble de règles techniques harmonisées pour le dimensionnement des ouvrages ; ces règles, en un premier stade, serviraient d'alternative aux règles nationales en vigueur dans les États Membres et, finalement, les remplaceraient.

Pendant quinze ans la Commission, avec l'aide d'un Comité Directeur comportant des représentants des États Membres, pilota le développement du programme des Eurocodes, ce qui conduisit au cours des années 80 à la première génération de codes européens.

En 1989 la Commission et les États Membres de l'Union Européenne et de l'AELE décidèrent, sur la base d'un accord <sup>1)</sup> entre la Commission et le CEN, de transférer au CEN par une série de Mandats la préparation et la publication des Eurocodes, afin de leur donner par la suite un statut de normes européennes (EN). Ceci établit *de facto* un lien entre les Eurocodes et les dispositions de toutes les Directives du Conseil et/ou Décisions de la Commission traitant de normes européennes (par exemple la Directive du Conseil 89/106 CEE sur les produits de la construction — DPC — et les Directives du Conseil 93/37/CEE, 92/50/CEE et 89/440/CEE sur les travaux et services publics ainsi que les Directives équivalentes de l'AELE destinées à la mise en place du marché intérieur).

Le programme des Eurocodes Structuraux comprend les normes suivantes, chacune étant en général constituée d'un certain nombre de Parties :

EN 1990	Eurocode : Bases de calcul des structures
EN 1991	Eurocode 1 : Actions sur les structures
EN 1992	Eurocode 2 : Calcul des structures en béton
EN 1993	Eurocode 3 : Calcul des structures en acier
EN 1994	Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes acier-béton
EN 1995	Eurocode 5 : Calcul des structures en bois
EN 1996	Eurocode 6 : Calcul des structures en maçonnerie
EN 1997	Eurocode 7 : Calcul géotechnique
EN 1998	Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes
EN 1999	Eurocode 9 : Calcul des structures en aluminium

---

1) Accord entre la Commission des Communautés Européennes et le Comité Européen de Normalisation (CEN) concernant le travail sur les EUROCODES pour le calcul des ouvrages de bâtiments et de génie civil (BC/CEN/03/89).



Les normes Eurocodes reconnaissent la responsabilité des autorités réglementaires dans chaque État Membre et ont sauvegardé le droit de celles-ci de déterminer, au niveau national, des valeurs relatives aux questions réglementaires de sécurité, là où ces valeurs continuent à différer d'un État à l'autre.

### **Statut et domaine d'application des Eurocodes**

Les États Membres de l'UE et de l'AELE reconnaissent que les Eurocodes servent de documents de référence pour les usages suivants :

- comme moyen de prouver la conformité des bâtiments et des ouvrages de génie civil aux exigences essentielles de la Directive du Conseil 89/106/CEE, en particulier à l'Exigence Essentielle No. 1 — Stabilité et résistance mécanique — et à l'Exigence Essentielle No. 2 — Sécurité en cas d'incendie ;
- comme base de spécification des contrats pour les travaux de construction et les services techniques associés ;
- comme cadre d'établissement de spécifications techniques harmonisées pour les produits de construction (EN et ATE).

Les Eurocodes, dans la mesure où les ouvrages eux-mêmes sont concernés par eux, ont une relation directe avec les Documents Interprétatifs <sup>2)</sup> visés à l'article 12 de la DPC, quoiqu'ils soient d'une nature différente de celle des normes harmonisées de produits <sup>3)</sup>. En conséquence, les aspects techniques résultant des travaux effectués pour les Eurocodes nécessitent d'être pris en considération de façon adéquate par les Comités Techniques du CEN et/ou les groupes de travail de l'EOTA travaillant sur les normes de produits en vue de parvenir à une complète compatibilité de ces spécifications techniques avec les Eurocodes.

Les normes Eurocodes fournissent des règles de conception structurale communes d'usage quotidien pour le calcul des structures entières et des produits composants de nature traditionnelle ou innovatrice. Les formes de construction ou les conceptions inhabituelles ne sont pas spécifiquement couvertes, et il appartiendra en ces cas au concepteur de se procurer des bases spécialisées supplémentaires.

### **Normes nationales transposant les Eurocodes**

Les normes nationales transposant les Eurocodes comprendront la totalité du texte des Eurocodes (toutes annexes incluses), tel que publié par le CEN ; ce texte peut être précédé d'une page nationale de titres et par un Avant-Propos National, et peut être suivi d'une Annexe Nationale.

L'Annexe Nationale peut seulement contenir des informations sur les paramètres laissés en attente dans l'Eurocode pour choix national, sous la désignation de Paramètres Déterminés au niveau National, à utiliser pour les projets de bâtiments et ouvrages de génie civil à construire dans le pays concerné ; il s'agit :

- de valeurs et/ou des classes là où des alternatives figurent dans l'Eurocode ;
- de valeurs à utiliser là où seul un symbole est donné dans l'Eurocode ;
- de données propres à un pays (géographiques, climatiques, etc.), par exemple carte de neige ;
- de la procédure à utiliser là où des procédures alternatives sont données dans l'Eurocode.

---

2) Conformément à l'Art. 3.3 de la DPC, les exigences essentielles (EE) doivent prendre une forme concrète dans les documents interprétatifs (DI) pour assurer les liens nécessaires entre les exigences essentielles et les mandats pour les normes européennes (EN) harmonisées, les ATE et les guides pour ces ATE.

3) Conformément à l'Art. 12 de la DPC les documents interprétatifs doivent :

- a) donner une forme concrète aux exigences essentielles (EE) en harmonisant la terminologie et les bases techniques, et en indiquant des classes ou niveaux pour chaque exigence si nécessaire ;
- b) indiquer des méthodes de corrélation de ces classes ou niveaux d'exigence avec les spécifications techniques, par ex. des méthodes de calcul et d'essais, des règles techniques pour le calcul de projets, etc. ;
- c) servir de référence pour l'établissement de normes et directives harmonisées pour des agréments techniques européens (ATE).

Les Eurocodes, de facto, jouent un rôle similaire pour l'EE 1 et une partie de l'EE 2.

Il peut aussi contenir :

- des décisions sur l'usage des Annexes informatives ;
- des références à des informations complémentaires non contradictoires pour aider l'utilisateur à appliquer l'Eurocode.

### **Liens entre les Eurocodes et les spécifications techniques harmonisées (EN et ATE) pour les produits**

La cohérence est nécessaire entre les spécifications techniques harmonisées pour les produits de construction et les règles techniques pour les ouvrages<sup>4)</sup>. En outre, toute information accompagnant la Marque CE des produits de construction, se référant aux Eurocodes, doit clairement faire apparaître quels Paramètres Déterminés au niveau National ont été pris en compte.

### **Informations additionnelles spécifiques à l'EN 1998-5**

Le domaine d'application de l'Eurocode 8 est défini dans l'EN 1998-1:2004, **1.1.1**, et le domaine d'application de la présente partie de l'Eurocode 8 est défini en **1.1**. Les autres parties de l'Eurocode 8 sont énumérées dans l'EN 1998-1:2004, **1.1.3**.

L'EN 1998-5:2004 est destinée à être utilisée par :

- les clients (par exemple pour formuler leurs exigences spécifiques en matière de niveaux de fiabilité et de durabilité) ;
- les concepteurs et les constructeurs ;
- les autorités compétentes.

Pour le calcul et le dimensionnement des structures dans les régions sismiques, les dispositions de cette Norme Européenne doivent être appliquées en plus des dispositions des autres parties pertinentes de l'Eurocode 8 et des autres Eurocodes pertinents. En particulier, les dispositions de cette Norme Européenne complètent celles de l'EN 1997-1 :2004, qui ne traite pas des exigences particulières du calcul parasismique.

En raison de la combinaison des incertitudes dans les actions sismiques et des propriétés des sols, il se peut que la Partie 5 ne couvre pas en détail toute situation possible de calcul et son bon usage peut exiger un jugement et une expérience d'ingénierie spécialisée.

### **Annexe Nationale pour l'EN 1998-5**

La présente norme donne des procédures alternatives et des valeurs, et recommande des classes, avec des Notes indiquant où des choix nationaux peuvent devoir être faits. C'est pourquoi il convient de doter la Norme Nationale transposant l'EN 1998-5 d'une Annexe Nationale contenant tous les Paramètres Déterminés au niveau National à utiliser pour le dimensionnement de bâtiments et d'ouvrages de génie civil à construire dans le pays concerné.

Dans l'EN 1998-5, le choix national est autorisé dans les articles suivants:

<b>Référence</b>	<b>Sujet</b>
1.1 (4)	Annexes informatives A, C, D et F
3.1 (3)	Coefficients partiels relatifs aux propriétés des matériaux
4.1.3 (11)	Valeur maximale de la contrainte pour la susceptibilité à la liquéfaction
5.2 (2)c)	Réduction du pic d'accélération avec la profondeur sous la surface du sol

4) Voir l'Art.3.3 et l'Art.12 de la DPC, ainsi que les articles 4.2, 4.3.1, 4.3.2 et 5.2 de l'DI 1.

## 1 Généralités

### 1.1 Domaine d'application

(1)P La présente partie de l'Eurocode 8 établit les prescriptions, critères et règles relatifs au choix du site et au sol de fondation en relation avec la résistance sismique des structures. Elle traite du dimensionnement de différents systèmes de fondation, du dimensionnement d'ouvrages de soutènement des terres ainsi que de l'interaction sol-structure sous l'effet des actions sismiques. En tant que telle, elle complète l'Eurocode 7 qui ne traite pas des prescriptions particulières du dimensionnement parasismique.

(2)P Les dispositions de la partie 5 s'appliquent aux bâtiments (EN 1998-1), aux ponts (EN 1998-2), aux tours, mâts et cheminées (EN 1998-6), aux silos, réservoirs et canalisations (1998-4).

(3)P Lorsque des prescriptions de dimensionnement particulières aux fondations de certains types de structures sont nécessaires, il y a lieu de se reporter aux parties qui les concernent dans l'Eurocode 8.

(4) L'annexe B de cet Eurocode présente des diagrammes empiriques pour une évaluation simplifiée du potentiel de liquéfaction, et l'Annexe E indique une procédure simplifiée pour l'analyse sismique des ouvrages de soutènement.

NOTE 1 L'Annexe informative A donne des informations relatives aux coefficients d'amplification topographique.

NOTE 2 L'Annexe informative C donne des informations sur la rigidité statique des pieux.

NOTE 3 L'Annexe informative D donne des informations relatives à l'interaction dynamique sol-structure.

NOTE 4 L'Annexe informative F donne des informations sur la capacité portante sismique des fondations superficielles.

### 1.2 Références normatives

(1)P Cette Norme européenne comporte par référence datée ou non datée des dispositions issues d'autres publications. Ces références normatives sont citées aux endroits appropriés dans le texte et les publications sont énumérées ci-après. Pour les références datées, les amendements ou révisions ultérieurs de l'une quelconque de ces publications ne s'appliquent à cette Norme européenne que s'ils y ont été incorporés par amendement ou révision. Pour les références non datées, la dernière édition de la publication à laquelle il est fait référence s'applique (y compris les amendements).

#### 1.2.1 Normes générales de référence

EN 1990, *Eurocode — Bases de calcul des structures.*

EN 1997-1, *Eurocode 7 — Calcul géotechnique — Règles générales.*

EN 1997-2, *Eurocode 7 — Calcul géotechnique — Partie 2 : Reconnaissance des terrains et essais.*

EN 1998-1, *Eurocode 8 — Calcul des structures pour leur résistance aux séismes — Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments.*

EN 1998-2, *Eurocode 8 — Calcul des structures pour leur résistance aux séismes — Partie 2 : Ponts.*

EN 1998-4, *Eurocode 8 — Calcul des structures pour leur résistance aux séismes — Partie 4 : Silos, réservoirs et canalisations.*

EN 1998-6, *Eurocode 8 — Calcul des structures pour leur résistance aux séismes — Partie 6 : Tours, mâts et cheminées.*

### 1.3 Hypothèses de travail

(1)P Les hypothèses de travail générales de l'EN 1990 :2002, **1.3** s'appliquent.

## 1.4 Distinctions entre principes et règles d'application

(1)P Les règles de l'EN 1990:2002, **1.4** s'appliquent.

## 1.5 Termes et définitions

### 1.5.1 Termes communs à tous les Eurocodes

(1)P Les termes et définitions donnés dans l'EN 1990:2002, **1.5** s'appliquent.

(2)P L'EN 1998-5:2004, **1.5.1** s'applique aux termes communs à tous les Eurocodes.

### 1.5.2 Termes supplémentaires utilisés dans la présente norme

(1)P La définition du «sol» donnée dans l'EN 1997-1 :2004, **1.5.2** est applicable alors que d'autres définitions de géotechnique, qui se rapportent spécifiquement aux séismes, telles que «liquéfaction», sont données dans le présent texte.

(2) Pour l'application de cette norme, les termes définis dans l'EN 1998-1:2004, **1.5.2** sont applicables.

## 1.6 Symboles

(1) Pour l'application de cette Norme Européenne, les symboles suivants sont applicables. Tous les symboles utilisés dans la partie 5 sont définis dans le texte à leur première occurrence. De plus, une liste des symboles est donnée ci-dessous. Certains symboles n'apparaissant que dans les annexes sont définis ci-dessous.

$E_d$	Valeur de calcul des effets de l'action
$E_{pd}$	Résistance sur la face latérale de la semelle due à la butée des terres
$ER$	Rapport d'énergie mesuré lors de l'essai de pénétration standard (SPT)
$F_H$	Valeur de calcul de la force d'inertie sismique horizontale
$F_V$	Valeur de calcul de la force d'inertie sismique verticale
$F_{Rd}$	Valeur de calcul de la force de frottement entre la base horizontale de la semelle et le sol
$G$	Module de cisaillement
$G_{max}$	Module de cisaillement moyen à faibles déformations
$L_e$	Distance du mur à l'ancrage, en conditions dynamiques
$L_s$	Distance du mur à l'ancrage, en conditions statiques
$M_{Ed}$	Valeur de calcul de l'action exprimée en termes de moments
$N_1(60)$	Valeur de l'indice de pénétration, mesuré en nombre de coups, à l'essai SPT, normalisée pour tenir compte des effets de surcharge et du rapport d'énergie
$N_{Ed}$	Valeur de calcul de l'effort normal sur la base horizontale
$N_{SPT}$	Valeur de l'indice de pénétration, mesuré en nombre de coups, à l'essai de pénétration standard (SPT)
$PI$	Indice de plasticité du sol
$R_d$	Valeur de calcul de la résistance du sol
$S$	Paramètre caractéristique de la classe de sol défini dans l'EN 1998-1:2004, <b>3.2.2.2</b>
$S_T$	Coefficient d'amplification topographique
$V_{Ed}$	Valeur de calcul de l'effort tranchant horizontal
$W$	Poids de la masse en mouvement
$a_g$	Valeur de calcul de l'accélération du sol pour le sol de classe A ( $a_g = \gamma_I a_{gR}$ )

$a_{gR}$	Pic de l'accélération de référence du sol pour le sol de classe A
$a_{vg}$	Valeur de calcul de l'accélération du sol dans la direction verticale
$c'$	Cohésion du sol exprimée en termes de contraintes effectives
$c_u$	Résistance au cisaillement non drainée du sol
$d$	Diamètre du pieu
$d_f$	Déplacement des murs de soutènement
$g$	Accélération de la pesanteur
$k_h$	Coefficient sismique horizontal
$k_v$	Coefficient sismique vertical
$q_u$	Résistance à la compression simple
$r$	Facteur pour le calcul du coefficient sismique horizontal (Tableau 7.1)
$v_s$	Vitesse de propagation des ondes de cisaillement
$v_{s,max}$	Valeur moyenne de $v_s$ à faibles déformations ( $< 10^{-5}$ )
$\alpha$	Rapport de la valeur de calcul de l'accélération du sol pour sol de classe A, $a_g$ , à l'accélération de la pesanteur, $g$
$\gamma$	Poids volumique du sol
$\gamma_d$	Poids volumique du sol sec
$\gamma_l$	Coefficient d'importance
$\gamma_M$	Coefficient partiel pour les caractéristiques du matériau
$\gamma_{Rd}$	Coefficient partiel de modèle
$\gamma_w$	Poids volumique de l'eau
$\delta$	Angle de frottement entre le sol et la semelle ou le mur de soutènement
$\phi'$	Angle de frottement en termes de contrainte effective
$\rho$	Masse volumique
$\sigma_{vo}$	Contrainte verticale totale des terres, identique à la contrainte verticale totale
$\sigma'_{vo}$	Contrainte verticale effective des terres, identique à la contrainte verticale effective
$\tau_{cy,u}$	Résistance au cisaillement cyclique non drainée du sol
$\tau_e$	Contrainte de cisaillement sismique

## 1.7 Unités SI

- (1)P Les Unités SI doivent être utilisées conformément à l'ISO 1000.
- (2) De plus les unités recommandées dans l'EN 1998-1:2004, 1.7 sont applicables.

NOTE Pour les calculs géotechniques, il convient de se référer à l'EN 1997-1:2004, 1.6 (2).

## **2 Action sismique**

### **2.1 Définition de l'action sismique**

- (1)P L'action sismique doit être en cohérente avec les concepts fondamentaux et les définitions indiquées dans l'EN 1998-1:2004, **3.2** en tenant compte des dispositions du paragraphe **4.2.2**.
- (2)P Les combinaisons de l'action sismique avec d'autres actions doivent être effectuées conformément à l'EN 1990:2002, **6.4.3.4** et à l'EN 1998-1:2004, **3.2.4**.
- (3) Des simplifications dans le choix de l'action sismique sont introduites dans cette Norme Européenne le cas échéant.

### **2.2 Représentation temporelle**

- (1)P Si des analyses dans le domaine temporel sont effectuées, des accélérogrammes artificiels et des enregistrements réels de mouvements forts peuvent être utilisés. Leur valeur de pic et leur contenu fréquentiel doivent être tels que spécifiés dans l'EN 1998-1:2004, **3.2.3.1**.
- (2) Dans les vérifications de la stabilité dynamique impliquant le calcul des déformations permanentes du sol, il convient que l'excitation consiste de préférence en accélérogrammes enregistrés sur des sols lors de séismes réels, car ils ont un contenu réaliste en basses fréquences et un phasage approprié entre les composantes horizontales et verticales du mouvement. Il convient de choisir la durée des mouvements forts en accord avec l'EN 1998-1:2004, **3.2.3.1**.

### 3 Propriétés du sol

#### 3.1 Caractéristiques de résistance

(1) La valeur des caractéristiques de résistance du sol, applicable dans des conditions statiques non drainées, peut en général être utilisée. Pour les sols cohérents, la caractéristique de résistance appropriée est la résistance au cisaillement non drainée  $c_u$ . Lorsque cela est nécessaire et justifié par des faits expérimentaux adéquats, cette dernière est ajustée en fonction de la vitesse de chargement élevée et des effets de dégradation cyclique sous charges sismiques. Pour les sols sans cohésion, la caractéristique de résistance appropriée est la résistance au cisaillement cyclique non drainée  $\tau_{cy,u}$  qui devrait tenir compte de l'accumulation possible de pression de l'eau interstitielle.

(2) En variante, des caractéristiques de résistance effective avec prise en compte de la pression appropriée de l'eau interstitielle engendrée durant le chargement cyclique peuvent être utilisées. Pour les roches, la résistance à la compression simple,  $q_u$ , peut être utilisée.

(3) Les coefficients partiels ( $\gamma_M$ ) relatifs aux propriétés des matériaux  $c_u$ ,  $\tau_{cy,u}$  et  $q_u$ , sont notés  $\gamma_{cu}$ ,  $\gamma_{\tau cy}$  et  $\gamma_{qu}$ , ceux relatifs à  $\tan \phi'$  sont notés  $\gamma_{\phi'}$ .

NOTE Les valeurs attribuées à  $\gamma_{cu}$ ,  $\gamma_{\tau cy}$ ,  $\gamma_{qu}$  et  $\gamma_{\phi'}$  pour utilisation dans un pays donné figurent dans l'Annexe Nationale de ce pays. Les valeurs recommandées sont  $\gamma_{cu} = 1,4$ ,  $\gamma_{\tau cy} = 1,25$ ,  $\gamma_{qu} = 1,4$ , et  $\gamma_{\phi'} = 1,25$ .

#### 3.2 Caractéristiques de rigidité et d'amortissement

(1) En raison de son influence sur les actions sismiques de calcul, la caractéristique principale de rigidité du sol sous charges sismiques est le module de cisaillement  $G$ , donné par :

$$G = \rho v_s^2 \quad \dots (3.1)$$

où  $\rho$  est la masse volumique du sol et  $v_s$  la vitesse de propagation des ondes de cisaillement.

(2) Des critères pour la détermination de  $v_s$ , y compris sa dépendance sur l'amplitude de déformation du sol, sont indiqués aux paragraphes **4.2.2** et **4.2.3**.

(3) Il convient de considérer l'amortissement comme une propriété supplémentaire du sol dans les cas où les effets de l'interaction sol-structure, spécifiés dans l'article **6**, doivent être pris en compte.

(4) Il convient de considérer séparément l'amortissement interne, causé par le comportement inélastique du sol sous chargement cyclique, et l'amortissement radiatif, causé par la propagation des ondes sismiques à partir de la fondation.

## 4 Prescriptions relatives au choix du site et aux sols de fondation

### 4.1 Choix du site

#### 4.1.1 Généralités

(1)P Une évaluation du site de la construction doit être effectuée pour déterminer la nature du terrain de fondation afin de s'assurer que les dangers potentiels de rupture, d'instabilité des pentes, de liquéfaction, et de forte susceptibilité à la densification soient minimisés en cas d'agression sismique.

(2)P La possibilité d'apparition de ces phénomènes négatifs doit être étudiée comme cela est spécifié dans les sous-paragraphes suivants.

#### 4.1.2 Proximité de failles sismiques actives

(1)P Les bâtiments de catégories d'importance II, III, IV définies dans l'EN 1998-1:2004, **4.2.5** ne doivent pas être construits à proximité immédiate de failles tectoniques reconnues comme étant sismiquement actives dans les documents officiels publiés par les autorités nationales.

(2) Pour la plupart des structures ne présentant pas de danger pour la sécurité publique, une absence de mouvement pendant le quaternaire récent peut être utilisée pour identifier les failles non actives.

(3)P Des reconnaissances géologiques particulières doivent être réalisées pour l'établissement des plans d'occupation des sols et pour des structures importantes qui doivent être construites à proximité des failles potentiellement actives, dans des zones de forte sismicité, afin de déterminer le danger résultant en termes de ruptures de terrain et de sévérité des secousses.

#### 4.1.3 Stabilité des pentes

##### 4.1.3.1 Prescriptions générales

(1)P Une vérification de la stabilité du sol doit être effectuée pour les structures qui doivent être érigées sur ou à proximité de pentes naturelles ou artificielles, afin d'assurer que la sécurité et/ou la fonctionnalité des structures sont préservées pour le séisme de calcul.

(2)P Pour les sollicitations sismiques, l'état limite des pentes est l'état correspondant à l'apparition de déplacements permanents d'une amplitude inacceptable de la masse du sol, sur une profondeur significative vis-à-vis des effets structuraux et fonctionnels sur les structures.

(3) La vérification de la stabilité n'est pas requise pour les bâtiments de la catégorie d'importance I, si le retour d'expérience dans des conditions comparables montre que le sol est stable sur le site de la construction.

##### 4.1.3.2 Action sismique

(1)P L'action sismique de calcul à adopter pour la vérification de la stabilité doit être conforme aux définitions données au paragraphe **2.1**.

(2)P Une majoration de l'action sismique de calcul doit être introduite, par le biais d'un coefficient d'amplification topographique, dans les vérifications de la stabilité du sol pour des structures avec un coefficient d'importance  $\gamma_1$  plus grand que 1.0 et situées sur ou à proximité de pentes.

NOTE Des indications pour les valeurs du coefficient d'amplification topographique sont données dans l'Annexe Informative A.

(3) L'action sismique peut être simplifiée comme indiqué en **4.1.3.3**.



#### 4.1.3.3 Méthodes d'analyse

(1)P La réponse des pentes au séisme de calcul doit être calculée soit au moyen de méthodes d'analyse dynamique reconnues, comme les éléments finis ou les modèles de bloc rigide, soit par des méthodes pseudo-statiques simplifiées sujettes aux limitations des alinéas (3) et (8) de ce sous-paragraphe.

(2)P Pour la modélisation du comportement mécanique des sols, il y a lieu de tenir compte de la diminution du module de déformation avec l'augmentation de l'amplitude de déformation ainsi que des effets possibles de l'augmentation de la pression interstitielle sous chargement cyclique.

(3) La vérification de la stabilité peut être effectuée au moyen de méthodes pseudo-statiques simplifiées dans le cas où la topographie de surface et la stratigraphie du sol ne présentent pas des irrégularités très prononcées.

(4) Les méthodes d'analyse pseudo-statiques de la stabilité sont similaires à celles indiquées dans l'EN 1997-1:2004, 11.5 à l'exception de l'introduction de forces d'inertie horizontales et verticales appliquées à chaque partie de la masse du sol, et à toutes charges gravitaires agissant au sommet de la pente.

(5)P Les valeurs de calcul des forces sismiques d'inertie,  $F_H$  et  $F_V$ , agissant sur la masse du sol dans les directions respectivement horizontale et verticale, doivent être prises égales aux valeurs suivantes dans les analyses pseudo-statiques :

$$F_H = 0,5\alpha \cdot S \cdot W \quad \dots (4.1)$$

$$F_V = \pm 0,5 F_H \text{ si le rapport } a_{vg}/a_g \text{ est supérieur à } 0,6 \quad \dots (4.2)$$

$$F_V = \pm 0,33 F_H \text{ si le rapport } a_{vg}/a_g \text{ n'est pas supérieur à } 0,6 \quad \dots (4.3)$$

où :

$\alpha$  est le rapport de la valeur de calcul de l'accélération du sol pour le sol de classe A,  $a_g$ , à l'accélération de la pesanteur,  $g$  ;

$a_{vg}$  est la valeur de calcul de l'accélération du sol en direction verticale ;

$a_g$  est la valeur de calcul de l'accélération du sol pour le sol de classe A ;

$S$  est le paramètre caractéristique de la classe de sol défini dans l'EN 1998-1:2004, 3.2.2.2 ;

$W$  est le poids de la masse en mouvement.

Un coefficient d'amplification topographique pour  $a_g$  doit être pris en compte conformément à 4.1.3.2 (2).

(6)P Une condition d'état limite doit alors être vérifiée pour la surface de glissement potentiel la moins sûre.

(7) La condition d'état limite de service peut être vérifiée en calculant le déplacement permanent de la masse en mouvement en utilisant un modèle dynamique simplifié, consistant en un bloc rigide glissant avec frottement sur la pente. Dans ce modèle, il convient que l'action sismique ait une représentation temporelle, conformément à 2.2, et soit fondée sur l'accélération de calcul non réduite.

(8)P Des méthodes simplifiées, comme les méthodes pseudo-statiques simplifiées mentionnées en (3) à (6) dans ce sous-paragraphe, ne doivent pas être utilisées dans le cas de sols capables de développer des pressions interstitielles importantes, ou des dégradations significatives de la rigidité sous chargement cyclique.

(9) Il convient d'évaluer l'augmentation de la pression interstitielle au moyen d'essais appropriés. En l'absence de tels essais, et pour le prédimensionnement, elle peut être estimée par des corrélations empiriques.

#### 4.1.3.4 Vérification de la sécurité dans la méthode pseudo-statique

(1)P Pour les sols saturés, dans des régions avec  $a \times S > 0,15$ , il doit être tenu compte d'une dégradation possible de la résistance et d'une augmentation possible de la pression interstitielle due au chargement cyclique, en tenant compte des limitations énoncées en 4.1.3.3 (8).

(2) Pour les glissements latents, lorsque les risques de réactivation par les séismes sont importants, il convient d'adopter pour les caractéristiques de résistance du sol celles associées aux grandes déformations. Dans le cas des matériaux sans cohésion, susceptibles d'être le siège d'une augmentation cyclique de la pression interstitielle dans les limites de 4.1.3.3, il est possible de rendre compte de cette résistance en diminuant la composante résistante de frottement par l'introduction d'un coefficient approprié de pression interstitielle, proportionnel à l'augmentation maximale de cette pression. Une telle augmentation peut être estimée comme indiqué en 4.1.3.3 (9).

(3) Il n'est pas nécessaire d'appliquer une réduction de la résistance au cisaillement pour des sols fortement dilatants et sans cohésion comme les sables denses.

(4)P La vérification de sécurité de la pente du sol doit être exécutée conformément aux principes de l'EN 1997-1:2004.

#### 4.1.4 Sols potentiellement liquéfiables

(1)P La diminution de résistance au cisaillement et/ou de rigidité due à l'augmentation, durant le mouvement sismique, de la pression de l'eau interstitielle dans les matériaux saturés sans cohésion, susceptible de produire des déformations permanentes significatives, voire une quasi-annulation de la contrainte effective dans le sol, est désignée dans ce qui suit par le terme «liquéfaction».

(2)P Une évaluation de la susceptibilité à la liquéfaction doit être effectuée lorsque le sol de fondation comprend des couches étendues ou des lentilles épaisses de sable lâche, avec ou sans fines silteuses ou argileuses, au-dessous du niveau de la nappe phréatique, et lorsque ce niveau est proche de la surface du sol. Cette évaluation doit être effectuée pour les conditions de site en champ libre (niveau de la surface du sol, niveau de la nappe phréatique), prédominantes durant la vie de la structure.

(3)P Les reconnaissances exigées à cette fin doivent comporter au minimum la réalisation in situ soit d'essais de pénétration standard (SPT) soit d'essais de pénétration au cône (CPT), ainsi que la détermination des courbes granulométriques en laboratoire.

(4)P Pour l'essai SPT, les valeurs mesurées de l'indice de pénétration  $N_{SPT}$ , exprimé en coups/30 cm, doivent être normalisées à une pression effective de référence de 100 kPa et à un rapport de l'énergie d'impact à l'énergie théorique de chute libre égal à 0,6. Pour des profondeurs inférieures à 3 m, il convient de réduire de 25 % les valeurs  $N_{SPT}$  mesurées.

(5) La normalisation relative aux effets de la surcharge due au terrain peut être effectuée en multipliant la valeur mesurée de  $N_{SPT}$  par le facteur  $(100/\sigma'_{v0})^{1/2}$ , où  $\sigma'_{v0}$  (kPa) est la contrainte effective des terres agissant à la profondeur à laquelle la mesure SPT a été réalisée, cela au moment de sa réalisation. Le coefficient de normalisation  $(100/\sigma'_{v0})^{1/2}$  doit être compris entre 0,5 et 2.

(6) La normalisation vis-à-vis de l'énergie exige la multiplication de la valeur de l'indice de pénétration obtenu en (5) de ce sous-paragraphe par le facteur  $ER/60$ , où  $ER$  est égal à 100 fois le rapport d'énergie, spécifique de l'équipement.

(7) Pour les bâtiments sur fondations superficielles, l'évaluation de la susceptibilité à la liquéfaction peut être omise lorsque les sols sableux saturés sont situés à des profondeurs supérieures à 15 m de la surface du sol.

(8) Il est aussi permis de négliger le risque de liquéfaction lorsque  $\alpha \cdot S < 0,15$  et lorsque, en même temps, une des conditions suivantes au moins est remplie :

- les sables contiennent de l'argile en proportion supérieure à 20 %, avec un indice de plasticité  $PI > 10$  ;
- les sables contiennent des silts en proportion supérieure à 35 % et, simultanément le nombre de coups SPT, normalisé pour l'effet de surcharge due au terrain et du rapport d'énergie,  $N_1(60) > 20$  ;
- les sables sont propres, avec la valeur du nombre de coups SPT, normalisé pour l'effet de surcharge due au terrain et du rapport d'énergie  $N_1(60) > 30$ .

(9)P Si le risque de liquéfaction ne peut être négligé, il doit au minimum être évalué par des méthodes reconnues d'ingénierie géotechnique, basées sur des corrélations expérimentales entre mesures in situ et contraintes critiques de cisaillement cyclique dont on sait qu'elles ont causé une liquéfaction lors de séismes passés.

(10) Des diagrammes empiriques de liquéfaction, illustrant l'approche par corrélation expérimentale dans des conditions de sol horizontal appliquée à différents types de mesure in situ, sont indiqués dans l'Annexe B. Dans cette approche, la contrainte de cisaillement sismique,  $\tau_e$ , peut être évaluée à l'aide de l'expression simplifiée :

$$\tau_e = 0,65 \alpha \cdot S \cdot \sigma_{v0} \quad \dots (4.4)$$

où  $\sigma_{v0}$  est la contrainte totale des terres et les autres variables sont définies dans les expressions (4.1) à (4.3). Cette expression ne doit pas être appliquée pour des profondeurs supérieures à 20 m.

(11)P Si l'approche par corrélation expérimentale est utilisée, un sol doit être considéré comme liquéfiable dans des conditions de sol horizontal chaque fois que la contrainte de cisaillement induite par le séisme dépasse une certaine fraction  $\lambda$  de la contrainte critique dont on sait qu'elle a causé une liquéfaction lors de séismes antérieurs.

NOTE La valeur attribuée à  $\lambda$  pour usage dans un pays donné figure dans son Annexe Nationale. La valeur recommandée est  $\lambda = 0,8$ , ce qui implique un coefficient de sécurité de 1,25.

(12)P Si des sols sont identifiés comme liquéfiables et si les effets qui en découlent sont jugés capables d'affecter la capacité portante ou la stabilité des fondations, la stabilité des fondations doit être assurée par exemple par une amélioration du sol et des fondations sur pieux (pour transmettre les charges à des couches non sensibles à la liquéfaction).

(13) Il convient que l'amélioration du sol pour éviter la liquéfaction se fasse soit par compactage du sol pour augmenter sa résistance à la pénétration au-delà des limites dangereuses, soit par l'utilisation d'un drainage pour diminuer l'accroissement de pression d'eau interstitielle produit par les secousses sismiques.

NOTE La faisabilité du compactage dépend principalement de la proportion des fines dans le sol.

(14) Il convient d'envisager avec prudence la seule utilisation de fondations sur pieux, en raison des forces importantes induites dans les pieux par la perte de résistance du sol dans la ou les couches liquéfiables, et en raison des incertitudes inévitables liées à la détermination de l'emplacement et de l'épaisseur de cette ou ces couches.

#### **4.1.5 Tassements excessifs des sols sous charges cycliques**

(1)P La sensibilité des sols de fondation à la densification et aux tassements excessifs causés par des contraintes cycliques induites par un séisme, doit être prise en compte lorsque des couches étendues ou des lentilles épaisses de matériaux lâches, non saturés et sans cohésion se trouvent à faible profondeur.

(2) Des tassements excessifs peuvent également se produire dans des argiles très molles, par suite de la dégradation cyclique de leur résistance au cisaillement sous l'effet de sollicitations sismiques de longue durée.

(3) Il convient d'évaluer le potentiel de densification et de tassement des sols décrits ci-avant au moyen de méthodes existantes d'ingénierie géotechnique, en ayant recours, si nécessaire, à des essais statiques et cycliques appropriés en laboratoire, effectués sur des échantillons représentatifs du sol étudié.

(4) Si les tassements causés par la densification ou par la dégradation cyclique paraissent en mesure d'affecter la stabilité des fondations, il convient d'envisager la possibilité d'amélioration du sol.

## **4.2 Reconnaissances et études des sols**

### **4.2.1 Critères généraux**

(1)P Les reconnaissances et les études des sols de fondation dans des régions sismiques doivent suivre en général les mêmes critères que ceux adoptés dans des régions non sismiques, définis dans l'EN 1997-1:2004, section 3.

(2) À l'exception des bâtiments de la catégorie d'importance I, il convient d'inclure dans les reconnaissances de sol des essais de pénétration au cône, éventuellement avec des mesures de la pression interstitielle, chaque fois que cela est réalisable, car ces essais fournissent un enregistrement continu des caractéristiques mécaniques du sol en fonction de la profondeur.

(3)P Des reconnaissances supplémentaires, axées sur les aspects sismiques, peuvent être exigées dans les cas indiqués en 4.1 et en 4.2.2.

### **4.2.2 Détermination du profil de sol pour la définition de l'action sismique**

(1)P Les données géotechniques ou géologiques relatives au site destiné à la construction doivent être disponibles en quantité suffisante pour permettre de déterminer un profil moyen du sol et/ou le spectre de réponse qui lui correspond, tels qu'ils sont définis dans l'EN 1998-1:2004, 3.1 et 3.2.

(2) À cette fin, les données recueillies in situ peuvent être intégrées avec les données concernant des zones adjacentes ayant des caractéristiques géologiques similaires.

(3) Il convient de prendre en compte des cartes ou critères existants de micro-zonage sismique, à condition qu'ils soient conformes à (1)P de ce sous-paragraphe et qu'ils soient étayés par des reconnaissances de sol sur le site de la construction.

(4)P Dans le cas de sites stables, le profil de vitesse  $v_s$  de propagation des ondes de cisaillement dans le sol doit être considéré comme le paramètre d'évaluation le plus fiable pour la détermination des caractéristiques de l'action sismique dépendantes du site.

(5) Pour des structures importantes, dans des régions de forte sismicité, en particulier dans les conditions de sols de classe D,  $S_1$ , ou  $S_2$ , il convient d'utiliser des mesures in situ du profil  $v_s$  effectuées par des méthodes géophysiques en forage.

(6) Pour tous les autres cas, lorsque les périodes de vibration naturelle du sol doivent être déterminées, il est possible d'estimer le profil  $v_s$  par des corrélations empiriques, en utilisant la résistance à la pénétration in situ ou d'autres propriétés géotechniques, en tenant compte de la dispersion de telles corrélations.

(7) Il convient de mesurer l'amortissement interne du sol par des essais appropriés en laboratoire ou sur le terrain. À défaut de mesures directes, et si le produit  $a_g \cdot S$  est inférieur à 0,1 g (c'est-à-dire inférieur à  $0,98 \text{ m/s}^2$ ), il convient d'utiliser un coefficient d'amortissement de 0,03. Les sols structurés et cimentés et les roches tendres peuvent exiger un examen spécifique.

#### 4.2.3 Variation de la rigidité et de l'amortissement du sol en fonction de l'amplitude de déformation

(1)P La différence entre les valeurs de  $v_s$  à faibles déformations, telles que celles mesurées dans des essais in situ, et les valeurs correspondant aux niveaux de déformation induits par le séisme de calcul, doit être prise en compte dans tous les calculs utilisant les propriétés dynamiques du sol dans des conditions stables.

(2) Pour des conditions locales de sols de classe C ou D, avec une nappe phréatique à faible profondeur, et sans matériaux ayant un indice de plasticité  $PI > 40$ , ceci peut être réalisé, à défaut de données spécifiques, en utilisant les coefficients de réduction de  $v_s$ , donnés dans le Tableau 4.1. Pour des profils de sols plus rigides et un niveau de nappe plus profond, l'importance de la réduction doit être proportionnellement plus faible (et la plage de variation réduite).

(3) Si le produit  $a_g \cdot S$  est égal ou supérieur à 0,1 g (c'est-à-dire égal ou supérieur à  $0,98 \text{ m/s}^2$ ), et en l'absence de mesures spécifiques, il convient d'utiliser les coefficients d'amortissement interne indiqués dans le Tableau 4.1.

**Tableau 4.1 — Coefficients moyens d'amortissement de sol et coefficients de réduction moyens ( $\pm$  un écart-type) pour la vitesse  $v_s$  des ondes de cisaillement et pour le module de cisaillement  $G$ , jusqu'à une profondeur de 20 m**

Rapport d'accélération du sol, $a \cdot S$	Coefficient d'amortissement max.	$\frac{v_s}{v_{s,max}}$	$\frac{G}{G_{max}}$
0,10	0,03	0,90 ( $\pm 0,07$ )	0,80 ( $\pm 0,10$ )
0,20	0,06	0,70 ( $\pm 0,15$ )	0,50 ( $\pm 0,20$ )
0,30	0,10	0,60 ( $\pm 0,15$ )	0,36 ( $\pm 0,20$ )

$v_{s,max}$  est la valeur moyenne de  $v_s$  à faibles déformations ( $< 10^{-5}$ ), ne dépassant pas 360 m/s ;

$G_{max}$  est le module de cisaillement moyen à faibles déformations.

NOTE Les variations  $\pm$  un écart-type permettent au concepteur d'introduire différents degrés de conservatisme selon des facteurs tels que la rigidité et la stratification du profil du sol. Il serait par exemple possible d'utiliser des valeurs de  $v_s/v_{s,max}$  et de  $G/G_{max}$  supérieures à la moyenne pour des profils plus raides, et des valeurs  $v_s/v_{s,max}$  et  $G/G_{max}$  inférieures à la moyenne pour des profils plus mous.

## 5 Système de fondation

### 5.1 Prescriptions générales

(1)P En complément aux règles générales de l'EN 1997-1:2004, les fondations d'une structure située dans une région sismique doivent respecter les prescriptions suivantes :

- a) Les forces appropriées de la superstructure doivent être transférées au sol sans déformations permanentes substantielles, conformément aux critères de **5.3.2** ;
- b) Les déformations du sol induites par le séisme sont compatibles avec les exigences fonctionnelles essentielles de la structure ;
- c) La fondation doit être conçue, dimensionnée et construite suivant les règles de **5.2** et les mesures minimales de **5.4** de manière à limiter les risques liés à l'incertitude de la réponse sismique.

(2)P Il y a lieu de tenir compte du fait que les propriétés dynamiques des sols dépendent de la déformation (voir **4.2.3**) et des effets liés à la nature cyclique du chargement sismique. Les propriétés des sols améliorés sur site, voire substitués, doivent être prises en compte si l'amélioration ou la substitution du sol original est rendue nécessaire par sa susceptibilité à la liquéfaction ou sa sensibilité à la densification.

(3) Lorsque cela est approprié (ou si nécessaire), des coefficients relatifs aux matériaux ou à la résistance du sol, autres que ceux mentionnés en **3.1(3)**, peuvent être utilisés, pour autant qu'ils correspondent au même niveau de sécurité.

NOTE Par exemple, des coefficients de résistance appliqués aux résultats d'essais de chargement de pieux.

### 5.2 Règles de conception et de dimensionnement

(1)P Pour les structures autres que les ponts et les tuyauteries, les fondations de type mixte, par exemple l'emploi de pieux avec des fondations superficielles, ne doivent être employées que si une étude spécifique démontre le caractère adéquat d'une telle solution. Des fondations mixtes peuvent être employées pour des entités dynamiquement indépendantes d'une même structure.

(2)P Lors du choix du type de fondation, les points suivants doivent être pris en considération :

- a) La fondation doit être suffisamment rigide pour transmettre au sol, de manière uniforme, les actions localisées reçues de la superstructure.
- b) Les effets des déplacements horizontaux relatifs entre les éléments verticaux doivent être pris en compte dans le choix de la rigidité de la fondation dans son plan horizontal.
- c) Si une décroissance de l'amplitude du mouvement sismique avec la profondeur est prise en compte, cette hypothèse doit être justifiée par une étude appropriée, et en aucun cas elle ne peut correspondre à un pic d'accélération inférieur à une fraction  $p$  donnée du produit  $\alpha \cdot S$  à la surface du sol.

NOTE La valeur attribuée à  $p$  pour utilisation dans un pays donné figure dans son Annexe Nationale. La valeur recommandée est  $p = 0,65$ .

### 5.3 Effets des actions de calcul

#### 5.3.1 Incidence du dimensionnement de la structure

(1)P *Structures dissipatives.* Les effets des actions sur les fondations des structures dissipatives doivent être basés sur des considérations de dimensionnement en capacité, tenant compte du développement d'une possible sur-résistance. L'évaluation de tels effets doit être conforme aux articles appropriés des parties correspondantes de l'Eurocode 8. Pour les bâtiments en particulier, la disposition limitative de l'EN 1998-1:2004, **4.4.2.6 (2)P** s'applique.

(2)P *Structures non dissipatives.* Les effets des actions sur les fondations des structures non dissipatives doivent être obtenus à partir de l'analyse de la situation sismique de calcul sans considération de dimensionnement en capacité. Voir aussi l'EN 1998-1:2004, **4.4.2.6 (3)**.

### 5.3.2 Transmission des effets des actions au sol

(1)P Pour permettre au système de fondation de respecter 5.1.(1)P a), les critères suivants doivent être adoptés pour la transmission au sol de la force horizontale et de l'effort normal et/ou du moment fléchissant. Pour les pieux et les puits, les critères supplémentaires indiqués en 5.4.2 doivent être pris en compte.

(2)P *Force horizontale.* L'effort tranchant horizontal de calcul  $V_{Ed}$  doit être transmis par les mécanismes suivants :

- a) par l'intermédiaire d'une valeur de calcul de la force de frottement  $F_{Rd}$  entre la base horizontale d'une semelle ou d'une dalle de fondation et le sol, comme décrit en 5.4.1.1 ;
- b) par l'intermédiaire d'une valeur de calcul de la force de frottement entre les faces verticales de la fondation et le sol ;
- c) par l'intermédiaire d'une valeur de calcul de la butée des terres sur les faces de la fondation, dans les limites et conditions décrites en 5.4.1.1, 5.4.1.3 et 5.4.2.

(3)P Une combinaison de la force de frottement avec jusqu'à 30 % de la résistance découlant de la mobilisation de la butée passive totale des terres doit être autorisée.

4)P *Effort normal et moment fléchissant.* Un effort normal de calcul,  $N_{Ed}$ , calculé de façon appropriée et le moment de flexion  $M_{Ed}$  doivent être transmis au sol au moyen d'un ou d'une combinaison des mécanismes suivants :

- a) par la valeur de calcul des composantes verticales résistantes agissant sur la base de la fondation ;
- b) par la valeur de calcul des moments fléchissants engendrés par la force de frottement horizontal de calcul entre les parois des éléments de fondations profondes (pieux, caissons) et le sol, dans les limites et conditions décrites en 5.4.1.3 et 5.4.2 ;
- c) par la valeur de calcul des forces de frottement verticales de calcul entre les parois des éléments de fondation enterrées et de fondations profondes (pieux, puits et caissons) et le sol.

## 5.4 Vérifications et critères de dimensionnement

### 5.4.1 Fondations superficielles ou enterrées

(1)P Les vérifications et critères de dimensionnement suivants s'appliquent aux fondations superficielles ou enterrées reposant directement sur le sol.

#### 5.4.1.1 Semelles (calcul à l'état limite ultime)

(1)P Conformément aux critères de calcul à l'état limite ultime, les semelles doivent être vérifiées afin d'éviter la rupture par glissement et la rupture par perte de capacité portante.

2)P *Rupture par glissement.* Dans le cas de fondations dont la base est située au-dessus du niveau de la nappe phréatique, ce type de rupture doit être empêché par la force de frottement et les conditions spécifiées en (5) de ce sous-paragraphe, par la pression latérale des terres.

(3) En l'absence d'études plus spécifiques, la force de frottement de calcul  $F_{Rd}$  pour les semelles situées au-dessus du niveau de la nappe phréatique peut être calculée d'après l'expression suivante :

$$F_{Rd} = N_{Ed} \frac{\tan \delta}{\gamma_M} \quad \dots (5.1)$$

où :

$N_{Ed}$  est la valeur de calcul effort normal sur la base horizontale ;

$\delta$  est l'angle de frottement de l'interface sol-structure sous la base de la semelle, qui peut être évalué conformément à l'EN 1997-1:2004, 6.5.3 ;

$\gamma_M$  est le coefficient partiel de matériau, pris à une valeur égale à celle applicable à  $\tan \phi'$  (voir 3.1 (3)).

(4)P Dans le cas des fondations situées en dessous du niveau de la nappe phréatique, la valeur de calcul de la force de frottement doit être évaluée sur la base de la résistance non drainée, conformément à l'EN 1997-1:2004, **6.5.3**.

(5) La valeur de calcul de la résistance latérale  $E_{pd}$  découlant de la pression des terres sur les parois de la semelle peut être prise en compte, comme spécifié en **5.3.2**, sous réserve que des mesures appropriées soient prises sur site, par exemple le compactage du remblai contre les parois de la semelle, la réalisation d'un mur de fondation vertical dans le sol, ou le coulage d'une semelle en béton directement contre une surface verticale propre du sol.

(6)P Pour prévenir toute rupture par glissement sur une base horizontale, l'expression suivante doit être satisfaite :

$$V_{Ed} \leq F_{Rd} + E_{pd} \quad \dots (5.2)$$

(7) Dans le cas de fondations situées au-dessus du niveau de la nappe phréatique, et pour autant que les deux conditions suivantes soient remplies :

- les propriétés du sol demeurent inchangées durant le séisme ;
- le glissement n'affecte pas le fonctionnement de tous les réseaux (eau, gaz, accès, lignes téléphoniques) connectés à la structure ;

un glissement limité peut être toléré. Il convient que l'amplitude du glissement soit raisonnable vis-à-vis du comportement global de la structure.

(8)P *Rupture par perte de capacité portante*. Pour satisfaire à l'exigence de **5.1** (1)P a), la capacité portante de la fondation doit être vérifiée pour une combinaison des actions de calcul  $N_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$  et  $M_{Ed}$ .

NOTE Pour vérifier la capacité portante sismique de la fondation, l'expression générale et les critères indiqués dans l'Annexe informative F peuvent être utilisés ; ils permettent de prendre en compte l'inclinaison et l'excentricité résultant des forces d'inertie dans la structure ainsi que les effets possibles des forces d'inertie dans le sol de support lui-même.

(9) L'attention est attirée sur le fait que certaines argiles sensibles peuvent subir une dégradation de leur résistance au cisaillement et que les matériaux sans cohésion sont susceptibles de subir une augmentation de la pression interstitielle dynamique sous chargement cyclique et, après un séisme, une dissipation vers la surface de la pression interstitielle provenant des couches situées en profondeur.

(10) Pour l'évaluation de la capacité portante du sol sous chargement sismique, il convient de prendre en compte les mécanismes possibles de dégradation de la résistance et de la rigidité, qui peuvent débiter même à des amplitudes de déformation relativement faibles. Si ces phénomènes sont pris en compte, des valeurs réduites des coefficients partiels pour les propriétés des matériaux peuvent être utilisées. Dans le cas contraire, il convient d'utiliser les valeurs indiquées en **3.1** (3).

(11) Il convient de prendre en compte l'augmentation de la pression de l'eau interstitielle sous chargement cyclique, soit en considérant son effet sur la résistance non drainée (pour une analyse en contraintes totales), soit son effet sur la pression interstitielle (pour une analyse en contraintes effectives). Pour les structures avec un coefficient d'importance  $\gamma_1$  supérieur à 1.0, il convient de prendre en compte le comportement non linéaire du sol pour déterminer les déformations permanentes éventuelles lors d'un séisme.

#### **5.4.1.2 Liaisons horizontales entre fondations**

(1)P En conformité avec **5.2**, les effets supplémentaires des actions, induits dans la structure par des déplacements relatifs horizontaux au niveau de la fondation, doivent être évalués et des dispositions appropriées pour adapter le dimensionnement doivent être prises.

(2) Dans le cas des bâtiments, l'exigence spécifiée en (1)P de ce sous-paragraphe est jugée satisfaite si les fondations sont disposées dans le même plan horizontal et si des longrines ou un dallage adéquats sont prévus en tête des semelles ou des pieux. Ces mesures ne sont pas nécessaires dans les cas suivants : a) pour les sols de classe A, et b) pour les sols de classe B en cas de faible sismicité.

(3) Les poutres du plancher inférieur d'un bâtiment peuvent être considérées comme des longrines pour autant qu'elles soient situées à une distance de la face inférieure de la semelle ou des têtes de pieux inférieure à 1,0 m. Un dallage peut éventuellement remplacer les longrines à condition qu'il soit également situé à moins de 1 m de la face inférieure de la semelle ou des têtes de pieux.

(4) La résistance à la traction nécessaire pour ces éléments de liaison peut être évaluée par des méthodes simplifiées.

(5)P Faute de règles ou méthodes plus précises, les liaisons entre fondations doivent être considérées satisfaisantes lorsque l'ensemble des règles indiquées en (6) et (7) de ce sous-paragraphe sont respectées.

#### (6) Longrines

Les dispositions suivantes doivent être prises :

a) les longrines doivent être dimensionnées pour reprendre un effort axial en traction ou en compression égal à :

$$\pm 0,3\alpha \cdot S \cdot N_{Ed} \text{ pour un sol de classe B}$$

$$\pm 0,4\alpha \cdot S \cdot N_{Ed} \text{ pour un sol de classe C}$$

$$\pm 0,6\alpha \cdot S \cdot N_{Ed} \text{ pour un sol de classe D}$$

où  $N_{Ed}$  est la valeur moyenne de calcul des efforts axiaux agissant sur les éléments verticaux assemblés en situation sismique.

b) l'acier longitudinal doit être complètement ancré dans l'épaisseur de la semelle ou dans les autres longrines qui s'y intègrent.

#### (7) Dallage

Les dispositions suivantes doivent être prises :

a) Des zones jouant le rôle de longrines doivent être dimensionnées pour reprendre des efforts axiaux égaux à ceux définis en (6) (a) de ce sous-paragraphe.

b) L'acier longitudinal des zones jouant le rôle de longrines doit être complètement ancré dans l'épaisseur de la semelle ou dans le dallage au-delà de la semelle.

### 5.4.1.3 Radiers

(1) Toutes les dispositions de 5.4.1.1 peuvent aussi s'appliquer aux radiers, mais avec les précisions suivantes :

a) La résistance globale au frottement peut être prise en compte dans le cas d'une dalle de fondation unique. Pour des réseaux simples de poutres de fondation, une surface équivalente de semelle peut être considérée à chaque intersection.

b) Les poutres de fondation et/ou les dalles peuvent être considérées comme des longrines de liaison ; la règle pour leur dimensionnement est applicable à une largeur effective correspondant à la largeur de la poutre de fondation ou à une largeur de dalle égale à dix fois son épaisseur.

(2) Une fondation sur radier peut aussi nécessiter une vérification en diaphragme dans son propre plan, sous l'effet de ses propres forces d'inertie latérales et des forces horizontales induites par la superstructure.

### 5.4.1.4 Fondations en caissons

(1) Toutes les dispositions de 5.4.1.3 peuvent aussi être appliqués aux fondations en caissons. De plus, la résistance latérale du sol, telle qu'elle est spécifiée en 5.3.2 (2) et 5.4.1.1 (5), peut être prise en compte pour toutes les catégories de sol, dans les limites prescrites.

## 5.4.2 Pieux et puits

(1)P Les pieux et les puits doivent être dimensionnés de façon à résister aux effets des deux types d'action suivants :

a) *Forces d'inertie* provenant de la superstructure. Ces forces combinées avec les charges statiques donnent les valeurs de calcul  $N_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$  et  $M_{Ed}$  spécifiées en 5.3.2.

b) *Forces d'origine cinématique* résultant de la déformation du sol environnant due au passage des ondes sismiques.



(2)P La résistance ultime des pieux aux charges latérales doit être vérifiée conformément aux principes de l'EN 1997-1:2004, **7.7**.

(3)P Les analyses visant à déterminer les forces internes le long du pieu, ainsi que la flèche et la rotation en tête de pieu, doivent être fondées sur des modèles discrets ou continus qui peuvent reproduire de manière réaliste (même approchée) :

- la rigidité en flexion du pieu ;
- les réactions du sol le long du pieu, avec prise en compte des effets du chargement cyclique et de l'amplitude des déformations du sol ;
- les effets de l'interaction dynamique entre pieux (également dénommés « effet de groupe » dynamique) ;
- le degré de liberté de rotation en tête du pieu, ou à la liaison entre le pieu et la structure.

NOTE Pour calculer les rigidités des pieux, les expressions présentées dans l'Annexe informative C peuvent servir de guide.

(4)P La résistance latérale des couches de sol sensibles à la liquéfaction ou à une dégradation importante de la résistance doivent être négligées.

(5) Si des pieux inclinés sont utilisés, il convient de les dimensionner pour reprendre en toute sécurité les chargements axiaux ainsi que les moments de flexion.

NOTE Les pieux inclinés ne sont pas recommandés pour la transmission des charges latérales au sol.

(6)P Les moments fléchissants qui se développent en raison de l'interaction cinématique doivent être calculés uniquement lorsque toutes les conditions suivantes sont réunies simultanément :

- le profil du sol est de classe D, S<sub>1</sub> ou S<sub>2</sub> et contient des couches consécutives dont la rigidité diffère nettement ;
- la zone est de sismicité modérée ou forte, c'est-à-dire lorsque le produit  $a_g \cdot S$  dépasse 0,10 g (c'est-à-dire excède 0,98 m/s<sup>2</sup>), et la structure supportée est de catégorie d'importance III ou IV.

(7) Les pieux doivent en principe être dimensionnés pour demeurer élastiques mais dans certaines conditions, la formation d'une rotule plastique à leur tête peut être autorisée. Il convient de dimensionner les zones de formation potentielle de rotules plastiques conformément à l' EN 1998-1:2004, **5.8.4**.

## 6 Interaction sol-structure

(1)P Les effets de l'interaction dynamique sol-structure doivent être pris en compte dans les cas suivants :

- a) structures pour lesquelles les effets  $P-\delta$  (2<sup>e</sup> ordre) jouent un rôle significatif ;
- b) structures avec fondations massives ou profondes comme les piles de ponts, les caissons offshore et les silos ;
- c) structures hautes et élancées, comme les tours et les cheminées, traitées dans l'EN 1998-6:2004 ;
- d) structures supportées par des sols très mous, tels que des sols de classe  $S_1$ , avec une vitesse moyenne de propagation des ondes de cisaillement  $v_{s,max}$  (définie dans le Tableau 4.1) inférieure à 100 m/s.

NOTE L'Annexe D donne des informations sur les effets généraux et la signification de l'interaction dynamique sol-structure.

(2)P Les effets de l'interaction sol-structure sur les pieux doivent être évalués, pour toute les structures, conformément à **5.4.2**.

## 7 Ouvrages de soutènement des terres

### 7.1 Prescriptions générales

- (1)P Les ouvrages de soutènement doivent être conçus et dimensionnés de manière à remplir leur fonction pendant et après un séisme, sans subir de dommages structuraux significatifs.
- (2) Des déplacements permanents, sous la forme d'une combinaison de glissement et de basculement, ce dernier étant dû aux déformations irréversibles du sol de fondation, peuvent être acceptables s'il est démontré qu'ils sont compatibles avec des exigences fonctionnelles et/ou esthétiques.

### 7.2 Choix et considérations générales de conception

- (1)P En général, le choix du type de structure doit être basé sur les conditions en service normal, suivant les principes généraux de l'EN 1997-1:2004, Article 9.
- (2)P Une attention appropriée doit être accordée au fait que la conformité aux exigences parasismiques supplémentaires peut conduire à des ajustements et, à l'occasion, à un choix plus judicieux du type de structure.
- (3)P Le remblai situé derrière la structure doit présenter une granulométrie choisie avec soin et être compacté in situ, de façon à obtenir la plus grande continuité possible avec la masse existante du sol.
- (4)P Les systèmes de drainage situés derrière la structure doivent être capables d'absorber des mouvements transitoires et permanents sans perte de fonctionnalité.
- (5)P En particulier, dans le cas de sols sans cohésion contenant de l'eau, le drainage doit être efficace jusqu'à des profondeurs nettement plus importantes que celle de la surface de rupture potentielle derrière les structures.
- (6)P Il y a lieu de s'assurer que le sol supporté présente pour le séisme de calcul une marge de sécurité accrue vis à vis de la liquéfaction.

### 7.3 Méthodes d'analyse

#### 7.3.1 Méthodes générales

- (1)P Toute méthode établie fondée sur les procédures de la dynamique des structures et des sols et étayée par l'expérience et les observations, est en principe acceptable pour évaluer la sécurité d'un ouvrage de soutènement des terres.
- (2) Il convient de rendre compte des aspects suivants :
- a) le comportement en général non linéaire du sol en interaction dynamique avec l'ouvrage de soutènement ;
  - b) les effets d'inertie associés aux masses du sol, de la structure et de toutes les autres charges gravitaires qui pourraient participer au processus d'interaction ;
  - c) les effets hydrodynamiques engendrés par la présence d'eau dans le sol derrière le mur et/ou par l'eau sur la face extérieure du mur ;
  - d) la compatibilité entre les déformations du sol, du mur et des tirants, lorsque ces derniers existent.

#### 7.3.2 Méthodes simplifiées : analyse pseudo-statique

##### 7.3.2.1 Modèles de base

- (1)P Le modèle de base pour l'analyse pseudo-statique doit comprendre l'ouvrage de soutènement et sa fondation, un coin de sol situé derrière la structure et supposé être dans un état d'équilibre limite actif (si la structure est suffisamment flexible), toute surcharge agissant sur le coin de sol et, éventuellement, une masse de sol à la base du mur, supposée être dans un état d'équilibre passif.
- (2) Pour produire un état de poussée active du sol, un mouvement suffisant du mur est nécessaire durant le séisme de calcul ; ce mouvement est rendu possible, pour une structure flexible, par la flexion et, pour des structures gravitaires, par glissement ou rotation. Pour évaluer le mouvement du mur nécessaire à l'établissement d'un état limite actif, voir l'EN 1997-1:2004, 9.5.3.

(3) Pour les structures rigides, telles que les murs d'infrastructure ou les murs-poids fondés sur rocher ou sur pieux, des pressions plus grandes que les pressions actives se développent et il est plus approprié de prendre l'hypothèse d'un état au repos du sol, comme montré en **E.9**. Il convient d'appliquer les mêmes remarques aux murs de soutènement ancrés si aucun mouvement n'est permis.

### 7.3.2.2 Action sismique

(1)P Pour l'analyse pseudo-statique, l'action sismique doit être représentée par un ensemble de forces statiques horizontales et verticales égales au produit des forces gravitaires par un coefficient sismique.

(2)P L'action sismique verticale doit être considérée comme agissant vers le haut ou vers le bas, de manière à produire l'effet le plus défavorable.

(3) L'intensité de telles forces sismiques équivalentes dépend, pour une région sismique donnée, de l'importance du déplacement permanent qui est à la fois acceptable et concrètement permis par la solution structurale adoptée.

(4)P En l'absence d'études spécifiques, les coefficients sismiques horizontal ( $k_h$ ) et vertical ( $k_v$ ) affectant toutes les masses doivent être pris égaux à :

$$k_h = \alpha \frac{S}{r} \quad \dots (7.1)$$

$$k_v = \pm 0,5 k_h \text{ si } a_{vg}/a_g \text{ est supérieur à } 0,6 \quad \dots (7.2)$$

$$k_v = \pm 0,33 k_h \text{ dans les autres cas} \quad \dots (7.3)$$

où le facteur  $r$  prend les valeurs indiquées dans le Tableau 7.1 suivant le type d'ouvrage de soutènement. Pour les murs ne dépassant pas 10 m, le coefficient sismique doit être pris constant sur toute la hauteur.

**Tableau 7.1 — Valeurs du facteur  $r$  pour le calcul du coefficient sismique horizontal**

Type d'ouvrage de soutènement	$r$
Murs-poids libres pouvant accepter un déplacement jusqu'à $d_r = 300 \alpha \cdot S$ (mm)	2
Murs-poids libres pouvant accepter un déplacement jusqu'à $d_r = 200 \alpha \cdot S$ (mm)	1,5
Murs fléchis en béton armé, murs ancrés ou contreventés, murs en béton renforcé fondés sur pieux verticaux, murs d'infrastructure encastrés et culées de ponts	1

(5) En présence de sols saturés sans cohésion, susceptibles de développer une forte pression interstitielle, il convient que :

- le facteur  $r$  du Tableau 7.1 ne soit pas supérieur à 1,0 ;
- le coefficient de sécurité vis-à-vis de la liquéfaction ne soit pas inférieur à 2.

NOTE La valeur de 2 du coefficient de sécurité résulte de l'application de 7.2(6)P dans le cadre de l'application de la méthode simplifiée de 7.3.2.

(6) Pour les ouvrages de soutènement de hauteur supérieure à 10 m et pour des informations supplémentaires concernant le facteur  $r$ , voir **E.2**.

(7) Pour les murs autres que les murs-poids, les effets de l'accélération verticale peuvent être négligés pour l'ouvrage de soutènement.

### **7.3.2.3 Valeur de calcul de la poussée des terres et de la pression de l'eau**

- (1)P La force totale de calcul agissant sur le mur dans les conditions sismiques doit être calculée en considérant la condition d'équilibre limite du modèle décrit en **7.3.2.1**.
- (2) Cette force peut être évaluée conformément à l'Annexe E.
- (3) Il convient de considérer la force de calcul mentionnée en (1)P de ce sous-paragraphe comme la résultante des poussées statiques et dynamiques des terres.
- (4)P En l'absence d'une étude plus détaillée prenant en compte la rigidité relative, le type de mouvement et la masse relative de l'ouvrage de soutènement, le point d'application de la force due à la poussée dynamique des terres doit être pris à mi-hauteur du mur.
- (5) Pour les murs qui peuvent tourner librement autour de leur base, la force dynamique peut être considérée comme agissant au même point que la force statique.
- (6)P La répartition des pressions sur le mur dues aux actions statiques et dynamiques doivent être considérées comme agissant avec une inclinaison par rapport à la normale du mur qui n'est pas supérieure à  $(2/3)\phi'$  pour l'état de poussée active et qui est égale à zéro pour l'état de butée passive.
- (7)P Pour le sol situé en dessous du niveau de la nappe phréatique, une distinction doit être faite entre des conditions dynamiques de perméabilité pour lesquelles l'eau interne est libre de se déplacer par rapport au squelette solide, et des conditions dynamiques d'imperméabilité pour lesquelles aucun drainage ne peut fondamentalement se produire sous action sismique.
- (8) Pour les situations les plus courantes et pour les sols ayant une perméabilité inférieure à  $5 \times 10^{-4}$  m/s, l'eau interstitielle n'est pas libre de se déplacer par rapport au squelette solide ; l'action sismique se produit dans une condition essentiellement non drainée et le sol peut être traité comme un milieu monophasique.
- (9)P Pour les conditions dynamiques d'imperméabilité, toutes les dispositions antérieures s'appliquent, à condition que le poids volumique du sol et le coefficient sismique horizontal soient modifiés de façon appropriée.
- (10) Les modifications à apporter pour les conditions dynamiques d'imperméabilité peuvent être faites conformément à **E.6** et **E.7**.
- (11)P Pour les remblais perméables dans des conditions dynamiques, les effets induits par l'action sismique dans le sol et dans l'eau doivent être considérés, par hypothèse, comme des effets non couplés.
- (12) Par conséquent, il convient d'ajouter une pression hydrodynamique à la pression hydrostatique conformément à **E.7**. Le point d'application de la force due à la pression hydrodynamique peut être pris, par rapport à la face supérieure de la couche saturée, à une profondeur égale à 60 % de l'épaisseur de cette couche.

### **7.3.2.4 Pression hydrodynamique sur la face extérieure du mur**

- (1)P La variation maximale (positive ou négative) par rapport à la pression hydrostatique existante, due à l'oscillation de l'eau sur la face exposée du mur, doit être prise en compte.
- (2) Cette pression peut être évaluée conformément à **E.8**.

## **7.4 Vérifications de la stabilité et de la résistance**

### **7.4.1 Stabilité du sol de fondation**

- (1)P Les vérifications suivantes sont exigées :
- stabilité globale ;
  - rupture locale du sol.
- (2)P La vérification de la stabilité globale doit être effectuée conformément aux règles de **4.1.3.4**.
- (3)P La capacité ultime de la fondation doit être vérifiée par rapport à la rupture par glissement et à la rupture par perte de capacité portante (voir **5.4.1.1**).

#### 7.4.2 Systèmes d'ancrage

(1)P Les systèmes d'ancrage (y compris tirants libres, dispositifs d'ancrage, têtes d'ancrages et dispositifs d'accrochage) doivent avoir une résistance et une longueur suffisantes pour assurer l'équilibre du coin de sol critique dans des conditions sismiques (voir 7.3.2.1), ainsi qu'une capacité d'adaptation suffisante aux déformations du sol d'origine sismique.

(2)P La résistance de l'ancrage doit être calculée conformément aux règles de l'EN 1997-1:2004 pour des situations de calcul permanentes et transitoires aux états limites ultimes.

(3)P Il y a lieu de s'assurer que le sol d'ancrage possède la résistance exigée pour assurer sa fonction d'ancrage durant le séisme de calcul, et qu'en particulier, il présente une marge de sécurité accrue vis à vis de la liquéfaction.

(4)P La distance  $L_e$  de l'ancrage au mur doit, généralement, être supérieure à la distance  $L_s$  exigée pour les charges non sismiques.

(5) Pour des ancrages implantés dans des sols ayant des caractéristiques similaires à celles du sol situé derrière le mur, et pour une topographie de surface proche de l'horizontale, cette distance peut être évaluée conformément à l'expression suivante :

$$L_e = L_s(1 + 1,5 \alpha \cdot S) \quad \dots (7.4)$$

#### 7.4.3 Résistance de la structure

(1)P Il doit être démontré que sous l'effet de la combinaison de l'action sismique avec d'autres charges possibles, l'équilibre est atteint sans dépasser les résistances de calcul du mur et des éléments structuraux d'appui.

(2)P Dans ce but, les situations d'état limite correspondant à la défaillance structurale de l'EN 1997-1:2004, 8.5, doivent être pris en considération.

(3)P Tous les éléments structuraux doivent être vérifiés pour s'assurer qu'ils satisfont à la condition :

$$R_d > E_d \quad \dots (7.5)$$

où :

$R_d$  est la valeur de calcul de la résistance de l'élément, évaluée de même manière que pour une situation non sismique ;

$E_d$  est la valeur de calcul de l'effet des actions obtenue à partir de l'analyse décrite en 7.3.

## Annexe A (informative) Coefficients d'amplification topographique

**A.1** Cette annexe fournit certains coefficients simplifiés d'amplification de l'action sismique, utilisés dans les vérifications de stabilité des pentes. Ces coefficients, notés  $S_T$ , sont considérés, en première approximation, comme indépendants de la période fondamentale de vibration et, par là-même, multiplient par un facteur constant les ordonnées du spectre de réponse élastique de calcul donné dans l'EN 1998-1:2004. Il convient d'appliquer ces coefficients d'amplification de préférence lorsque les pentes font partie d'irrégularités topographiques bidimensionnelles, comme les buttes et versants longs de hauteur supérieure à environ 30 m.

**A.2** Pour des inclinaisons moyennes des terrains en pente, inférieures à environ  $15^\circ$ , les effets topographiques peuvent être négligés, alors qu'une étude spécifique est recommandée dans le cas d'une topographie locale fortement irrégulière. Pour des inclinaisons plus importantes, les indications suivantes sont applicables :

- (a) *Versants et pentes isolés.* Il convient d'utiliser une valeur  $S_T \geq 1,2$  pour les sites situés à proximité de la crête ;
- (b) *Buttes dont la largeur de la crête est notablement inférieure à la largeur à la base.* Il convient d'utiliser une valeur  $S_T \geq 1,4$  à proximité de la crête des pentes dont l'angle d'inclinaison moyen est supérieur à  $30^\circ$ , et une valeur  $S_T \geq 1,2$  pour les angles inférieurs ;
- (c) *Présence d'une couche lâche en surface.* Dans le cas d'une couche lâche en surface, il convient d'augmenter la valeur de  $S_T$ , donnée en (a) et (b), d'au moins 20 % ;
- (d) *Variation spatiale du coefficient d'amplification.* On peut admettre que la valeur de  $S_T$  décroît linéairement, en fonction de la hauteur au-dessus de la base du versant ou de la butte, jusqu'à valoir un à la base.

**A.3** En général, l'amplification sismique décroît rapidement à l'intérieur de la butte. C'est pourquoi les effets topographiques à considérer pour les analyses de stabilité sont plus importants et restent pour la plupart superficiels le long des crêtes de buttes ; ils sont beaucoup plus faibles dans le cas de glissements de terrain profonds pour lesquels les surfaces de rupture passent à proximité de la base. Si dans ce dernier cas la méthode d'analyse pseudo-statique est utilisée, les effets topographiques peuvent être négligés.

## Annexe B (normative)

### Diagrammes empiriques pour l'analyse simplifiée de la liquéfaction

**B.1 Généralités.** Les diagrammes empiriques, utilisés pour l'analyse simplifiée de la liquéfaction, représentent des corrélations expérimentales entre les mesures réalisées in situ et les contraintes de cisaillement cycliques dont on sait qu'elles ont causé la liquéfaction lors de séismes antérieurs. En abscisse de ce type de diagramme est représentée une propriété du sol mesurée in situ, comme la résistance normalisée à la pénétration, ou la vitesse  $v_s$  de propagation des ondes de cisaillement. En ordonnée est représentée la contrainte  $\tau_e$  de cisaillement cyclique induite par le séisme, généralement normalisée par la contrainte effective  $\sigma'_{v0}$  due au poids des terres. Une courbe limite de la résistance cyclique séparant la région de non-liquéfaction (à droite) de celle où la liquéfaction est possible (à gauche et au-dessus de la courbe) est représentée sur tous les diagrammes. Parfois plusieurs courbes sont données, correspondant par exemple à des sols de teneurs différentes en fines ou à des séismes de magnitudes différentes.

Lorsque les sols potentiellement liquéfiables sont constitués de couches ou de lentilles dont l'épaisseur ne dépasse pas quelques dizaines de centimètres, il est préférable de ne pas appliquer les critères empiriques de liquéfaction, à l'exception de ceux utilisant la résistance CPT.

Lorsque la teneur en graviers est importante, la susceptibilité à la liquéfaction ne peut pas être exclue, mais les données issues de l'observation sont, à ce jour, insuffisantes pour construire un diagramme fiable de liquéfaction.

**B.2 Diagrammes basés sur l'indice SPT.** Parmi les diagrammes les plus utilisés figurent ceux représentés sur la Figure B.1 pour les sables propres et les sables silteux. La valeur de l'indice de pénétration SPT normalisée pour tenir compte des effets de surcharge et du rapport d'énergie  $N_1(60)$  est obtenue comme décrit en 4.1.4.

La liquéfaction ne peut vraisemblablement pas se produire au-dessous d'un certain seuil de  $\tau_e$ , car le sol se comporte de manière élastique et aucune accumulation de pression interstitielle ne se produit. En conséquence, la courbe limite n'est pas extrapolée jusqu'à l'origine. Pour appliquer le présent critère à des magnitudes différentes de  $M_S = 7,5$ , où  $M_S$  est la magnitude des ondes de surface, les ordonnées des courbes de la Figure B.1 doivent être multipliées par le facteur CM indiqué dans le Tableau B.1.

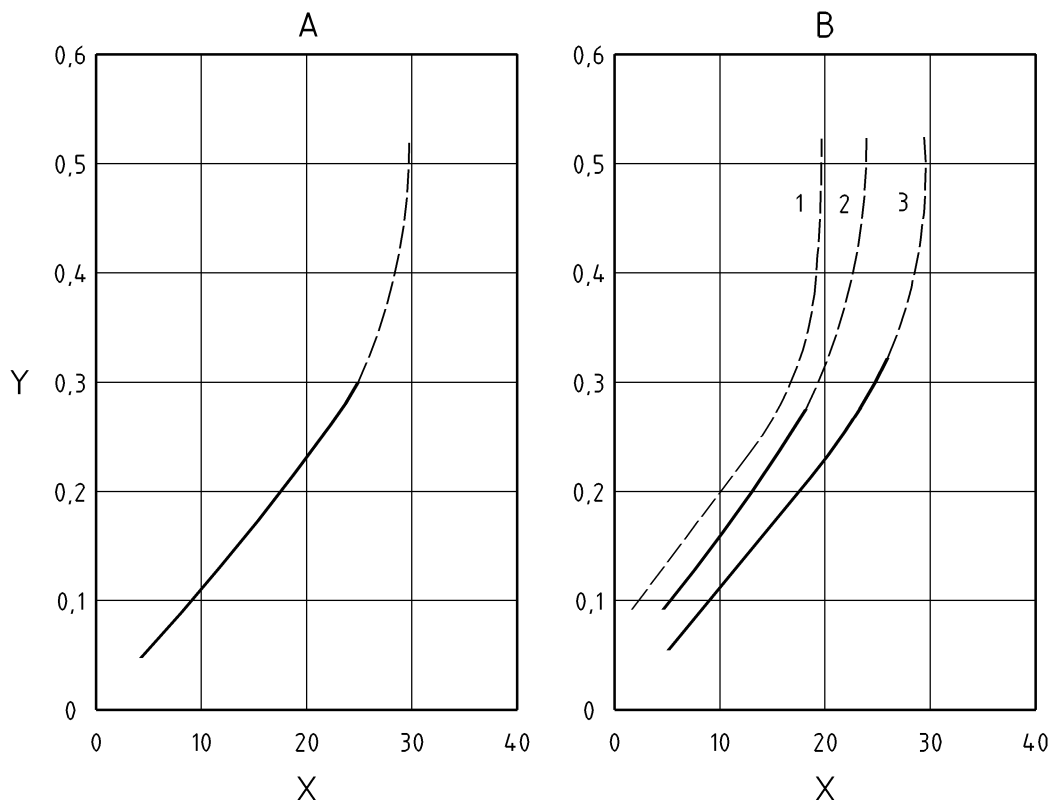
Tableau B.1 — Valeurs du facteur CM

$M_S$	CM
5,5	2,86
6,0	2,20
6,5	1,69
7,0	1,30
8,0	0,67

**B.3 Diagrammes basés sur la résistance CPT.** Sur la base de nombreuses études de corrélation entre la résistance CPT et la résistance du sol à la liquéfaction, des courbes analogues à celles de la Figure B.1 ont été établies. Ces corrélations directes doivent être préférées aux corrélations indirectes faisant usage d'une relation entre l'indice de pénétration SPT et la résistance CPT.



**B.4 Diagrammes basés sur la vitesse  $v_s$  de propagation des ondes de cisaillement.** Cette propriété a un avenir prometteur comme indice in situ pour l'évaluation de la susceptibilité à la liquéfaction dans le domaine des sols qui se prêtent mal au prélèvement d'échantillons (tels que les silts et les sables) ou à la pénétration (graviers). Par ailleurs, des progrès significatifs ont été réalisés durant ces dernières années dans la mesure de  $v_s$  sur le terrain. Toutefois, les corrélations entre  $v_s$  et la résistance du sol à la liquéfaction sont encore en voie d'élaboration et il convient de ne pas les utiliser sans l'assistance d'un spécialiste.



**Legende**

$\tau_e/\sigma'_{vo}$  — contrainte de cisaillement cyclique normalisée

A — sables propres ;

B — sables silteux

courbe 1 : 35 % de fines

courbe 2 : 15 % de fines

courbe 3 : < 5 % de fines

**Figure B.1 — Relation entre les rapports de contrainte produisant la liquéfaction et les valeurs  $N_1(60)$  pour des sables propres et silteux pour des séismes de magnitude  $M_S = 7,5$**

## Annexe C

### (informative)

### Rigidité statique à la tête des pieux

**C.1** La rigidité d'un pieu est définie comme la force (moment) qui doit être appliquée à la tête du pieu pour produire un déplacement (rotation) unitaire suivant la même direction (les déplacements et rotations suivant les autres directions étant nuls); elle est notée par  $K_{HH}$  (rigidité horizontale),  $K_{MM}$  (rigidité à la flexion) et  $K_{HM} = K_{MH}$  (rigidité de couplage).

Les notations suivantes sont utilisées dans le Tableau C.1 ci-dessous :

- $E$  est le module d'Young du modèle de sol, égal à  $3G$  ;
- $E_p$  est le module d'Young du matériau constitutif du pieu ;
- $E_s$  est le module d'Young du sol à une profondeur égale au diamètre du pieu ;
- $d$  est le diamètre du pieu ;
- $z$  est la profondeur.

**Tableau C.1 — Expressions de la rigidité statique de pieux flexibles, pour trois modèles de sols**

Modèle de sol	$\frac{K_{HH}}{dE_s}$	$\frac{K_{MM}}{d^3 E_s}$	$\frac{K_{HM}}{d^2 E_s}$
$E = E_s \cdot zld$	$0,60 \left( \frac{E_p}{E_s} \right)^{0,35}$	$0,14 \left( \frac{E_p}{E_s} \right)^{0,80}$	$-0,17 \left( \frac{E_p}{E_s} \right)^{0,60}$
$E = E_s \sqrt{zld}$	$0,79 \left( \frac{E_p}{E_s} \right)^{0,28}$	$0,15 \left( \frac{E_p}{E_s} \right)^{0,77}$	$-0,24 \left( \frac{E_p}{E_s} \right)^{0,53}$
$E = E_s$	$1,08 \left( \frac{E_p}{E_s} \right)^{0,21}$	$0,16 \left( \frac{E_p}{E_s} \right)^{0,75}$	$-0,22 \left( \frac{E_p}{E_s} \right)^{0,50}$

**Annexe D**  
(informative)

**Interaction dynamique sol-structure —  
Effets généraux et signification**

**D.1** Par suite de l'interaction dynamique sol-structure, la réponse sismique d'une structure sur appuis flexibles, c'est-à-dire d'une structure fondée sur un terrain déformable, diffère sous plusieurs aspects de celle de la même structure fondée sur un terrain rigide (base fixe), soumise à une sollicitation identique en champ libre, pour les raisons suivantes :

- a) le mouvement des fondations de la structure sur support flexible est différent du mouvement en champ libre et peut comprendre un balancement important de la structure à base fixe autour d'un axe horizontal ;
- b) la période fondamentale de vibration de la structure sur support flexible est plus longue que celle de la structure à base fixe ;
- c) les périodes naturelles, les modes propres et les facteurs de participation modale de la structure sur support flexible sont différents de ceux de la structure à base fixe ;
- d) l'amortissement global de la structure sur support flexible inclut d'une part l'amortissement radiatif, d'autre part l'amortissement interne engendré à l'interface sol-fondation, en plus de l'amortissement associé à la superstructure.

**D.2** Pour la majorité des structures usuelles de bâtiments, les effets de l'interaction sol-structure ont tendance à être bénéfiques, puisqu'ils réduisent les moments fléchissants et les efforts tranchants dans les différents éléments de la superstructure. Pour les structures énumérées dans l'article **6**, les effets de l'interaction sol-structure peuvent être néfastes.

## Annexe E (normative)

### Analyse simplifiée pour les ouvrages de soutènement

**E.1** D'un point de vue conceptuel, le facteur  $r$  est défini comme étant le rapport entre la valeur de l'accélération produisant le déplacement permanent maximal compatible avec les sujétions existantes, et la valeur correspondant à l'état d'équilibre limite (apparition des déplacements). Il en résulte que  $r$  est plus grand pour les murs qui peuvent supporter des déplacements plus importants.

**E.2** Pour des ouvrages de soutènement de hauteur supérieure à 10 m, on peut effectuer une analyse mono-dimensionnelle de propagation verticale des ondes en champ libre, pour obtenir une estimation plus affinée de  $\alpha$  dans l'expression (7.1), en prenant la valeur moyenne du pic d'accélération horizontale du sol, le long de la hauteur de la structure.

**E.3** La force totale de calcul agissant sur l'ouvrage de soutènement du côté du terrain est donnée par :

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K \cdot H^2 + E_{ws} + E_{wd} \quad \dots (E.1)$$

où :

$H$  est la hauteur du mur ;

$E_{ws}$  est la poussée statique de l'eau ;

$E_{wd}$  est la pression hydrodynamique (définie ci-dessous) ;

$\gamma^*$  est le poids volumique du sol (défini ci-dessous de E.5 à E.7) ;

$K$  est le coefficient de poussée des terres (statique + dynamique) ;

$k_v$  est le coefficient sismique vertical (voir expressions (7.2) et (7.3)).

**E.4** Le coefficient de poussée des terres peut être calculé à partir de la formule de Mononobe et Okabe.

Pour les états actifs (poussée) :

si  $\beta \leq \phi'_d - \theta$

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi'_d - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta_d) \left[ 1 + \frac{\sin(\phi'_d - \delta_d) \sin(\phi'_d - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta_d) \sin(\psi + \beta)} \right]^2} \quad \dots (E.2)$$

si  $\beta > \phi'_d - \theta$

$$K = \frac{\sin(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta_d)} \quad \dots \text{(E.3)}$$

Pour les états passifs (pas de force de frottement entre le sol et le mur) :

$$K = \frac{\sin(\psi + \phi'_d - \theta)}{\cos\theta \sin^2 \psi \sin(\psi + \theta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin\phi'_d \sin(\phi'_d + \beta - \theta)}{\sin(\psi + \beta) \sin(\psi + \theta)}} \right]} \quad \dots \text{(E.4)}$$

Les notations suivantes sont utilisées dans les relations précédentes :

$\phi'_d$  est la valeur de calcul de l'angle de frottement du sol, soit  $\phi'_d = \tan^{-1}\left(\frac{\tan\phi'}{\gamma_{\phi'}}\right)$  ;

$\psi$  et  $\beta$  sont les angles d'inclinaison de la face arrière du mur et de la surface du remblai par rapport à l'horizontale, comme indiqué dans la Figure E.1 ;

$\delta_d$  est la valeur de calcul de l'angle de frottement entre le sol et le mur, soit ;

$$\delta_d = \tan^{-1}\left(\frac{\tan\delta}{\gamma_{\phi'}}\right)$$

$\theta$  est l'angle défini ci-dessous de **E.5** à **E.7**.

La relation pour les états passifs doit être de préférence utilisée dans le cas d'une face verticale du mur ( $\psi = 90^\circ$ ).

### **E.5** Nappe phréatique au-dessous du mur de soutènement — Coefficient de poussée des terres

On donne aux paramètres les valeurs suivantes :

$$\gamma^* = \gamma \text{ est le poids volumique du sol} \quad \dots \text{(E.5)}$$

$$\tan\theta = \frac{k_h}{1 \mp k_v} \quad \dots \text{(E.6)}$$

$$E_{wd} = 0 \quad \dots \text{(E.7)}$$

où :

$k_h$  est le coefficient sismique horizontal (voir l'expression 7.1).

En variante, on peut utiliser les tables et les abaques applicables dans les conditions statiques (charges gravitaires uniquement), avec les modifications suivantes :

en notant :

$$\tan\theta_A = \frac{k_h}{1 + k_v} \quad \dots \text{(E.8)}$$

et

$$\tan\theta_B = \frac{k_h}{1 - k_v} \quad \dots \text{(E.9)}$$

l'ensemble du système sol-mur subit une rotation correspondant à l'angle supplémentaire  $\theta_A$  ou  $\theta_B$ .

L'accélération de la pesanteur est remplacée par la valeur suivante :

$$g_A = \frac{g(1 + k_v)}{\cos \theta_A} \quad \dots \text{ (E.10)}$$

ou

$$g_B = \frac{g(1 + k_v)}{\cos \theta_B} \quad \dots \text{ (E.11)}$$

### E.6 Sol situé sous nappe imperméable dans des conditions dynamiques — Coefficient de poussée des terres

On donne aux paramètres les valeurs suivantes :

$$\gamma^* = \gamma - \gamma_w \quad \dots \text{ (E.12)}$$

$$\tan \theta = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mp k_v} \quad \dots \text{ (E.13)}$$

$$E_{wd} = 0 \quad \dots \text{ (E.14)}$$

où :

$\gamma$  est le poids volumique (total) du sol saturé ;

$\gamma_w$  est le poids volumique de l'eau.

### E.7 Sol situé sous nappe (très) perméable dans des conditions dynamiques — Coefficient de poussée des terres

On donne aux paramètres les valeurs suivantes :

$$\gamma^* = \gamma - \gamma_w \quad \dots \text{ (E.15)}$$

$$\tan \theta = \frac{\gamma_d}{\gamma - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mp k_v} \quad \dots \text{ (E.16)}$$

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \cdot \gamma_w \cdot H'^2 \quad \dots \text{ (E.17)}$$

où :

$\gamma_d$  est le poids volumique du sol, sec ;

$H'$  est le niveau de la nappe phréatique par rapport à la base du mur.

### E.8 Pression hydrodynamique sur la face extérieure du mur

Cette pression,  $q(z)$ , peut être évaluée comme suit :

$$q(z) = \pm \frac{7}{8} k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{h \cdot z} \quad \dots \text{ (E.18)}$$

où :

$k_h$  est le coefficient sismique horizontal avec  $r = 1$  (voir expression (7.1)) ;

$h$  est le hauteur de l'eau libre ;

$z$  est la coordonnée verticale descendante dont l'origine est à la surface de l'eau.

**E.9 Effort dû à la poussée des terres pour les structures rigides**

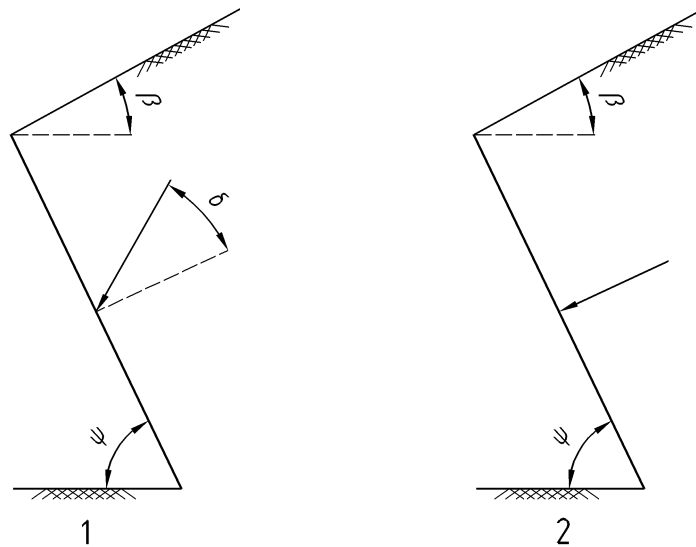
Pour les structures rigides complètement empêchées de se mouvoir par rapport au sol, de telle sorte qu'un état actif ne peut pas se produire dans le sol, et lorsque le mur est vertical et le remblai horizontal, l'effort dynamique dû à l'augmentation de la poussée des terres peut être pris comme étant égal à :

$$\Delta P_d = \alpha \cdot S \cdot \gamma \cdot H^2 \quad \dots (E.19)$$

où :

$H$  est la hauteur du mur.

Le point d'application peut être pris à mi-hauteur.



**Légende**

- 1 Active
- 2 Passive

**Figure E.1 — Convention concernant les angles dans les expressions de calcul du coefficient de poussée des terres**

## Annexe F (informative)

### Capacité portante sismique des fondations superficielles

**F.1** *Expression générale.* La stabilité par rapport à une rupture par perte de capacité portante sismique d'une semelle superficielle reposant sur la surface d'un sol homogène peut être vérifiée au moyen de l'expression suivante, qui relie le résistance du sol, les effets de l'action sismique de calcul ( $N_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ ) au niveau des fondations et les forces d'inertie dans le sol :

$$\frac{(1 - e\bar{F})^{c_T} (\beta \bar{V})^{c_T}}{(\bar{N})^a \left[ (1 - m\bar{F}^k)^{k'} - \bar{N} \right]^b} + \frac{(1 - f\bar{F})^{c'_M} (\gamma \bar{M})^{c_M}}{(\bar{N})^c \left[ (1 - m\bar{F}^k)^{k'} - \bar{N} \right]^d} - 1 \leq 0 \quad \dots (F.1)$$

où :

$$\bar{N} = \frac{\gamma_{Rd} N_{Ed}}{N_{max}} \quad , \quad \bar{V} = \frac{\gamma_{Rd} V_{Ed}}{N_{max}} \quad , \quad \bar{M} = \frac{\gamma_{Rd} M_{Ed}}{BN_{max}} \quad \dots (F.2)$$

$N_{max}$  est la capacité portante ultime de la fondation sous charge verticale centrée, définie en **F.2** et **F.3** ;

$B$  est la largeur de la fondation ;

$\bar{F}$  est la force d'inertie du sol, sans dimension, définie en **F.2** et **F.3** ;

$\gamma_{Rd}$  est le coefficient partiel de modèle (les valeurs de ce paramètre sont données en **F.6**).

$a, b, c, d, e, f, m, k, k', c_T, c_M, c'_M, \beta, \gamma$  sont des paramètres numériques dépendant du type de sol, définis en **F.4**.

**F.2** *Sols purement cohérents.* Pour les sols purement cohérents ou les sols sans cohésion saturés, la capacité portante ultime sous charge verticale centrée  $N_{max}$  est donnée par :

$$N_{max} = (\pi + 2) \frac{\bar{c}}{\gamma_M} B \quad \dots (F.3)$$

où :

$\bar{c}$  est la résistance au cisaillement non drainé du sol,  $c_u$ , pour les sols cohérents, ou la résistance au cisaillement cyclique non drainée,  $\tau_{cy,u}$ , pour les sols sans cohésion ;

$\gamma_M$  est le coefficient partiel de matériau (voir **3.1** (3)).

La force d'inertie du sol sans dimension  $\bar{F}$  est donnée par :

$$\bar{F} = \frac{\rho \cdot a_g \cdot S \cdot B}{\bar{c}} \quad \dots (F.4)$$

où :

$\rho$  est la masse volumique du sol ;

$a_g$  est la valeur de calcul de l'accélération du sol pour un sol de classe A ( $a_g = \gamma_1 a_{gR}$ ) ;

$a_{gR}$  est le pic de référence de l'accélération du sol pour un sol de classe A ;

$\gamma_1$  est le coefficient d'importance ;

$S$  est le paramètre caractéristique de la classe de sol défini dans l' EN 1998-1:2004, **3.2.2.2**.



Les contraintes suivantes s'appliquent à l'expression générale de la capacité portante :

$$0 < \bar{N} \leq 1 \quad , \quad |\bar{V}| \leq 1 \quad \dots \text{(F.5)}$$

**F.3** *Sols purement frottants.* Pour les sols secs purement frottants ou pour les sols sans cohésion saturés sans accumulation de pression interstitielle significative, la capacité portante ultime de la fondation sous charge verticale centrée  $N_{\max}$  est donnée par :

$$N_{\max} = \frac{1}{2} \rho g \left( 1 + \frac{a_v}{g} \right) B^2 N_\gamma \quad \dots \text{(F.6)}$$

où :

$g$  est l'accélération de la pesanteur ;

$a_v$  est l'accélération verticale du sol, qui peut être prise égale à  $0,5 a_g \cdot S$  et

$N_\gamma$  est le coefficient de capacité portante, qui est fonction de la valeur de calcul de l'angle de frottement du sol  $\phi'_d$  (qui inclut le coefficient partiel de matériau  $\gamma_M$  de 3.1 (3), voir E.4).

La force d'inertie du sol, sans dimension,  $\bar{F}$  est donnée par :

$$\bar{F} = \frac{a_g}{g \tan \phi'_d} \quad \dots \text{(F.7)}$$

La contrainte suivante s'applique à l'expression générale :

$$0 < \bar{N} \leq (1 - m\bar{F})^{k'} \quad \dots \text{(F.8)}$$

**F.4** *Valeurs numériques des coefficients.* Les valeurs numériques des coefficients dans l'expression générale de la capacité portante, selon le type de sol identifié en F.2 et F.3, sont indiquées dans le Tableau F.1.

**Tableau F.1 — Valeurs des paramètres numériques utilisés dans l'expression (F.1)**

	Sol purement cohérent	Sol purement frottant
$a$	0,70	0,92
$b$	1,29	1,25
$c$	2,14	0,92
$d$	1,81	1,25
$e$	0,21	0,41
$f$	0,44	0,32
$m$	0,21	0,96
$k$	1,22	1,00
$k'$	1,00	0,39
$c_T$	2,00	1,14
$c_M$	2,00	1,01
$c'_M$	1,00	1,01
$\beta$	2,57	2,90
$\gamma$	1,85	2,80

**F.5** Dans les situations les plus courantes,  $\bar{F}$  peut être pris égal à 0 pour les sols cohérents. Pour les sols sans cohésion,  $\bar{F}$  peut être négligé si  $a_g \cdot S < 0,1 g$  (c'est-à-dire si  $a_g \cdot S < 0,98 m/s^2$ ).

**F.6** Le coefficient partiel de modèle  $\gamma_{Rd}$  prend les valeurs indiquées dans le Tableau F.2.

**Tableau F.2 — Valeurs du coefficient partiel de modèle  $\gamma_{Rd}$**

<b>Sable moyennement dense à dense</b>	<b>Sable lâche sec</b>	<b>Sable lâche saturé</b>	<b>Argile non sensible</b>	<b>Argile sensible</b>
1,00	1,15	1,50	1,00	1,15