

NF Pg4-281 (avril 2014) : Justification des ouvrages géotechniques - Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 - Ouvrages de soutènement - Murs (Indice de classement : Pg4-281)

Ce document est à usage exclusif et non collectif



Société : INSA LYON



N° client : 49173851



Téléchargé le : 14/01/2015 14:22

norme française

NF P 94-281

26 Avril 2014

P 94-281

Justification des ouvrages géotechniques

Normes d'application nationale de l'Eurocode 7

Ouvrages de soutènement — Murs

E : Justification of geotechnical work — National application standards for the implementation of Eurocode 7 — Retaining structures — Walls

D : Rechtfertigung von geotechnischen Bauwerken — Normen für die nationale Anwendung von Eurocode 7 — Stützanlagen — Wände

Statut

Norme française homologuée par décision du Directeur Général d'AFNOR.

Correspondance

À la date de publication du présent document, il n'existe pas de travaux de normalisation internationaux ou européens traitant du même sujet.

Résumé

Le présent document constitue la norme d'application nationale de l'Eurocode 7 pour ce qui concerne les fondations des murs de soutènement. Il définit la terminologie et les notations employées. Il décrit leur comportement et fournit les règles de justification et de dimensionnement de ce type d'ouvrage aux états limites ultimes et aux états limites de service en ce qui concerne les aspects géotechniques.

Descripteurs

Thésaurus International Technique : géotechnique, ouvrage, sol, sol de fondation, renforcement, remblaiement, mur, définition, calcul, contrainte admissible, limite, rupture, déplacement, stabilité, glissement, résistance au cisaillement, vérification, matériau de renforcement, béton, béton armé, béton cellulaire.

© AFNOR 2014

Sommaire

	Page
Composition de la commission de normalisation	5
Avant-propos	6
1 Domaine d'application	8
2 Références normatives	13
3 Termes, définitions, symboles et convention de signes	14
3.1 Termes et définitions	14
3.2 Symboles et indices	15
3.2.1 Sols et ouvrages	15
3.2.2 Actions et résistances	16
3.2.3 Abréviations	17
3.3 Convention de signes	18
4 Comportement et modes de rupture des ouvrages	19
4.1 Généralités	19
4.2 Mobilisation de la poussée et de la butée sur un écran	19
4.3 Mobilisation du sol support	20
4.4 Déplacements	21
4.5 Mécanismes de ruine	21
4.5.1 Généralités	21
4.5.2 Instabilité externe locale	23
4.5.3 Instabilité externe générale	23
4.5.4 Instabilité interne	24
4.6 Désordres liés aux déplacements	24
5 Actions et données géométriques	26
5.1 Actions	26
5.1.1 Généralités	26
5.1.2 Actions dues au sol	26
5.1.3 Actions transmises par le sol	29
5.1.4 Actions dues à l'eau	30
5.1.5 Actions à transmission directe	31
5.1.6 Actions sismiques	32
5.2 Données géométriques	32
5.2.1 Principes généraux	32
5.2.2 Surface du terrain	32
5.2.3 Niveaux d'eau	32
6 Propriétés des terrains et des matériaux	34
6.1 Principes généraux	34
6.2 Terrains en place	34
6.3 Matériaux de remblai	35
6.4 Matériaux constituant le mur	36
7 Situations de calcul, sollicitations et combinaisons d'actions	37
7.1 Situations de calcul	37
7.1.1 Règles générales	37
7.1.2 Situations en cours de construction	37
7.1.3 Situations en cours d'exploitation	37
7.2 Combinaison d'actions	38
7.2.1 Principes	38
7.2.2 États limites ultimes	38
7.2.3 États limites de service	39
7.3 Dispositions applicables au calcul des murs	39
8 Règles générales de justification des ouvrages	41
8.1 Généralités	41
8.2 États limites ultimes	42

8.2.1	Principe général	42
8.2.2	Stabilité externe	43
8.2.3	Stabilité générale	43
8.2.4	Stabilité interne	44
8.2.5	Vérification des ELU	44
8.3	États limites de service	44
8.4	Modèles de calcul	46
8.4.1	Principe général	46
8.4.2	Modèles de calcul et états limites	46
8.5	Modèles de comportement	47
8.5.1	Contour du bloc monolithique – Écrans fictifs de poussée et de butée	47
8.5.2	Comportement vis-à-vis des charges verticales	52
8.5.3	Comportement vis-à-vis des charges horizontales	52
9	Stabilité externe (ELU)	53
9.1	Principes	53
9.2	Portance du sol (ELU)	53
9.2.1	Poinçonnement	53
9.2.2	Limitation de l'excentrement	55
9.2.3	Situations de projet accidentelles	55
9.2.4	Situations de projet sismiques	56
9.3	Glissement (ELU)	57
9.3.1	Principe de calcul	57
9.3.2	Propriétés de cisaillement des terrains	59
9.4	Prise en compte des chocs	59
10	Stabilité interne - Résistance structurelle d'un mur (ELU)	60
10.1	Principes	60
10.2	Effets des actions	60
10.3	Résistance structurelle	60
11	Stabilité générale du site (ELU)	61
11.1	Généralités	61
11.2	Principes de calcul	61
11.3	Modèles de calcul	62
11.4	Mécanismes de rupture	62
11.5	Facteur partiel de modèle $\gamma_{R;d}$	62
12	Justification à l'état limite de service (ELS)	64
12.1	Principes	64
12.2	Limitation de la charge transmise au sol par le mur de soutènement	64
12.3	Excentrement du chargement	65
13	Documents justificatifs des calculs	66
Annexe A (normative) Facteurs partiels pour les états limites ultimes dans des situations de projet durables ou transitoires		69
A.1	Préambule	69
A.2	Facteurs partiels pour les actions (γ_F) ou les effets des actions (γ_E)	70
A.3	Facteurs partiels pour les paramètres du sol (γ_M)	70
A.4	Facteurs partiels pour les résistances géotechniques (γ_R)	71
A.4.1	Facteurs partiels de résistance (γ_R) pour la stabilité externe	71
A.4.2	Facteurs partiels de résistance (γ_R) pour la stabilité générale	71
Annexe B (informative) Effet d'une charge localisée transmise par le terrain		73
B.1	Préambule	73
B.2	Procédures basées sur la théorie de la plasticité	73
B.2.1	Pression uniforme appliquée à partir d'une distance « d » de l'écran fictif	73
B.2.2	Pression uniforme appliquée sur une bande de terrain de largeur limitée	74
B.2.3	Pression uniforme appliquée sur une aire A de la surface du terrain	77
B.2.4	Charge linéique verticale appliquée sur un terrain horizontal	78
B.2.5	Talus	79
Annexe C (informative) Stabilité interne d'un mur en T		81

C.1	Préambule	81
C.2	Principes	81
C.2.1	Calcul des efforts dans le voile	81
C.2.2	Calcul des efforts dans le patin	81
C.2.3	Calcul des efforts dans le talon	82
Annexe D (informative)	Vérification de la stabilité interne des murs cellulaires avec éléments empilés en béton	83
D.1	Préambule	83
D.2	Principes	83
D.3	Vérifications	85
D.3.1	Cisaillement-Glisement	85
D.3.2	Renversement	86
D.3.3	Compression	86
Annexe E (informative)	Vérification de la stabilité interne des murs cellulaires avec éléments empilés en gabions	88
E.1	Préambule	88
E.2	Principes	88
E.3	Vérifications	89
E.3.1	Glissement	89
E.3.2	Renversement	89
E.3.3	Cisaillement	89
E.3.4	Compression	90
Annexe F (informative)	Reconnaitances géotechniques et valeurs caractéristiques des propriétés des terrains	91
F.1	Reconnaitance des terrains	91
F.2	Terrains en place	95
F.2.1	Propriétés géotechniques des terrains	95
F.2.2	Valeurs caractéristiques des paramètres géotechniques	97
F.3	Matériaux rapportés	97
Annexe G (informative)	Aide-mémoire pour la surveillance des travaux et le suivi du comportement des murs	99
G.1	Généralités	99
G.2	Surveillance de l'exécution	99
G.2.1	Points généraux à contrôler	99
G.2.2	Écoulement de l'eau et pressions interstitielles	99
G.3	Suivi du comportement	100
G.4	Mise en oeuvre de la méthode observationnelle	100
Annexe H (informative)	Catégorie géotechnique et durée d'utilisation du projet	101
H.1	Généralités	101
H.2	Classes de conséquence	101
H.3	Catégorie géotechnique	101
H.4	Durée d'utilisation de projet	102
	Bibliographie	103

Composition de la commission de normalisation

Président : M VOLCKE

Secrétariat : M BURLON – IFSTTAR

- M BAGUELIN FONDASOL
- M BERTHELOT BUREAU VERITAS
- M BURLON IFSTTAR
- M CARPINTEIRO COPREC / SOCOTEC
- M DAUBILLY FNTP
- M DELAHOUSSE ARCELOR
- M DELMAS CNAM
- M DURAND VINCI CONSTRUCTION
- M FRANK IFSTTAR ENPC CERMES
- M GAUTHEY SPIE FONDATIONS
- M GLANDY SOLETANCHE-BACHY-PIEUX
- M GRATIER THYSSENKRUPP
- M GUERPILLON SCETAUROUTE
- M HABERT CETE NORD-PICARDIE – LRPC Lille
- MME LEGRAND CETE NORD-PICARDIE – LRPC Lille
- MME JACOB CERIB
- M LE DELLIOU ISCHEBECK FRANCE
- M LEGENDRE SOLETANCHE BACHY / CNETG
- M MAGNAN IFSTTAR
- MME MAUREL CETE IdF
- M MOUSSARD SNCF
- MME OSMANI EIFFAGE
- M PILLARD UMGO / FFB
- M PINÇON BNTEC
- MME PINEAU AFNOR
- M PLUMELLE CONSULTANT
- M RAYNAUD AEROPORTS DE PARIS
- M ROCHER-LACOSTE SETRA
- M SALIBA SETRA
- M SCHMITT SOLETANCHE BACHY
- M SIMON TERRASOL / USG
- M SIMON EDF
- M THONIER EGF-BTP
- M VALEM FFB
- M VOLCKE FRANKI FONDATION

Participants en tant qu'experts :

La liste des personnes ayant participé aux différents groupes de travail pour établir la version V1 de ce document est indiquée dans l'avant propos.

Avant-propos

Le présent document a pour objet le calcul géotechnique des fondations des murs de soutènement. Il a été élaboré pour compléter l'Eurocode 7-1 (NF EN 1997-1) dont il constitue la norme nationale d'application pour ces types d'ouvrages.

Ce document est conforme aux principes du calcul aux états limites avec facteurs partiels définis dans la norme NF EN 1990 et son annexe nationale et respecte les exigences de la norme NF EN 1997-1 et de son annexe nationale, applicables au calcul des ouvrages géotechniques.

Les dispositions de ce document reposent sur les hypothèses énumérées dans la section 1.3 de la norme NF EN 1997-1 qui supposent en particulier une bonne connaissance des conditions de terrain, le contrôle de la qualité de la réalisation des travaux et le choix d'un modèle plausible du comportement du mur de soutènement à l'état limite considéré.

Il est important de retenir ce qui suit :

- a La connaissance des conditions de terrain dépend de l'importance et de la qualité des reconnaissances géotechniques. Cette connaissance et le contrôle de la qualité de la réalisation des travaux sont plus importants pour satisfaire les exigences fondamentales que la précision des modèles de calcul et des facteurs partiels.
- b Les mécanismes de ruine à considérer doivent être plausibles et être identifiés en se basant sur des données de comportement d'ouvrages réels ou à défaut, sur les résultats d'une modélisation appropriée.
- c La vérification d'un état limite ultime suppose l'étude du mécanisme de ruine le plus défavorable vis-à-vis de celui-ci avec un modèle de calcul fiable et correctement utilisé.
- d Lorsqu'il n'existe pas de modèle de calcul fiable pour un état limite particulier, il peut être préférable de procéder à l'analyse d'un autre état limite, en utilisant des facteurs qui rendent improbable le dépassement de l'état limite considéré. À défaut et selon le cas, il est possible de justifier le dimensionnement :
 - soit par des mesures forfaitaires, lorsqu'une expérience comparable rend les calculs de dimensionnement inutiles ;
 - soit sur la base de résultats d'essais de chargement ou d'essais sur des modèles ;
 - soit par la méthode observationnelle, où la conception anticipe les adaptations potentielles en cours de construction.

Avertissement

Ce document regroupe les procédures courantes utilisées en France pour le calcul des murs de soutènement. Avant la publication de ce document, il n'existait pas de normes nationales ou de règlements fixant les procédures de calcul. Les dispositions de ce document peuvent différer des procédures habituelles et de certains errements.

Il correspond à une version stabilisée du projet de norme.

Liste des personnes associées à l'élaboration document

- **Rédacteurs**
 - M BURLON Secrétaire CNJOG
 - M CANEPA DREIF-LREP
 - MME JACOB CERIB
 - M PLASTRE FRANCE MACCAFERRI
 - M VEZOLE EIFFAGE / Ancien Président CNJOG
- **Experts représentant les acteurs de la profession**
 - M CARPINTERO SOCOTEC / COPREC
 - M FRANK ENPC CERMES / TC 250
 - MME MAUREL CETE IdF / SETRA
 - M LEGENDRE SOLETANCHE BACHY / CNETG
 - M MAGNAN IFSTTAR / CCNG
 - M SIMON TERRASOL / USG

- M VOLCKE FRANKI / SOFFONS
- ***Experts associés***
 - M BENAÏJA CHAPSOL
 - M GIGAN CONSULTANT
 - M HAIUN CONSULTANT
 - M WERNERT CERIB
- ***Membres du secrétariat de la CNJOG***
 - M HABERT CETE Nord-Picardie / LRPC de Lille
 - MME LEGRAND CETE Nord-Picardie / LRPC de Lille

1 Domaine d'application

(1) Le présent document s'applique au calcul des ouvrages de soutènement fondés superficiellement dont le poids, incluant dans certains cas une partie de la masse stabilisatrice du matériau soutenu, joue un rôle important dans le soutènement du matériau retenu (NOTES 1 et 2).

NOTE 1

Les ouvrages de soutènement visés par ce document sont principalement :

- les murs en béton armé, en L ou en T renversé, avec ou sans contrefort, avec ou sans console, coulés en place, partiellement ou totalement préfabriqués (Figures 1.1 à 1.4) ;
- les murs poids en béton constitués de blocs pleins empilés, exécutés en place ou préfabriqués pas ou faiblement armés ou en maçonnerie (Figure 1.5) ;
- les murs cellulaires avec remplissage en matériau de remblai (Figure 1.6) ;
- les murs en gabions (Figure 1.7 et NOTE 3).

NOTE 2

Les ouvrages de soutènement en remblai ou en sol renforcé relèvent de la norme NF P 94-270. De même, le calcul des pressions des matériaux granulaires stockés dans les silos ne relève pas de ce document mais de la norme NF EN 1991-4.

NOTE 3

Le présent document s'applique essentiellement aux gabions double torsion. Les gabions électro-soudés répondent aux mêmes exigences de dimensionnement mais compte tenu de leur comportement semi-rigide, il convient d'adapter leur conception en prenant en compte l'influence éventuelle du contexte géotechnique. Des dispositions sont à considérer pour adapter la rigidité des fondations rigides ou le parement (inclinaison, redans).

(2) Le présent document définit les actions transmises par le sol (pression des terres, etc.) et les résistances mobilisables dans le sol (portance, résistance au glissement, butée, etc.).

(3) Le présent document se réfère aux niveaux d'eau définis dans la norme NF EN 1990 et son annexe nationale (NOTE).

NOTE

D'autres documents peuvent compléter ces définitions (par exemple, dans le cas de murs enterrés de bâtiments, il convient de se référer au DTU 14.1 pour trouver ces niveaux d'eau).

(4) Le présent document ne reprend pas les méthodes de justification de la résistance des matériaux constituant le mur qui relèvent des Eurocodes appropriés (NOTE)

NOTE

Pour les murs cellulaires et les murs en gabions, un exemple de méthode de vérification de la stabilité interne est donné en Annexes D et E (informatives).

(5) Pour la justification d'une fondation superficielle, le choix entre cette présente norme et la norme NF P 94-261 (norme d'application nationale de l'Eurocode 7 relative aux fondations superficielles) doit s'appuyer sur une analyse du comportement de l'ouvrage porté et notamment sur le niveau de déformation qu'il est capable de tolérer (NOTES 1 à 3).

NOTE 1

Si l'ouvrage supporté par la fondation superficielle n'est soumis qu'à la pression des terres y compris celle créée par des charges sur le remblai, alors il convient de la justifier à partir des exigences de ce présent document.

NOTE 2

Si l'ouvrage supporté par la fondation superficielle est soumis à la pression des terres mais aussi à d'autres efforts (par exemple, ceux d'un tablier d'ouvrage d'art dans le cas d'une culée à mur de front ou ceux d'un bâtiment), alors il convient de la justifier à partir des exigences de la norme NF P 94-261.

NOTE 3

Les différences de justification de la portance ou du glissement entre une fondation superficielle supportant un mur de soutènement ou un bâtiment (ou un ouvrage d'art) se traduisent par des valeurs différentes des coefficients partiels. Ces différences sont précisées dans l'Article 9 du présent document.

(6) La conception des murs de soutènement fondés sur pieux relève de ce présent document pour l'estimation des efforts de poussée et de la norme NF P 94-262 pour la justification du comportement des pieux ($g(z)$, frottements négatifs, etc.).

(7) Le présent document ne s'applique pleinement qu'aux projets relevant de la catégorie géotechnique 2 (Annexe H), c'est à dire aux ouvrages courants qui ne présentent pas de risque exceptionnel et ne sont pas exposés à des conditions de terrain ou de chargement exceptionnellement difficiles (NOTE).

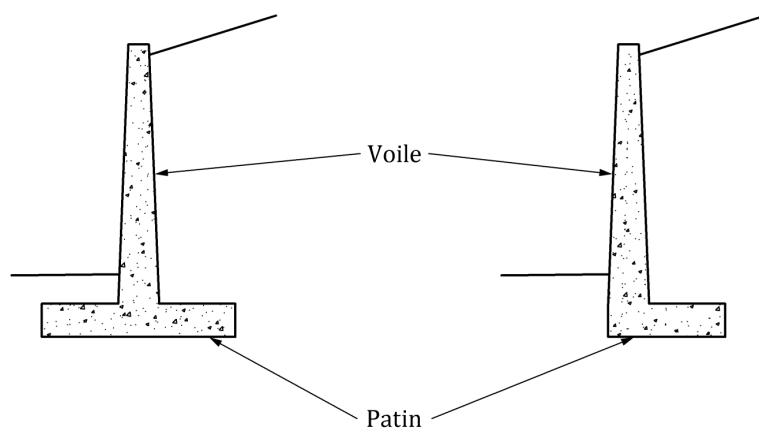
NOTE 1

Les spécifications du présent document peuvent être appliquées aux ouvrages de catégorie géotechnique 3 mais il importe dans ce cas de vérifier leur pertinence et si besoin de les adapter ou de les compléter, en tenant compte, le cas échéant, des indications du présent document.

(8) Le présent document ne s'applique pleinement qu'aux murs soumis à des sollicitations statiques ou pouvant être considérées comme telles dans les calculs justificatifs (NOTE).

NOTE

Le calcul des murs soumis à des sollicitations sismiques relève des normes NF EN 1998-1 et NF EN 1998-5. Néanmoins, vis-à-vis de la portance, le présent document (Article 9) fournit quelques indications préalables à l'utilisation de l'Annexe F de la norme NF EN 1998-5.



a) Mur coulé en place et préfabriqué en forme de T renversé

b) Mur préfabriqué en forme de L

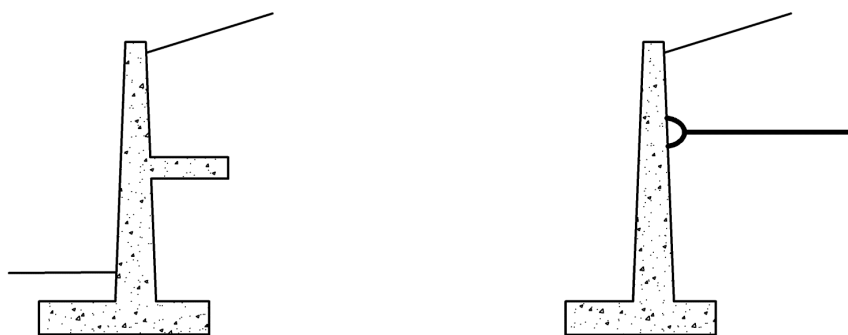
Figure 1.1 Exemples de murs en béton armé coulés en place ou préfabriqués



a) Mur avec contreforts intérieurs

b) Mur avec contreforts extérieurs

Figure 1.2 Exemples de murs en béton armé avec contreforts



a) Mur avec console

b) Mur avec tirant

Figure 1.3 Exemples de murs en béton armé avec dispositifs particuliers

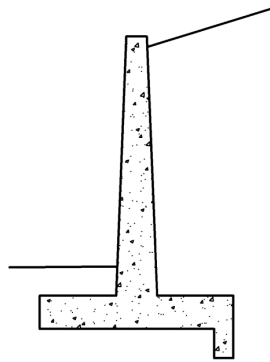


Figure 1.4 Exemple d'un mur avec bêche à l'arrière (la bêche peut être disposée soit à l'arrière du talon, soit à l'aplomb du voile, soit à l'avant du patin)

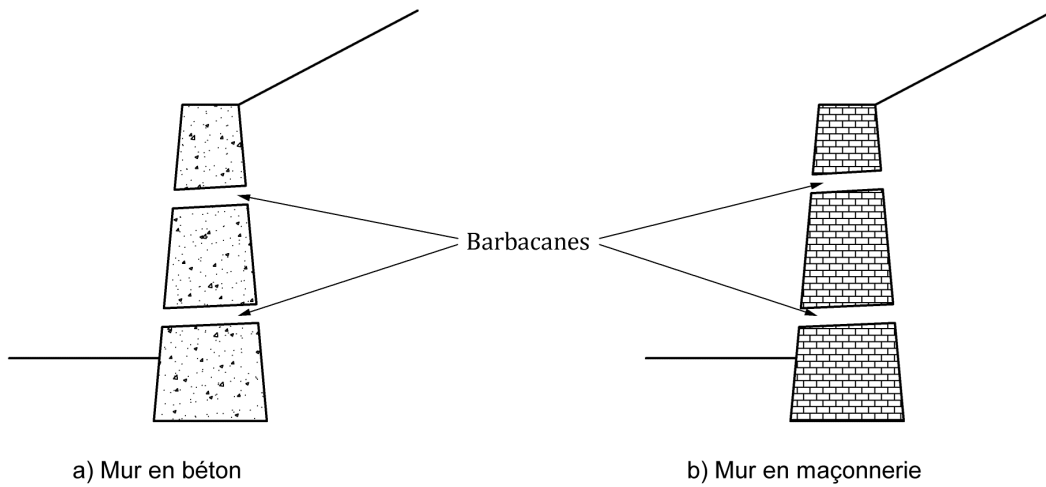


Figure 1.5 Exemples de murs monolithiques

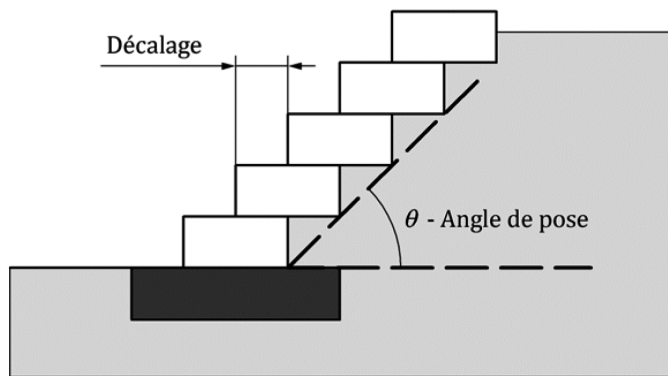


Figure 1.6 Exemple d'un mur cellulaire par éléments

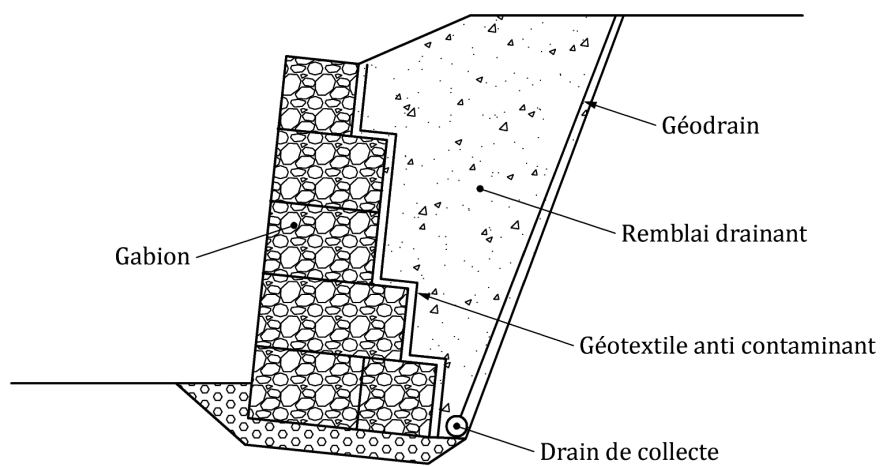


Figure 1.7 Exemple d'un mur en gabions à « gradins intérieurs »

2 Références normatives

Les documents de référence suivants sont indispensables pour l'application du présent document. Pour les références datées, seule l'édition citée s'applique. Pour les références non datées, la dernière édition du document de référence s'applique (y compris les éventuels amendements).

NF P 11-300,

Exécution des terrassements — Classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières.

NF P 94-261,

Justification des ouvrages géotechniques — Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 — Fondations superficielles.

NF P 94-262,

Justification des ouvrages géotechniques — Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 — Fondations profondes.

NF P 94-282,

Calcul géotechnique – Ouvrages de soutènement — Écrans.

NF P 94-500,

Missions d'ingénierie géotechnique — Classifications et spécifications.

NF EN 1990,

Eurocode — Bases de calcul des structures (avec son annexe nationale) (indice de classement : P 06-100-1).

NF EN 1991 (toutes les parties),

Eurocode 1 — Actions sur les structures (avec ses annexes nationales) (indice de classement : P 06-1XX).

NF EN 1992 (toutes les parties),

Eurocode 2 — Calcul des structures en béton (avec ses annexes nationales) (indice de classement : P 06-7XX).

NF EN 1997-1,

Eurocode 7 — Calcul géotechnique — Partie 1 : Règles générales (avec son annexe nationale) (indice de classement : P 94-251-1).

NF EN 1997-2,

Eurocode 7 — Calcul géotechnique — Partie 2 : Reconnaissance des terrains et essais (indice de classement : P 94-252).

NF EN 1998 (toutes les parties),

Eurocode 8 — Calcul des structures pour leur résistance aux séismes (indice de classement : P 06-03X).

3 Termes, définitions, symboles et convention de signes

Pour les besoins du présent document, les termes et définitions cités dans la norme NF EN 1997-1 et les suivants s'appliquent.

3.1 Termes et définitions

3.1.1 butée des terres

force exercée sur un écran par un terrain en état d'équilibre limite passif. Cet équilibre se manifeste par la mobilisation de la résistance au cisaillement du sol sous l'effet d'une compression latérale du terrain induit par le déplacement horizontal du mur

3.1.2 expérience comparable

informations documentées ou clairement établies par tout autre moyen, concernant le terrain considéré dans le calcul, mettant en jeu les mêmes types de sols et de roches, dont on peut attendre qu'ils aient un comportement géotechnique semblable, ainsi que des structures semblables. Les informations obtenues localement sont considérées comme particulièrement pertinentes

3.1.3 mur poids

ouvrage de soutènement en pierre, en béton ou en béton armé, ayant une semelle à sa base avec ou sans talon, épaulement ou contrefort, dont le poids, pouvant inclure selon le type de mur une masse stabilisatrice de terrain, joue un rôle important dans la fonction de soutènement

3.1.4 mur cellulaire

ouvrage de soutènement constitué par des éléments empilés tel que des blocs cellulaires en béton dont la géométrie globale est assimilable à celle d'un mur poids en maçonnerie et dont l'assemblage a été conçu pour que l'ouvrage fini puisse être considéré comme un bloc monolithique vis-à-vis des sollicitations extérieures

3.1.5 mur en gabions

ouvrage monolithique constitué de modules gabions ligaturés ou agrafés entre eux dont la géométrie globale est assimilable à celle d'un mur poids. Les gabions sont des structures parallélépipédiques rectangulaires constituées par une cage de gabion, y compris les éléments de structures utilisés pour son montage, et son contenu. Le matériau de remplissage est en général constitué de matériaux grossiers durs, concassés ou roulés

3.1.6 ouvrage de soutènement

ouvrage qui retient un terrain (sols, roches ou remblais renfermant ou non de l'eau) à une pente plus raide que celle qu'il adopterait éventuellement si aucun ouvrage n'était présent

3.1.7 poussée des terres

force exercée sur un écran par un terrain en état d'équilibre limite actif. Cet équilibre se manifeste par la mobilisation de la résistance au cisaillement du sol sous l'effet d'une décompression latérale du terrain induit par le déplacement horizontal du mur

3.1.8 résistance interne

résistance des éléments de structure constituant le mur, aux effets des forces extérieures auxquelles il est soumis, en particulier les forces imposées par le matériau soutenu

3.1.9 stabilité externe

résistance du terrain supportant le mur, aux effets des forces qui lui sont transmises par celui-ci considéré comme un monolithe. La perte de l'équilibre du mur se traduit soit par un déplacement parallèle à sa base, soit par une rotation par rapport à son arête aval soit par un déplacement vers l'amont ou vers l'aval couplé à une rotation

3.1.10 stabilité générale

équilibre général du site de l'ouvrage avant, pendant et après sa construction pouvant entraîner, lorsqu'il n'est pas assuré, un déplacement d'ensemble du mur et/ou sa ruine

3.2 Symboles et indices

3.2.1 Sols et ouvrages

(1) Les principaux symboles utilisés dans le présent document relatifs aux conditions de terrains et de l'ouvrage sont indiqués en 3.2.1.1 et 3.2.1.2. et illustrés sur la Figure 3.2.1.

NOTE

Les autres symboles sont définis aux endroits appropriés dans le corps du texte.

3.2.1.1 Lettres latines

a_{nom} valeur nominale d'une grandeur géométrique

A surface totale de la base de la fondation d'un mur de soutènement

A' surface effective de la base de la fondation d'un mur de soutènement (Annexe Q de la norme NF P 94-261)

B largeur de la semelle d'un mur de soutènement

B' largeur effective de la semelle du mur (Annexe Q de la norme NF P 94-261)

B_p largeur du patin de la semelle d'un mur de soutènement

B_t largeur du talon de la semelle d'un mur de soutènement

c' cohésion effective

c_u cohésion non drainée

D profondeur d'encastrement d'un mur

e excentricité du chargement par rapport au centre géométrique de la base du mur

g accélération de la pesanteur

H hauteur vue d'un mur de soutènement

H_v hauteur du voile du mur de soutènement

K_a coefficient de poussée des terres (oblique d'inclinaison δ)

K_p coefficient de butée des terres (oblique d'inclinaison δ)

q charge de surface en arrière du soutènement

s tassement du sol de fondation du mur de soutènement

3.2.1.2 Lettres grecques

β angle d'inclinaison d'un talus par rapport à l'horizontale

δ angle d'inclinaison de la poussée des terres par rapport à la normale au plan de poussée

γ poids volumique du terrain

γ_w poids volumique de l'eau

λ inclinaison par rapport à la verticale (fruit en degré) de la face arrière d'un mur-poids

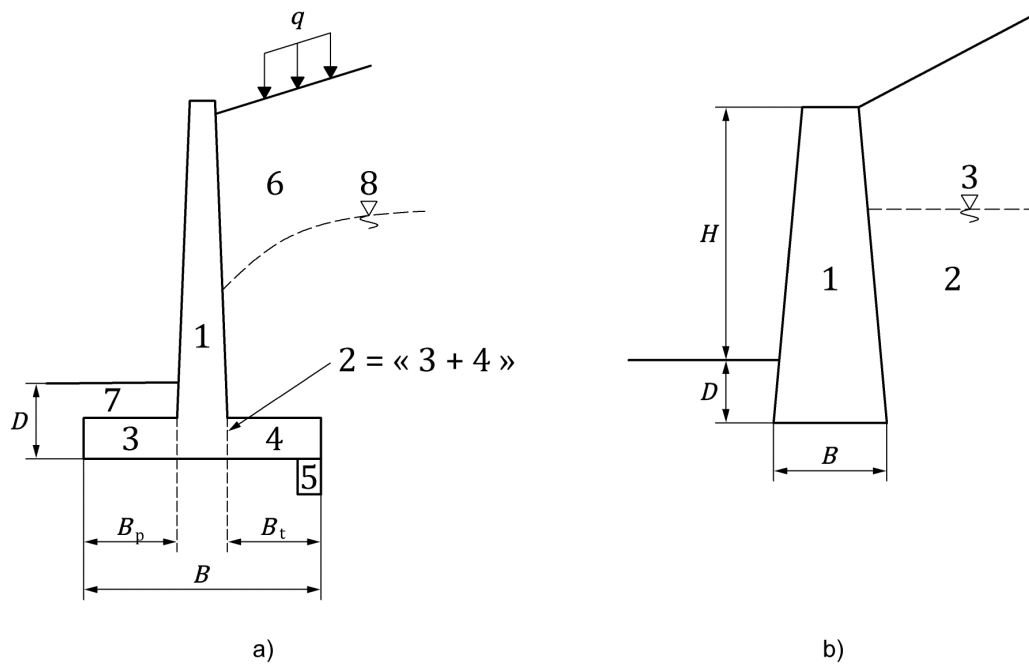
Δa modification apportée aux données géométriques nominales pour certains besoins particuliers du calcul

ϕ' angle de frottement interne du sol en contraintes effectives

ρ masse volumique du terrain

σ contrainte dans le terrain, verticale (σ_v), horizontale (σ_h), normale à l'écran de calcul (σ_n)

τ contrainte de cisaillement



Légende

- 1 voile
- 2 semelle
- 3 patin
- 4 talon
- 5 bêche
- 6 terrain soutenu saturé ou non
- 7 terrain résistant saturé ou non
- 8 surface libre de la nappe

Légende

- 1 massif du mur
- 2 terrain soutenu saturé ou non
- 3 surface libre de la nappe

Figure 3.2.1 Notations et symboles – Sols et ouvrages

3.2.2 Actions et résistances

(1) Les principaux symboles utilisés dans le présent document, relatifs aux actions et aux résistances, sont indiqués ci après (NOTES 1 à 4).

NOTE 1

Les autres symboles sont définis aux endroits appropriés dans le corps du texte.

NOTE 2

Les indices « dst » et « stb » sont propres respectivement au caractère déstabilisateur et stabilisateur de l'effet d'une action. Les indices « inf » et « sup » se rapportent respectivement au caractère favorable et défavorable de l'effet d'une action permanente pour la vérification des états limites ultimes STR et GEO.

NOTE 3

Les indices « k » et « d » se rapportent respectivement à la valeur caractéristique et à la valeur de calcul soit d'une action ou de son effet, soit d'une résistance, soit d'une propriété d'un matériau.

NOTE 4

L'appellation « base du mur » vise ici selon le cas les niveaux intermédiaires des murs (pour les murs cellulaires et les murs en gabions) et/ou le niveau inférieur d'un mur.

3.2.2.1 Lettres latines

A Action accidentelle

E_d valeur de calcul de l'effet des actions

F_d valeur de calcul d'une action

F_k valeur caractéristique d'une action

G action permanente

H composante de l'action totale appliquée parallèlement à la base d'un ouvrage

M moment, par rapport au centre géométrique de la base du mur, de l'action totale appliquée normalement à celle-ci

P_a force de poussée

P_p force de butée

Q action variable

q pression transmise au terrain en tête (*q*)

q_0 pression due au poids du terrain (q_0)

q_i pression transmise au terrain de fondation au niveau de la base du mur

R résistance verticale du terrain sous la base du mur

R_p résistance due à la pression des terres sur le côté de la partie enterrée du mur

T_{dst} effet des actions déstabilisatrices qui agissent sur un massif de terrain limité par une surface de glissement

V composante de l'action totale appliquée normalement à la base du mur

3.2.2.2 Lettres grecques

σ_{max} contrainte maximale, normale à la base du mur, transmise au terrain

σ_{min} contrainte minimale, normale à la base du mur, transmise au terrain

σ_{moy} contrainte moyenne, normale à la base du mur, transmise au terrain

τ_{moy} contrainte moyenne, tangentielle à la base d'un ouvrage, transmise au terrain

3.2.3 Abréviations

(1) Les principales abréviations utilisées dans le présent document sont les suivantes :

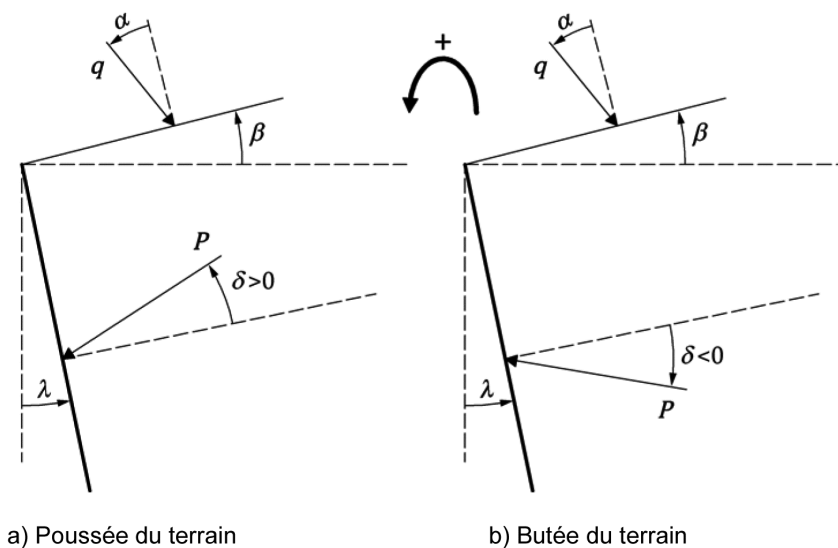
- ELU état limite ultime
- ELS état limite de service
- EQU équilibre (état limite ultime)
- GEO géotechnique (état limite ultime)
- HYD hydraulique (état limite ultime)
- STR structure (état limite ultime)
- UPL soulèvement (état limite ultime)
- MEL méthode de calcul à l'équilibre limite
- MISS méthode de calcul d'interaction sol-structure (basée sur une modélisation de l'interaction sol-structure par des lois d'interaction locales de type coefficient de réaction ou sur la méthode des éléments finis ou des différences finies)

3.3 Convention de signes

(1) Les conventions de signes retenues pour les orientations des obliquités des contraintes (poussée agissant sur le mur, butée s'opposant à son déplacement) et des inclinaisons des surcharges (surface libre) sont celles adoptées par Kérisel et Absi ¹ (Figures 3.3.1 a) et b)).

1)

J. Kerisel, E. Absi, Tables de poussée et de butée des terres, Édition Presses ENPC, 3^{ème} Édition, 2003, pp 220.



Légende

q charge de surface

P force de poussée ou de butée

Figure 3.3.1 Conventions de signes pour les obliquités et les inclinaisons selon Kérisel et Absi

4 Comportement et modes de rupture des ouvrages

4.1 Généralités

(1) L'objet de l'Article 4 est de décrire les comportements des murs au fur et à mesure de leur construction et de leur durée d'utilisation et d'identifier les mécanismes de rupture ou les désordres qui sont susceptibles de les affecter (NOTE).

NOTE

Il existe une grande variété de murs de soutènement. Les mécanismes décrits concernent les ouvrages courants relevant du domaine d'application de ce document (Article 1).

4.2 Mobilisation de la poussée et de la butée sur un écran

(1) Pour s'opposer au déplacement vers l'aval d'un écran retenant du terrain, il faut exercer un effort de réaction qui diminue avec le déplacement de l'écran pour atteindre assez rapidement une valeur limite avec le déplacement du mur (NOTE). Cet effort limite correspond à l'effort de poussée.

NOTE

Des indications sont données dans l'Annexe C de la norme NF EN 1997-1 sur les mouvements nécessaires pour mobiliser la poussée d'un terrain en fonction du type de mouvement du mur et de la compacité du sol.

(2) Dans le cas de murs bloqués en tête, les terrains soutenus ne présentent pas nécessairement un état de poussée du fait des très faibles déplacements autorisés. Il convient alors de définir le coefficient de poussée des terres avec prudence et dans certains cas de considérer le coefficient de pression des terres au repos K_0 (NOTES 1 et 2).

NOTE 1

Le coefficient de pression des terres au repos K_0 dépend de l'histoire géologique du terrain (mode de dépôt conduisant à une certaine anisotropie, érosion, contexte tectonique, etc.). Il peut être estimé par les relations suivantes :

- $$K_0 = (1 - \sin \varphi')$$

dans le cas de terrains plans pour des sols normalement consolidés ;
- $$K_0 = (1 - \sin \varphi') \sqrt{R_{OC}}$$

dans le cas de terrains plans pour des sols surconsolidés (R_{OC} désigne le rapport de surconsolidation) ;
- $$K_0 = (1 - \sin \varphi')(1 + \sin \beta)$$

dans le cas de terrains normalement consolidés présentant une pente β .

Il peut aussi être estimé au moyen du pressiomètre autoforeur, du pénétromètre (NF EN ISO 22476-1) par corrélation ou du dilatomètre flexible (NF EN ISO 22476-5) ou plat (CEN ISO/TS 22476-11).

NOTE 2

La pression des terres en arrière d'un mur dépend du phasage de construction mis en oeuvre. Ainsi, même dans le cas d'un mur bloqué en tête, l'état de poussée peut être mobilisé si lors de sa construction, le mur a été autostable.

(3) Pour déplacer un écran vers le terrain, il faut exercer un effort qui augmente lentement avec le déplacement de l'écran jusqu'à atteindre une valeur limite (NOTE 1). Cet effort limite correspond à l'effort de butée.

NOTE 1

Des indications sont données dans l'Annexe C de la norme NF EN 1997-1 sur l'amplitude des mouvements nécessaires pour mobiliser la butée d'un terrain en fonction du type de mouvement du mur et de la compacité du sol.

(4) L'orientation des actions de poussée et de butée sur un écran est aussi fonction du déplacement de l'écran et du tassement relatif sol-écran. Pour les efforts de poussée, la valeur de l'angle δ est comprise entre 0 et ϕ' et plus généralement entre 0 et $2/3\phi'$. Pour les efforts de butée, la valeur de l'angle δ est, en général, comprise entre 0 et $-\phi'$ et plus généralement entre 0 et $-2/3\phi'$.

(5) Les efforts de butée interviennent en général peu dans la stabilité d'un mur de soutènement. Il est primordial de s'assurer de leur pérennité pour pouvoir les considérer.

4.3 Mobilisation du sol support

(1) Lors de la réalisation d'un mur de soutènement, le terrain de fondation tasse progressivement au fur et à mesure de sa construction et de son remblaiement. L'amplitude du tassement est fonction de la hauteur de terrain soutenue et de la déformabilité du terrain de fondation.

(2) Les mesures réalisées sur des ouvrages ou sur des modèles montrent une augmentation des contraintes transmises au sol vers l'aval (Figure 4.3.1) avec une pression verticale moyenne correspondant au poids du mur et du terrain au droit de la semelle (NOTE). On observe également que ces pressions sont légèrement inclinées et que la composante horizontale des efforts transmis au sol correspond à la poussée des terres soutenues par le mur.

NOTE

Suivant la compressibilité du sol support, l'inclinaison des forces de poussées peut être modifiée et une composante verticale non négligeable de celles-ci peut venir se superposer au poids du mur et du terrain au droit de la semelle.

(3) Dans le cas où le mur soutient une forte hauteur de remblai et qu'il repose sur un sol compressible, il est possible que le terrain à l'arrière du mur tasse plus que ce dernier, l'augmentation des contraintes transmises au sol est plus importante vers l'amont avec toujours une pression verticale moyenne correspondant au poids du mur et du terrain au droit de la semelle (Figure 4.3.2).

(4) Les observations effectuées sur des murs montrent aussi que le déplacement horizontal de la base d'un mur est en général très faible (NOTE).

NOTE

Cette constatation ne concerne pas les déplacements brutaux et importants qui peuvent se produire dans certaines circonstances par glissement du mur sur sa base en phase de remblaiement ou après sa construction (paragraphe 4.4 (2)).

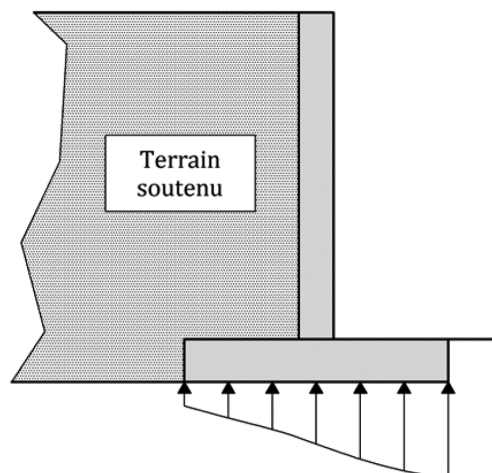


Figure 4.3.1 Exemple de contraintes à la base d'un mur en béton armé en forme de T renversé

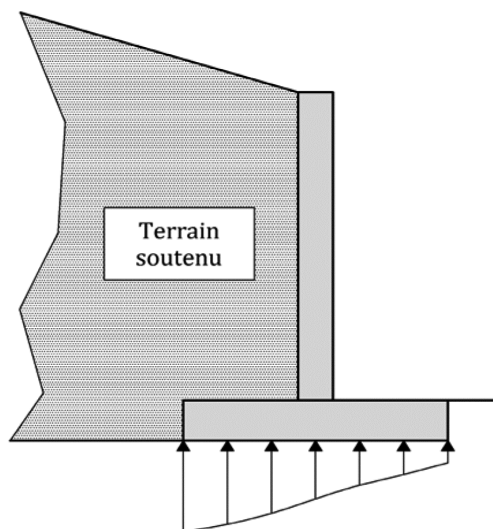


Figure 4.3.2 Exemple de contraintes à la base d'un mur en béton armé en forme de T renversé dans le cas d'un sol compressible

4.4 Déplacements

(1) Normalement, les déplacements d'un mur proviennent essentiellement des déformations d'ensemble du sol support sous l'effet des sollicitations que le mur lui transmet. Les mouvements observés (tassement, rotation, déplacement horizontal) sont similaires à ceux que l'on observe pour une fondation superficielle soumise à une charge excentrée et inclinée (Article 4 de la Norme NF P 94-261).

(2) L'évolution naturelle ou anthropique des conditions de terrain peut toutefois être à l'origine de déplacements brutaux et importants d'un mur, par glissement sur sa base ou par rotation vers l'aval (NOTE)

NOTE

La disparition de la butée du terrain en aval du mur suite à une excavation postérieure à sa construction, l'augmentation de la pression interstitielle à l'arrière du mur par défaut de fonctionnement du système de drainage, le rabattement ou la modification des niveaux d'eau, l'effet du gel du terrain, l'effet du retrait-gonflement du terrain, la disparition du sol d'assise par entraînement des fines, etc. sont des exemples de situations qui peuvent être à l'origine d'un déplacement important d'un mur.

4.5 Mécanismes de ruine

4.5.1 Généralités

(1) Un mur peut périr essentiellement du fait de la défaillance ou de la déformation excessive des éléments de sa structure, ou du sol support sur lequel il est établi, ou du site dans lequel il est construit.

NOTE

Les risques de ruine par déformation excessive du sol support ou du site ne sont en général pas analysés car on estime que les facteurs partiels pris sur les résistances des terrains impliquent des déformations acceptables vis-à-vis des états limites ultimes.

(2) Les mécanismes de ruine des murs à prendre en considération sont les suivants (NOTE 1) :

- la ruine par défaut de capacité portante du sol de fondation se traduisant par un poinçonnement du sol support ou une rotation excessive du mur avec renversement (NOTE 2) ;
- la ruine par glissement du mur sur sa base due à une insuffisance de résistance mobilisable à l'interface entre la base du mur et le terrain (cas général) ou à l'interface entre deux éléments (cas d'un mur cellulaire ou d'un mur en gabions) ;

- la ruine liée à une instabilité générale du site : le mur peut périr dans ce cas par déformation inacceptable consécutive à un grand glissement le long d'une ligne de rupture extérieure au mur (NOTES 3 et 4) ;
- la ruine par rupture interne du mur due à une insuffisance de la résistance structurale des éléments qui le constituent ;

NOTE 1

Les ruines liées aux écoulements et aux pressions d'eau dans le terrain, entraînant une disparition du sol support (par entraînement de fines) ou une réduction de sa résistance ne sont pas abordés, car on estime que la prévention de ces ruines passe par des dispositions de conception appropriées (conception d'un drainage correct et protection du terrain de fondation).

NOTE 2

Le risque de ruine par renversement d'un mur peut théoriquement exister. Il ne se présente toutefois que dans des conditions très particulières (ouvrage établi sur du rocher sans critère sur l'excentricité de la résultante des actions) et n'est donc pas à considérer en général au titre de l'instabilité externe. Ce type de ruine peut par contre intéresser les murs cellulaires et les murs en gabions au niveau de chaque rangée d'éléments.

NOTE 3

Les mécanismes de ruine par instabilité générale du site ne sont pas spécifiques aux murs de soutènement. Ils relèvent de ceux relatifs aux études de stabilité des versants naturels, des déblais et des remblais (Article 11).

NOTE 4

La justification de la stabilité générale du site avant travaux constitue un préalable à l'étude du projet lui-même. En cas d'insuffisance, un confortement doit être mis en oeuvre avant travaux de façon à amener le coefficient de sécurité à la valeur prescrite.

(3) Il découle du paragraphe 4.5.1 (2) que les différents états limites ultimes à considérer pour les murs sont (Figure 4.5.1) :

- les états limites d'instabilité externe locale (paragraphe 4.5.2) :
 - par défaut de capacité portante (poinçonnement du sol de fondation ou excès d'excentrement du chargement à la base du mur) ;
 - par glissement sur la base du mur ;
- l'état limite d'instabilité externe générale, par grand glissement (paragraphe 4.5.3) ;
- les états limites d'instabilité interne qui doivent être analysés selon le matériau avec l'Eurocode adéquat et en fonction des recommandations de ce document pour les murs cellulaires et les murs en gabions.

(4) Il convient de vérifier qu'aucun de ces états limites ne peut être atteint au cours de la construction du mur et de sa durée d'utilisation prévue.

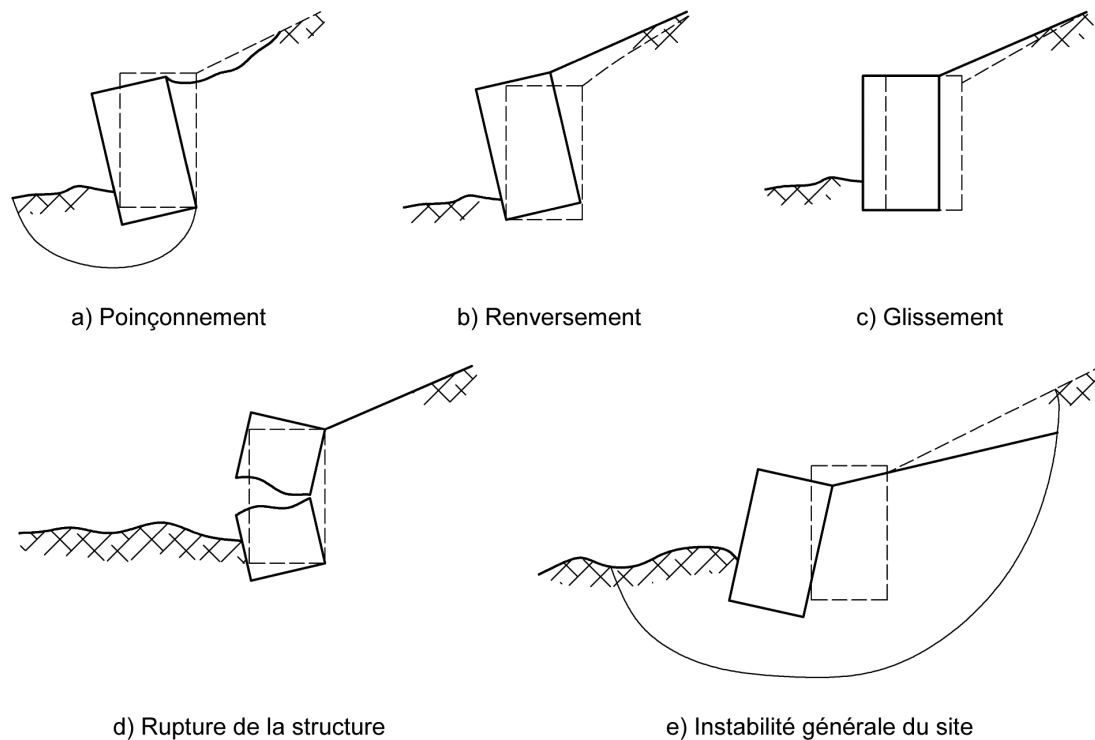


Figure 4.5.1 Mécanismes de ruine à considérer pour les murs de soutènement

4.5.2 Instabilité externe locale

(1) En règle générale, on observe, pour ce qui concerne la mobilisation du sol support, qu'un mur se comporte comme un bloc monolithique quel que soit le type de mur considéré (NOTES 1 et 2).

NOTE 1

Le bloc peut inclure du terrain comme par exemple les murs en forme de T renversé (paragraphe 8.5).

NOTE 2

Dans le cas d'un mur cellulaire ou d'un mur en gabions, il est habituel de considérer également qu'il se comporte comme un bloc monolithique au-dessus de chaque rangée d'éléments. Ce type de mécanisme de rupture est cependant à justifier dans le cadre de la vérification de sa stabilité interne (paragraphe 4.5.4).

4.5.3 Instabilité externe générale

(1) La construction d'un mur peut provoquer une instabilité générale du site en entraînant une rupture par grand glissement dans les terrains avoisinant l'ouvrage (NOTES 1 et 2).

NOTE 1

Les excavations préliminaires à la construction d'un mur sur des pentes ou des versants peuvent, elles-mêmes, être à l'origine de ruptures par grand glissement.

NOTE 2

Les lignes de glissement potentiel considérées au titre de l'instabilité générale ne recoupent pas le bloc monolithique considéré pour modéliser le comportement du mur.

(2) Dans le cas de la construction d'un mur sur un versant dont le niveau de sécurité initial, bien que jugé suffisant, ne présente pas le niveau théoriquement requis, il convient que la stabilité du site reste satisfaisante pendant la construction de l'ouvrage (phase provisoire) et après (phase définitive).

4.5.4 Instabilité interne

(1) Les risques d'instabilité interne doivent être examinés selon le matériau avec l'Eurocode adéquat. L'Article 11 du présent document précise les contraintes à considérer pour la détermination des efforts internes du mur.

(2) Pour les murs cellulaires, l'analyse des risques d'instabilité interne comporte, en plus de la vérification de la résistance intrinsèque des différents éléments constituant le mur, celle relative aux mécanismes de ruine susceptibles de se développer à l'interface entre deux éléments (Figure 4.5.4.1). Ces mécanismes peuvent se traduire par des phénomènes de glissement, de compression ou de renversement (Annexe D).

(3) Pour les murs en gabions, l'analyse des risques d'instabilité interne comporte la vérification du glissement, du renversement et de la compression d'un bloc par rapport à l'autre (Figure 4.5.4.2 et Annexe E).

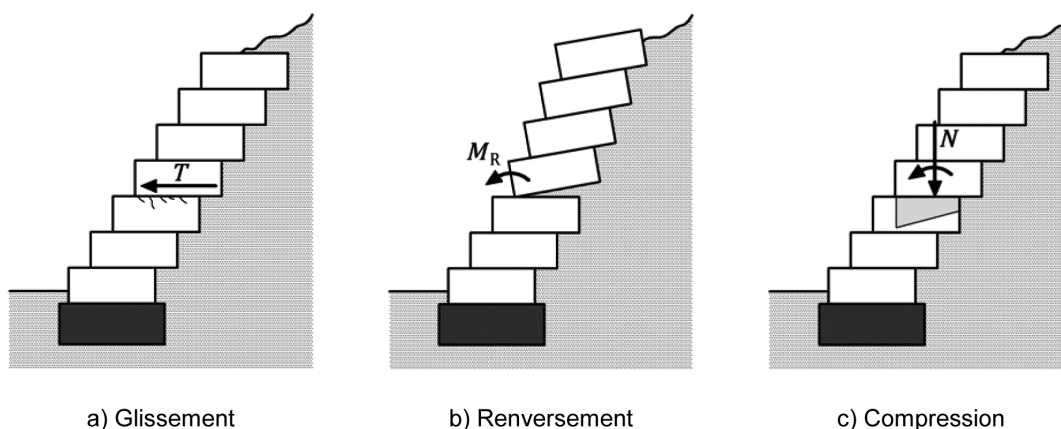


Figure 4.5.4.1 Mécanismes de ruine à considérer pour les murs cellulaires au titre de leur stabilité interne

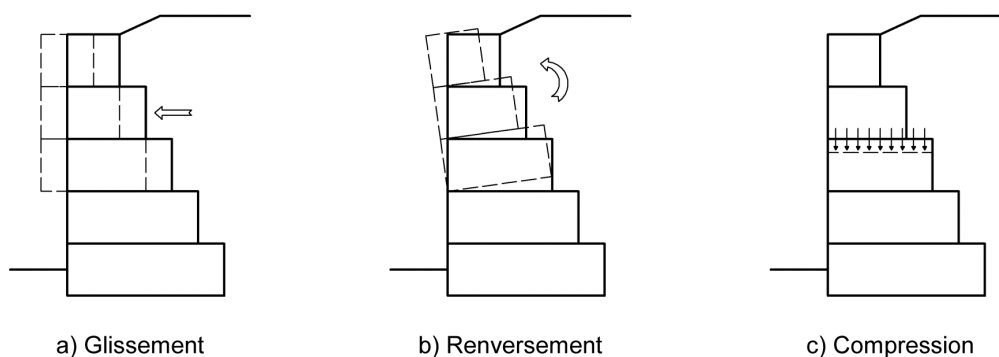


Figure 4.5.4.2 Mécanismes de ruine à considérer pour un mur en gabions

4.6 Désordres liés aux déplacements

(1) Les déplacements du mur et ceux qu'il induit en cours de construction et/ou en cours d'exploitation sont susceptibles d'être inacceptables pour les structures portées par le mur ou celles qui sont situées à proximité (NOTES 1 et 2).

NOTE 1

Selon leur importance et selon le cas, les déplacements du mur peuvent entraîner des désordres et nuire à la fonction de ces constructions, voire entraîner leur ruine.

NOTE 2

Les seuls déplacements d'un mur susceptibles d'être inacceptables pour une structure portée sont ceux qui se manifestent après la construction de celle-ci.

(2) Dans tous les cas, il convient d'adopter des dispositions constructives qui soient appropriées aux conditions de terrain (NOTE 1) et qui tiennent compte des déplacements à attendre, tout en visant, autant que possible, à en limiter l'importance (NOTES 2 et 3).

NOTE 1

Des dispositions peuvent être adoptées pour limiter les déplacements. On peut citer par exemple, la réalisation de bêche ou l'inclinaison de la base de la fondation du mur pour limiter les déplacements horizontaux, la purge d'une couche de terrain, une bonne conception du dispositif de drainage, etc.

NOTE 2

En règle générale, les calculs de déplacement ne donnent qu'une indication approchée de leur valeur réelle, et il est préférable, lorsque cela est possible, de les prévenir plutôt que de les calculer.

NOTE 3

Les estimations de déplacements peuvent être utilement ajustées grâce au suivi des mouvements du mur en cours d'exécution.

5 Actions et données géométriques

5.1 Actions

5.1.1 Généralités

(1) Les actions doivent être classées conformément au paragraphe 4.1.1 de la norme NF EN 1990 en distinguant :

- les actions permanentes (G) ;
- les actions variables (Q) ;
- les actions accidentelles (A).

(2) Les valeurs représentatives des actions doivent être déterminées conformément aux paragraphes 4.1.2 et 4.1.3 de la norme NF EN 1990 et au paragraphe 2.4.5 de la norme NF EN 1997-1.

NOTE 1

Les actions ont plusieurs valeurs représentatives. La valeur caractéristique d'une action (indiquée k) est sa principale valeur représentative. Elle est déterminée conformément à l'article 4.1.2 de la norme NF EN 1990 complété, pour les actions géotechniques, par le paragraphe 2.4.5 de la norme NF EN 1997-1.

NOTE 2

Les valeurs des actions variables représentatives autres que la valeur caractéristique Q_k se déterminent selon les principes fixés à l'article 4.1.3 de la norme NF EN 1990. Elles se déduisent de la valeur Q_k en multipliant celle-ci par un coefficient Ψ_1 . Les coefficients Ψ_0 , Ψ_1 , et Ψ_2 correspondants sont donnés pour les charges usuelles (bâtiment, circulations routières, chemin de roulement, etc.) aux endroits appropriés de la norme NF EN 1990. Ces règles sont précisées au paragraphe 7.3 pour le calcul des murs de soutènement.

(3) Les valeurs de calcul des actions et de leurs effets doivent être déterminées conformément aux paragraphes 6.3.1 et 6.3.2 de la norme NF EN 1990, complétés, pour les actions géotechniques, par le paragraphe 2.4.5.1 de la norme NF EN 1997-1.

NOTE

Les actions à prendre en compte dans les différentes combinaisons d'actions sont fixées par la norme NF EN 1990 au paragraphe 6.4 pour les calculs aux états limites ultimes et au paragraphe 6.5 pour les calculs aux états limites de service.

(4) Le classement des actions et la détermination de leur valeur doivent également tenir compte des dispositions du présent document.

NOTE 1

Des précisions sont données dans cet article ou aux endroits appropriés du présent document, pour le classement des actions en fonction de leur origine, de leur variation spatiale et de leur nature, et pour la détermination des valeurs des actions géotechniques (paragraphe 5.1.2.2) et la prise en compte des effets dus à l'eau (paragraphe 5.1.4).

5.1.2 Actions dues au sol

5.1.2.1 Actions d'origine pondérale

(1) Les actions d'origine pondérale (poids, poussée, butée) doivent être traitées comme des actions permanentes dans les combinaisons d'actions.

(2) La valeur caractéristique d'une action d'origine pondérale doit être déterminée :

- à partir des volumes de terrain mis en jeu (paragraphe 5.1.2.1 (3)), en tenant compte du modèle de fonctionnement adopté (NOTE 1) ;
- à partir des poids volumiques des terrains mesurés lors de la reconnaissance géotechnique et/ou de données bibliographiques représentatives dans le cas de terrain en place (NOTE 2) ;
- à partir de poids volumiques représentatifs tenant compte de la nature du sol, de son mode de mise en oeuvre et de sa compacité, dans le cas de sol rapporté (NOTE 2).

NOTE 1

Dans le cas d'un mur, le volume des terres engendrant un effet pondéral sur la fondation dépend du modèle de calcul adopté pour la mobilisation de la poussée.

NOTE 2

Des indications sont données dans l'Article 6 et dans l'annexe F pour la détermination du poids volumique des terrains en place (paragraphe 6.2 et Annexe F, Article F.2) et des matériaux de remblai (paragraphe 6.3 et Article F.3).

(3) La valeur caractéristique d'une action d'origine pondérale doit être déterminée en tenant compte des modifications possibles et défavorables de la géométrie du terrain, lorsqu'elle est prévisible.

5.1.2.2 Actions de poussée ou de butée

(1) Les actions de poussée ou de butée des terres qui agissent sur un mur doivent être déterminées conformément aux dispositions de la norme NF EN 1997-1 (paragraphe 9.5) et du présent document (NOTES 1 à 4).

NOTE 1

Des informations relatives au calcul de la poussée et de la butée des terres sont présentées dans la norme NF P 94-282.

NOTE 2

L'intensité et la distribution des actions de poussée ou de butée dépendent du type de mur considéré, des caractéristiques mécaniques du sol et de l'amplitude des déplacements susceptibles d'affecter l'écran sur lequel s'appliquent ces pressions. Les aspects suivants sont, le cas échéant, à prendre en compte :

- charge sur la surface du terrain et pente de cette surface ;
- nappes d'eau et forces d'écoulement dans le terrain ;
- amplitude et direction du mouvement relatif par rapport au terrain ;
- résistance au cisaillement et poids volumique du terrain ;
- rugosité du mur.

NOTE 3

Les valeurs de la poussée et de la butée qui agissent sur le bloc monolithique (paragraphe 8.5.1) considéré proviennent du terrain à l'arrière et à l'aval de celui-ci ainsi que des surcharges appliquées à sa surface.

NOTE 4

Il n'est pas admis de considérer un talus comme une charge permanente appliquée à la surface d'un terrain horizontal. Dans le cas d'une charge localisée, ce sont les dispositions du paragraphe 5.1.3 qui s'appliquent.

(2) Les actions de poussée ou de butée du sol doivent être traitées comme des actions permanentes dans les combinaisons d'actions (NOTE). Celles dues à une surcharge doivent être traitées comme des actions permanentes ou transitoires dans les combinaisons d'actions selon leur durée d'application par rapport à la situation de projet examinée.

NOTE

Suivant les cas, on attribue à ces actions une valeur caractéristique maximale seule, soit un couple de valeurs caractéristiques, respectivement maximale et minimale, en considérant la plus défavorable des deux pour l'état limite étudié.

(3) Les valeurs limites de la poussée ou de la butée dues aux terrains et le cas échéant à une charge uniforme sur le terrain, sont déterminées à partir des coefficients de Caquot, Kérisel et Absi, tirés des tables qu'ils proposent ou obtenus à partir d'une procédure numérique du côté de la sécurité (NOTES 1 à 4).

NOTE 1

Selon le cas, les coefficients de poussée et de butée des terres à utiliser sont ceux relatifs aux milieux pesants (lorsque la pression est d'origine pondérale) ou aux milieux non pesants (lorsque la pression est due à une charge uniforme ou à la cohésion du terrain).

NOTE 2

La procédure numérique donnée en Annexe C de la norme NF EN 1997-1, qui inclut certaines approximations du côté de la sécurité, peut par exemple être utilisée dans les cas courants.

NOTE 3

Pour les valeurs limites de poussée, d'autres théories comme de celles de Coulomb, Poncelet ou Culmann peuvent être utilisées.

NOTE 4

L'approche cinématique de la théorie du calcul à la rupture peut aussi être mise en oeuvre pour la détermination des contraintes de poussée et de butée des terres.

(4) Il convient de déterminer, les valeurs limites de la poussée qui agit à l'arrière d'un mur et de la butée qui est mobilisée à l'aval de celui-ci :

- à partir des valeurs des contraintes effectives dans le terrain (donc en tenant compte, le cas échéant, du niveau des nappes statiques) (NOTE 1) ;
- sauf cas particulier (NOTE 2), à partir des propriétés du terrain en conditions drainées (c' et ϕ') ;
- en tenant compte d'une inclinaison de la poussée éventuellement nulle.

NOTE 1

Dans le cas des sols fins et pour les phases de construction nécessitant certaines justifications complémentaires, un calcul conduit en contraintes totales est admis.

NOTE 2

Lorsqu'un calcul en contraintes totales est effectué, les propriétés du terrain en conditions non drainées c_u et ϕ_u sont à utiliser. Dans le cas de sols saturés, on considère $c_u \neq 0$ et $\phi_u = 0$.

(5) Les valeurs des actions de poussée et de butée doivent être déterminées en tenant compte des modifications possibles et défavorables de la géométrie.

(6) Il convient lors de l'édification d'un remblai contigu à un mur de mettre en oeuvre des moyens de compactage appropriés. En effet, le compactage du matériau de remblai peut, s'il est réalisé avec une énergie trop élevée, induire des forces incompatibles

avec le dimensionnement du mur. À l'inverse, un compactage insuffisant tend à augmenter l'effort de poussée par diminution de l'angle de frottement interne.

5.1.3 Actions transmises par le sol

(1) Les actions transmises par le sol, autres que celles dues à l'eau, dont l'origine n'est pas liée à la présence du sol, mais qui sollicitent le mur par l'intermédiaire de celui-ci doivent être prises en compte (NOTES 1 et 2).

NOTE 1

Dans les cas usuels visés, il s'agit principalement des effets des pressions sur un mur (culée par exemple) supportant une charge d'exploitation ou de stockage, ou les sollicitations dues aux structures existantes ou prévues (telles que les fondations d'ouvrages).

NOTE 2

Il convient de se reporter au paragraphe 5.1.3.2 pour les actions particulières dues au compactage ou au gonflement du terrain. Les autres actions susceptibles d'être transmises par le terrain ne relèvent pas du présent document.

(2) Les actions transmises par le sol, autres que celles dues à l'eau, dont l'origine n'est pas liée à la présence du sol, doivent être traitées comme des actions variables ou permanentes dans les combinaisons d'action selon leur durée d'application par rapport à la situation de projet examinée.

5.1.3.1 Charge surfacique ou linéique appliquée au terrain

(1) Une action due à une charge surfacique ou linéique appliquée au terrain et transmise par celui-ci doit être évaluée à partir des méthodes de calcul indiquées en Annexe B, ou à partir de méthodes reconnues équivalentes.

(2) L'Annexe B ne présente que les modèles de diffusion des actions transmises par le terrain basés sur la théorie de la plasticité. En effet, de par le processus de réalisation d'un mur de soutènement, les terrains soutenus sont le plus souvent dans un état de poussée et présentent donc un comportement plastique. Néanmoins, dans le cas où cela s'avérerait pertinent, il est possible d'utiliser des modèles de diffusion basés sur la théorie de l'élasticité. Il convient alors de se reporter à l'Annexe D de la norme NF P 94-282.

(3) Une action due à une charge surfacique ou linéique appliquée au terrain et transmise par celui-ci doit être traitée comme une action permanente ou une action variable dans une combinaison d'actions, selon que sa variation dans le temps est ou non d'ampleur négligeable (NOTES 1 et 2).

NOTE 1

Les charges d'exploitation (circulation routière, chemin de roulement, aire de stockage) sont des exemples typiques d'actions variables. Le poids d'une structure établie sur un mur (tablier sur une culée de pont, bâtiment) relève des charges permanentes.

NOTE 2

On précise au paragraphe 7.2 les cas où il y a lieu de prendre en compte une charge variable pour la vérification des états limites de service.

5.1.3.2 Actions géotechniques particulières

(1) Citées pour mémoire, les actions géotechniques particulières visées (actions dues au gonflement des terrains, actions dues au compactage des remblais) ne relèvent pas de ce document ou ne sont en général pas à prendre en compte pour la justification de la stabilité des murs (NOTE).

NOTE

Il n'y a normalement pas lieu de prendre en compte d'effets de compactage autres que ceux qui sont couverts par les procédures courantes, tant que les règles de mise en oeuvre des remblais sont respectées, ni de prendre en compte d'effets dus au gonflement, lorsque des dispositions constructives appropriées ont été adoptées.

(2) Dans les cas particuliers (NOTE), les actions à considérer sont à fixer dans les documents du projet.

NOTE

Par exemple, des sollicitations dues au gonflement des terrains retenus sont possibles lorsque l'ouvrage de soutènement est utilisé pour confiner des dépôts.

5.1.4 Actions dues à l'eau

5.1.4.1 Généralités

(1) Les actions visées sont celles où l'eau contenue dans le terrain est en équilibre ou quasi-équilibre hydrostatique, c'est-à-dire lorsque l'effet des gradients hydrauliques est négligeable et que les actions dues à l'eau peuvent être représentées sous la forme de pressions statiques (NOTE 1) ou d'effets hydrodynamiques (NOTE 2).

NOTE 1

Il s'agit du champ de pression de l'eau en contact avec la structure. Cette action s'apparente à une action à transmission directe. Dans la plupart des cas, elle se traduit par la poussée d'Archimède sur la structure. La présence d'eau a également pour effet de modifier les actions dues au terrain par l'effet de « déjaugage » de celui-ci. En cas de circulations d'eau dans le sol, le gradient hydraulique modifie également les actions dues au terrain par l'effet communément appelé « pression de courant ».

NOTE 2

Les effets hydrodynamiques peuvent être : la poussée hydrodynamique du courant, les efforts dus à la houle ou ceux engendrés par un séisme.

(2) Le choix des positions des surfaces de l'eau libre et des niveaux piézométriques des nappes souterraines doit (NOTES 1 à 4) :

- être effectué en se basant sur la reconnaissance des conditions hydrauliques et hydrogéologiques du site ;
- être approprié à l'état limite considéré en tenant compte du caractère favorable ou défavorable de l'effet des actions qui en découlent.

NOTE 1

Les variations des conditions hydrauliques souterraines peuvent modifier l'état hydrique des sols (imbibition, séchage) et donc leurs caractéristiques mécaniques ou induire des phénomènes de retrait-gonflement.

NOTE 2

Il est important de noter que les paramètres mécaniques des sols varient en fonction de leur degré de saturation et qu'il faut en tenir compte dans l'interprétation des résultats d'essais géotechniques.

NOTE 3

Il est rappelé que les niveaux d'eau relèvent des données géométriques (paragraphe 5.2) et que leurs valeurs sont, selon le cas, des valeurs par excès ou par défaut des niveaux mesurés, nominaux ou estimés (paragraphe 5.2.3).

NOTE 4

Les valeurs des niveaux d'eau sont à établir conformément aux indications données dans les paragraphes 7.1 et 5.2 du présent document. Les valeurs de référence de ces niveaux sont ensuite fixées par le marché ou durant les études de projet.

(3) Dans les situations où les gradients hydrauliques ne sont pas négligeables, l'ouvrage doit être justifié vis-à-vis des états limites ultimes de type HYD (Section 10 de la norme NF EN 1997-1).

5.1.4.2 Pressions statiques

(1) L'intensité et la répartition des pressions doivent être évaluées à partir des niveaux de référence définis pour la situation de projet considérée (NOTE).

NOTE

Les situations et les niveaux de référence à considérer en cours de construction et en cours d'exploitation sont respectivement indiqués dans les paragraphes 7.1.2 et 7.1.3 du présent document. Le paragraphe 5.2 rappelle les définitions des niveaux de référence habituellement considérés.

(2) Une action due à l'eau dont l'effet peut être assimilé à celui de pressions statiques doit être traitée, pour une situation de projet donnée, comme une action permanente dans les combinaisons d'actions (NOTE).

NOTE

C'est par l'intermédiaire des différentes situations de projet étudiées que son caractère variable est pris en compte.

5.1.4.3 Actions hydrodynamiques

(1) Suivant leur nature et leur intensité, il convient de classer les actions hydrodynamiques dans les catégories des actions variables et/ou accidentelles.

(2) Le choix du modèle d'action à adopter pour évaluer la valeur statique de calcul d'une action hydrodynamique à prendre en compte pour une situation de projet donnée, doit être défini avant le début de l'étude de projet.

5.1.5 Actions à transmission directe

(1) Les actions transmises directement à un mur doivent être prises en compte et être déterminées conformément à la norme NF EN 1991, ou à défaut fixées par le marché (NOTES 1 à 3).

NOTE 1

Ce paragraphe vise les actions, autres que celles dues à l'eau, qui sont transmises par des structures établies directement sur le mur, par exemple un sommier de culée ou une barrière de sécurité. Selon leur origine, il peut donc s'agir d'actions permanentes, variables ou accidentelles.

NOTE 2

L'intensité, la nature (permanente, variable, accidentelle) et l'emplacement des actions (forces, moments) à prendre en compte sont à définir avant le début de l'étude de projet. Elles sont le plus souvent fixées par le marché.

NOTE 3

Le paragraphe 9.4 du présent document traite de la prise en compte des chocs.

5.1.6 Actions sismiques

(1) Le calcul des murs de soutènement sous conditions sismiques ne relève pas du présent document. Les actions sismiques transmises par le terrain sont à calculer et à prendre en compte conformément aux spécifications de la norme NF EN 1998.

5.2 Données géométriques

5.2.1 Principes généraux

(1) Lorsque l'incertitude Δa relative aux données géométriques est importante, et susceptible d'avoir des répercussions significatives sur la fiabilité du projet, les valeurs de calcul des données géométriques, a_d , doivent être déduites des valeurs nominales a_{nom} en appliquant la relation :

$$a_d = a_{nom} \pm \Delta a \quad (5.2.1)$$

5.2.2 Surface du terrain

(1) Les valeurs de calcul des données géométriques concernant le terrain autour de la fondation superficielle doivent tenir compte de la variation des valeurs réelles in situ et des conditions d'exécution de la fondation (coulées pleine fouille ou coffrées).

(2) Le cas échéant, les valeurs de calcul doivent également tenir compte des excavations prévues et de l'affouillement éventuel du terrain devant la fondation superficielle en cours d'exploitation.

(3) Pour les ouvrages implantés en site aquatique affouillable (cours d'eau), le niveau du terrain (fond du lit) à considérer pour les situations en cours d'exploitation doit tenir compte de son évolution prévisible du fait de travaux ultérieurs d'aménagement ou d'extraction de matériaux.

(4) Pour les ouvrages implantés en site aquatique affouillable, pour les situations transitoires en cours d'exploitation, on doit considérer une profondeur d'affouillement égale à la somme de l'affouillement maximal local et de l'affouillement général correspondant au niveau d'eau considéré.

(5) Pour les ouvrages implantés en site aquatique affouillable, le niveau d'affouillement à considérer en cours de construction est celui fixé par le marché ou, à défaut celui proposé par la conception et agréé par le maître d'ouvrage ou son représentant.

(6) Lors des calculs aux états limites ultimes de glissement où intervient la butée du terrain devant la fondation superficielle, le niveau du terrain en butée doit être diminué d'une quantité Δa par rapport à la valeur nominale.

(7) Il convient d'appliquer les règles suivantes pour le choix de la valeur de Δa :

- pour les situations en cours de construction, lorsque les fondations sont coulées à pleine fouille, Δa est pris égal à zéro. Dans le cas contraire, Δa , est pris égal à la hauteur d'encastrement.
- pour les situations en cours d'exploitation, Δa est pris égal à zéro.

5.2.3 Niveaux d'eau

(1) Il convient de se référer à la norme NF EN 1990 et son annexe nationale pour définir les niveaux d'eau (NOTE).

NOTE

La norme NF P 94-261 relative aux fondations superficielles fournit, dans son Annexe O, des indications pour la détermination des niveaux d'eau.

(2) Le choix des valeurs des niveaux piézométriques des eaux extérieures au terrain et des eaux souterraines (NOTE) doit être effectué en se basant sur la reconnaissance des conditions hydrauliques et hydrogéologiques du site.

NOTE

Les eaux souterraines peuvent être libres ou captives (nappe en charge). Les eaux extérieures sont des eaux libres (fluviales ou autres). Les niveaux des eaux peuvent être différents de ceux repérés au cours de la reconnaissance du site. Ils peuvent aussi évoluer au cours de la durée d'utilisation de l'ouvrage (par exemple lorsque le mur fait barrage à l'écoulement d'une nappe ou dans le cas d'une nappe captive).

(3) Pour une situation de calcul donnée (paragraphe 7.1), la valeur d'un niveau piézométrique doit être une estimation prudente (NOTE 1) du niveau le plus défavorable vis-à-vis de l'état limite considéré (NOTE 2), susceptible de se produire.

NOTE 1

La valeur caractéristique est, selon le cas, une valeur par excès ou par défaut des niveaux mesurés, nominaux ou estimés.

NOTE 2

C'est à dire en tenant compte du caractère favorable ou défavorable de l'effet des actions qui en découlent.

6 Propriétés des terrains et des matériaux

6.1 Principes généraux

(1) Les propriétés des terrains et la valeur caractéristique des paramètres géotechniques doivent être déterminées conformément aux paragraphes 2.4.3 et 2.4.5.2 de la norme NF EN 1997-1 en tenant compte des dispositions des paragraphes 6.2 pour les terrains en place et 6.3 pour les matériaux de remblai et des indications de l'Annexe F du présent document (NOTE).

NOTE

Pour les murs en gabions double torsion, les normes NF P 94 325-1 et NF P 94 325-2 spécifient la qualité des structures et des matériaux de remplissage.

(2) Les valeurs caractéristiques des propriétés des matériaux constitutifs des murs doivent être déterminées conformément aux normes de calcul pertinentes et lorsqu'il y a lieu aux normes produits appropriées.

6.2 Terrains en place

(1) Il convient de procéder à une reconnaissance géotechnique du site (NOTES 1 à 3) pour identifier les terrains en place et les conditions hydrogéologiques, établir le modèle géotechnique du site et définir les valeurs représentatives des propriétés des terrains nécessaires à la vérification des états limites et à l'exécution des travaux.

NOTE 1

Pour les murs relevant des catégories géotechniques 2 et 3, il n'est pas possible d'assurer que les exigences minimales seront satisfaites avec un risque négligeable uniquement sur la base de la seule expérience et ou d'une reconnaissance géotechnique qualitative.

NOTE 2

L'importance et le contenu des reconnaissances sont fonctions du type d'ouvrage, des conditions du terrain et des modèles de comportement retenus. Il convient d'ajuster la consistance et le volume des reconnaissances et des études à la catégorie géotechnique de projet (Annexe H). Une étude géologique et hydrogéologique du site complétée par une reconnaissance avec des essais sur le sol en place ou des essais en laboratoire est le plus souvent nécessaire.

NOTE 3

Les exigences essentielles et les points importants concernant l'objectif des reconnaissances géotechniques et leur contenu sont indiquées dans les normes NF EN 1997-1 et NF EN 1997-2. On rappelle en Annexe F, Article F.1 les points importants à considérer.

(2) Un modèle géotechnique du terrain doit être établi (NOTE 1) au cours des études d'avant-projet et de projet au sens de la norme NF P 94-500. Pour chacune des zones du projet à l'intérieur desquelles les épaisseurs des différentes couches de sol peuvent être considérées comme uniformes et leurs propriétés homogènes, il convient de définir :

- les valeurs moyennes ainsi que les valeurs représentatives ou caractéristiques des paramètres des différentes couches de terrain (NOTE 2) ;
- les conditions aux limites géométriques (couches de terrain, etc.), mécaniques (surcharges, etc.) et hydrauliques (conditions d'écoulement des eaux, etc.).

NOTE 1

Un modèle géotechnique est indispensable pour concevoir, étudier et dimensionner un mur de soutènement et aussi pour suivre et contrôler son exécution.

NOTE 2

Ces paramètres comprennent entre autres le poids volumique, les paramètres de cisaillement drainé et non drainé, les paramètres déduits d'essais pressiométriques ou pénétrométriques et d'autres paramètres pertinents.

(3) Les propriétés des terrains et la valeur caractéristique ou représentative des paramètres géotechniques doivent être déterminées, y compris pour les phases de construction, conformément aux paragraphes 2.4.3 et 2.4.5.2 de la norme NF EN 1997-1 (NOTES 1 et 2) complétés par les indications de l'Annexe F du présent document.

NOTE 1

Il importe en particulier que les propriétés des terrains soient déduites, directement ou par des corrélations, d'essais en place ou d'essais en laboratoire normalisés, et que la valeur caractéristique des paramètres s'appuie sur ces données, complétées par les enseignements de l'expérience (paragraphe 6.2 (4)). Lorsqu'on utilise des corrélations pour obtenir les valeurs des propriétés des terrains, il convient que les corrélations utilisées soient documentées et appropriées aux conditions de terrain et au matériel d'essai utilisé (Annexe F).

NOTE 2

Il convient également que la valeur caractéristique ou représentative retenue pour un paramètre géotechnique soit une estimation prudente de la valeur qui influence l'état limite considéré (Annexe F).

(4) La représentativité et la cohérence des différentes valeurs caractéristiques ou représentatives des paramètres géotechniques utilisées dans les calculs de justification doivent être contrôlées (NOTE).

NOTE

Les valeurs caractéristiques ou représentatives des paramètres géotechniques sont par exemple à comparer aux informations antérieures obtenues localement. Ces comparaisons ont pour objet d'éliminer des valeurs manifestement non pertinentes ou non cohérentes.

6.3 Matériaux de remblai

(1) Il convient de spécifier la nature d'un matériau rapporté et les valeurs de ses propriétés avant le début des études de projet en distinguant le cas où la provenance du matériau n'est pas prescrite, de celui où elle est imposée (NOTES 1 à 3).

NOTE 1

Lorsque la provenance des terrains rapportés n'est pas prescrite, ces derniers ne font pas l'objet d'études géotechniques préalables et la procédure consiste :

- avant le début des études : à définir les propriétés du remblai (NOTE 2) et à fixer des critères à respecter afin de les obtenir (par exemple classe de terrain et condition de mise en place) ;
- avant le début des travaux : à rechercher les zones d'emprunt ou les sources d'approvisionnement possibles correspondant aux critères définis, en se basant sur une reconnaissance géotechnique ou sur des données existantes documentées ;
- pendant les travaux : à contrôler la convenance du matériau approvisionné et sa mise en oeuvre.

NOTE 2

Il convient de considérer des valeurs prudentes de ces paramètres. On donne en Annexe F, Article F.3 des valeurs indicatives respectivement de poids volumique (Article F.3 (1)) et d'angle de frottement (Article F.3 (4)) pour un remblai correctement mis en oeuvre.

NOTE 3

Quand la provenance du matériau de remblai est imposée (matériau provenant du site ou d'un emprunt proche du site), la procédure consiste :

- avant le début des études : à effectuer une reconnaissance géotechnique permettant de fixer au moins son poids volumique et d'identifier les propriétés du sol rapporté ;
- pendant les travaux : à contrôler la convenance du matériau approvisionné et sa mise en oeuvre.

(2) Il convient de définir avant les études de projet les propriétés géotechniques suivantes :

- le poids volumique et les paramètres de cisaillement (angle de frottement interne et cohésion) ;
- les exigences concernant la distribution granulométrique (classe du matériau, coefficient d'uniformité) et quand c'est approprié celles concernant la mise en oeuvre du matériau (teneur en eau, masse volumique optimale, etc.) en se référant à la classification de la norme NF P 11-300.

6.4 Matériaux constituant le mur

(1) Pour le choix et la vérification de la résistance structurelle d'un mur de soutènement, il convient de se référer à l'Eurocode approprié décrivant le comportement des matériaux constituant ce mur et à toutes les autres normes nécessaires.

7 Situations de calcul, sollicitations et combinaisons d'actions

7.1 Situations de calcul

7.1.1 Règles générales

(1) Les situations de projet à considérer pour définir les situations de calcul doivent être sélectionnées et classées conformément aux principes définis dans le paragraphe 3.2 de la norme NF EN 1990 en distinguant :

- les situations de projet durables ;
- les situations de projet transitoires ;
- les situations de projet accidentelles ;
- les situations de projet sismiques.

(2) Le choix des situations de calcul doit être fait durant les études de projet, en tenant compte également des dispositions du paragraphe 2.2 de la norme NF EN 1997-1.

(3) Les phases de construction et les critères de déplacement du mur doivent être fixés avant la justification de sa stabilité et de son dimensionnement.

NOTE 1

Les phases de construction sont propres à chaque projet. Leur connaissance est indispensable pour définir les situations et les états limites à considérer pour justifier le dimensionnement d'un ouvrage. Elle peut également être importante pour le choix des modèles de calcul.

NOTE 2

Les critères de déplacement conditionnent certaines options constructives. Il importe donc de les fixer avant le début de l'étude et de prévoir, lorsque cela est approprié, des contrôles en cours d'exécution.

(4) Dans le cas d'un mur soumis à l'eau d'une nappe, les situations à envisager doivent être analysées dans chaque cas d'espèce et en particulier lorsque le niveau de cette nappe est lié à celui d'un plan d'eau soumis à des variations de hauteur rapides (crues, décrues, marées, etc.).

(5) Les différents cas de charge d'exploitation doivent être considérés pour définir la situation transitoire la plus défavorable vis-à-vis de chaque état limite ultime.

(6) Les situations de projet accidentelles qui peuvent être liées aux conditions de site ou à l'exécution des travaux doivent être considérées.

7.1.2 Situations en cours de construction

(1) On doit vérifier les situations fixées par les règlements en vigueur, par le marché, et la situation la plus défavorable pour chaque état limite pertinent.

(2) Pour les ouvrages établis en site aquatique, il convient de choisir les niveaux d'eau suivant les indications du paragraphe 5.2.3.

(3) Pour les ouvrages établis en site affouillable, on doit considérer systématiquement un niveau d'affouillement (NOTE).

NOTE

Ce niveau est fixé par le marché ou à défaut est défini avant le début des études de projet.

7.1.3 Situations en cours d'exploitation

(1) On doit vérifier les situations des projet fixées par les règlements en vigueur, par le marché, et la situation de projet la plus défavorable pour chaque état limite ultime et chaque état limite de service pertinent.

(2) Pour un ouvrage établi en site aquatique, il convient de choisir les niveaux d'eau suivant les indications du paragraphe 5.2.3.

(3) Pour les ouvrages établis en site affouillable, on doit considérer systématiquement un niveau d'affouillement déterminé à partir d'un niveau du fond de lit tenant compte de son évolution prévisible (travaux d'aménagement ou exploitation) (NOTE 1).

NOTE 1

Ces niveaux d'affouillement sont fixés par le marché ou à défaut sont à définir avant le début des études de projet.

7.2 Combinaison d'actions

7.2.1 Principes

(1) Les effets des actions doivent être déterminés en combinant les actions conformément aux dispositions du paragraphe 6.4.3 de la norme NF EN 1990.

(2) Pour chaque situation de projet, en cours de construction ou en cours d'exploitation, il y a lieu de considérer le cas de charge et la combinaison d'actions la plus défavorable vis-à-vis de l'état limite en cause.

(3) Dans une combinaison donnée, les différents termes doivent désigner des actions d'origine et de nature différentes, ce qui exclut de partager une même action entre deux termes d'une même combinaison (principe de cohérence) (NOTE).

NOTE

Par exemple, on ne peut pas considérer la composante verticale de la poussée des terres comme une action stabilisante et sa composante horizontale comme une action déstabilisante.

(4) Les actions géotechniques de même origine doivent être calculées, dans une combinaison donnée, à partir des mêmes valeurs représentatives des propriétés de base (NOTE 1).

NOTE

Ceci exclut donc d'affecter à un terrain deux masses volumiques différentes selon que l'on évalue une action de poussée ou une action de butée de ce terrain.

7.2.2 États limites ultimes

(1) Les différentes combinaisons d'actions à considérer sont les suivantes :

- les combinaisons d'actions pour les situations de projet durables et transitoires (combinaisons fondamentales) ;
- les combinaisons d'actions pour les situations de projet accidentelles (combinaisons accidentelles) ;
- les combinaisons d'actions pour les situations de projet sismiques (combinaisons sismiques).

(2) Pour les situations de projet durables et transitoires, la combinaison d'action (fondamentale) suivante doit être prise en compte pour la vérification des états limites ultimes STR et GEO :

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj, \text{sup}} G_{kj, \text{sup}} "+" \sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj, \text{inf}} G_{kj, \text{inf}} "+" \gamma_{Q,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right\} \quad (7.2.2.1)$$

- « + » signifie « doit être combiné à »
- Σ signifie « l'effet combiné de » et,
- G_{sup} action permanente défavorable ;
- G_{inf} action permanente favorable ;
- Q_{k1} valeur de combinaison de l'action variable dominante ;
- $\Psi_{0i} Q_{ki}$ valeur de combinaison d'une action variable d'accompagnement i ;

(3) Pour les situations de projet accidentelles, la combinaison d'actions (accidentelles) suivante doit être prise en compte pour la vérification des états limites ultimes :

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{kj, \text{sup}} "+" \sum_{j \geq 1} G_{kj, \text{inf}} "+" A_d "+" (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad (7.2.2.2)$$

- « + » signifie « doit être combiné à »
- Σ signifie « l'effet combiné de » et,
- G_{sup} action permanente défavorable ;
- G_{inf} action permanente favorable ;
- A_d valeur de calcul de l'action accidentelle ;
- $\Psi_{1,1} Q_{k1}$ valeur fréquente de l'action variable dominante ;
- $\Psi_{2,i} Q_{ki}$ valeur quasi-permanente d'une action variable d'accompagnement i .

7.2.3 États limites de service

(1) Les différentes combinaisons à considérer sont les suivantes :

- les combinaisons caractéristiques ;
- les combinaisons fréquentes ;
- les combinaisons quasi-permanentes.

(2) La combinaison d'actions caractéristiques suivante doit être prise en compte pour la vérification des états limites de service :

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{kj, \text{sup}} "+" \sum_{j \geq 1} G_{kj, \text{inf}} "+" Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right\} \quad (7.2.3.1)$$

- « + » signifie « doit être combiné à »
- Σ signifie « l'effet combiné de » et,
- G_{sup} action permanente défavorable ;
- G_{inf} action permanente favorable ;
- Q_{k1} valeur de combinaison de l'action variable dominante ;
- $\Psi_{0i} Q_{ki}$ valeur de combinaison d'une action variable d'accompagnement i .

(3) La combinaison d'actions fréquentes suivante doit être prise en compte, pour la vérification des états limites de service :

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{kj, \text{sup}} "+" \sum_{j \geq 1} G_{kj, \text{inf}} "+" \psi_{1,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad (7.2.3.2)$$

(4) La combinaison d'actions quasi-permanentes suivante doit être prise en compte, pour la vérification des états limites de service :

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{kj, \text{sup}} "+" \sum_{j \geq 1} G_{kj, \text{inf}} "+" \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad (7.2.3.3)$$

7.3 Dispositions applicables au calcul des murs

(1) Pour la vérification des états limites de déplacement, sauf dispositions contraires, il convient de ne cumuler que les actions quasi-permanentes avec les actions permanentes dans les combinaisons d'actions (NOTES 1 à 4).

NOTE 1

Lorsqu'il y a lieu de déterminer le déplacement d'un mur, les valeurs sont le plus souvent tirées de règles empiriques, ou déduites de méthodes d'interaction sol-structure et associées à des contrôles en cours de travaux, compte tenu du caractère approximatif des estimations prévisionnelles.

NOTE 2

Les méthodes de calcul disponibles ne permettent pas de prendre en compte l'effet des sollicitations variables, cycliques ou dynamiques.

NOTE 3

Les charges dues à une aire de stockage sont des exemples de cas de charge quasi-permanente qu'il convient de cumuler aux charges permanentes.

NOTE 4

Les valeurs des actions variables à considérer sont les valeurs caractéristiques Q_k . A l'ELU, pour les situations de projet durables ou transitoires, la valeur de la combinaison d'action à considérer vaut $\Psi_0 Q_k$. À l'ELS, pour les situations de projet quasi-permanentes, la valeur de la combinaison d'action à considérer vaut $\Psi_2 Q_k$.

8 Règles générales de justification des ouvrages

8.1 Généralités

(1) L'objet de cet article est d'indiquer les principes généraux à suivre pour la justification des murs et le choix des états limites ultime et de service à considérer en se référant aux mécanismes de rupture décrits dans le paragraphe 4.5, propres au type de mur considéré et aux conditions de terrain (NOTE).

NOTE 1

Tous les mécanismes susceptibles d'entraîner la ruine d'un mur ou des désordres inacceptables, et eux seuls, sont à prendre en considération pour définir les vérifications à faire et choisir les situations les plus défavorables.

(2) Les règles énoncées dans cet article ne s'appliquent pleinement qu'aux projets relevant de la catégorie géotechnique 2 (NOTE).

NOTE

Pour les projets relevant de la catégorie géotechnique 3 (mur présentant un risque exceptionnel, mur exposé à des conditions de terrain inhabituelles ou de chargement complexe, mur devant satisfaire des critères de déformation sévères), des analyses spécifiques complémentaires peuvent être nécessaires.

(3) Il convient que la justification d'un mur porte sur une série de profils en travers considérés comme représentatifs et potentiellement défavorables.

(4) Les calculs justificatifs d'un profil en travers doivent être conduits :

- en sélectionnant pour chaque état limite pertinent la (ou les) situation(s) la (les) plus défavorable(s) en cours de construction et en cours d'exploitation conformément aux dispositions du paragraphe 7.1 (NOTE 1) ;
- en déterminant les sollicitations et les résistances en tenant compte des dispositions l'Article 5 et du présent article pour l'évaluation des actions et des données géométriques et l'Article 6 pour l'évaluation des propriétés des matériaux ;
- en sélectionnant les combinaisons d'actions conformément aux dispositions du paragraphe 7.2 (NOTE 2).

NOTE 1

Lors de la sélection des états limites pertinents et du choix de la (ou des) situations la (ou les) plus défavorable(s), il convient de considérer tous les comportements et les mécanismes décrits à l'Article 4 susceptibles d'entraîner la ruine d'un mur.

NOTE 2

En particulier, il convient de considérer les situations de projet accidentelles qui peuvent se produire en liaison avec les conditions de site ou l'exécution des travaux.

(5) Pour chaque profil en travers, on doit justifier la géométrie du mur en vérifiant, vis-à-vis des états limites ultimes :

- sa stabilité externe (NOTE 1) ;
- la stabilité générale du site (NOTE 2) ;
- sa stabilité interne, c'est à dire la résistance des éléments qui le constituent aux efforts qui les sollicitent (NOTES 3 et 4).

NOTE 1

Les états limites visés sont ceux concernant uniquement les contraintes mobilisées dans le sol et leur répartition sous la fondation (portance) ou à l'interface mur-terrain de fondation (glissement).

NOTE 2

Dans certaines conditions de projet (paragraphe 8.1 (7)) la vérification de la stabilité générale n'est pas forcément à faire par calcul. S'il y a lieu, on doit toutefois vérifier, dans les mêmes conditions que pour les études de la stabilité générale initiale du site, que celle-ci est assurée en cours de construction et que pour la situation finale la plus défavorable, chaque surface de rupture potentielle qui englobe le mur a un niveau de sécurité suffisant.

NOTE 3

Les vérifications de la résistance structurale du mur sont à faire selon la norme de calcul appropriée au matériau constitutif de celui-ci. Les effets des actions à considérer sont à déterminer en tenant compte des spécifications du présent document.

NOTE 4

La vérification de la stabilité interne d'un mur cellulaire et d'un mur en gabions comprend aussi la vérification de la stabilité du mur à chaque niveau intermédiaire selon les mêmes principes que la vérification de la stabilité externe d'un mur poids en considérant dans ce cas les éléments sous-jacents au niveau considéré comme le terrain de fondation. Il y a lieu aussi pour ces ouvrages de vérifier la stabilité au renversement des éléments conformément aux dispositions des Annexes D et E.

(6) Pour chaque profil en travers d'un mur, on doit vérifier, vis-à-vis des états limites de service, que les déformations ou déplacements du mur sont acceptables sous combinaisons quasi-permanentes.

(7) Il est permis dans certaines conditions de projet d'adopter des procédures simplifiées pour procéder aux justifications énumérées ci-dessus, voire dans certains cas de se dispenser de faire certaines vérifications lorsqu'elles ne s'avèrent pas nécessaires (NOTE).

NOTE

Les cas où certaines des justifications ne sont pas nécessaires, ou peuvent faire l'objet de procédures simplifiées, sont indiqués aux endroits appropriés (8.2.3 (4) pour la stabilité générale).

(8) Conformément aux dispositions du paragraphe 9.4.1(4) de la norme NF EN 1997-1, il convient autant que possible de concevoir les murs de telle façon qu'il y ait des signes visibles de l'approche d'un état limite ultime.

8.2 États limites ultimes

8.2.1 Principe général

(1) On doit vérifier pour les situations de projet durables et transitoires les plus défavorables en cours de construction ou en cours d'exploitation, que les états limites ultimes susceptibles d'apparaître ne sont pas atteints (NOTES 1 à 2).

NOTE 1

Conformément à la définition de la norme NF EN 1990, les états limites ultimes sont associés aux conditions d'un effondrement, causé par la perte de stabilité, la déformation excessive ou la rupture de tout ou partie de la structure, y compris celles qui sont provoquées par des effets dépendant du temps. Dans le cas des murs, ils relèvent de la rupture ou de la déformation excessive d'un élément de structure et/ou du terrain (STR et GEO).

NOTE 2

Les états limites ultimes d'équilibre (EQU), de soulèvement global de la structure ou du terrain (UPL) ou de soulèvement local du terrain sous l'effet des gradients hydrauliques (HYD) ne concernent généralement pas la justification des murs (NOTES 3 et 4).

NOTE 3

Pour un mur cellulaire ou un mur en gabions, il convient toutefois, au titre de la vérification de la stabilité interne du mur, de vérifier pour chaque niveau intermédiaire, qu'il n'y a pas de risque de renversement des éléments sus-jacents. Ce mécanisme s'apparente à un état limite ultime d'équilibre EQU (Article 11 et Annexes D et E).

NOTE 4

Dans certaines conditions de projet (mur établi en site aquatique, terrain soumis à des forces d'écoulement des eaux souterraines ou à une nappe en charge), il importe toutefois d'adopter des dispositions constructives appropriées, en complément des vérifications STR et GEO voire de justifier un état limite à partir de calculs plus complexes prenant en compte les forces d'écoulement.

- (2) Lorsqu'il y a lieu, les situations de calcul accidentelles et sismiques les plus défavorables doivent être considérées.
- (3) Pour chaque état limite ultime, on doit vérifier selon l'approche de calcul 2 ou 3 (Tableau 8.2.5 et NOTE) et conformément aux spécifications du présent document, que $E_d \leq R_d$ où E_d est la valeur de calcul de l'effet des actions et R_d est la valeur de calcul de la résistance à l'effet de ces actions.

NOTE

Conformément à l'Annexe nationale de la norme NF EN 1997-1, les approches de calcul qui s'appliquent sont les approches 2 et 3. Les justifications pour lesquelles l'approche 3 est admise concernent la vérification de la stabilité générale du site et les analyses basées sur des modèles de calcul mettant en oeuvre la méthode des éléments finis ou des différences finies. Pour les murs relevant de ce document, l'approche de calcul 2 a été retenue pour la vérification de tous les états limites ultimes.

- (4) Les effets des actions doivent être déterminés en considérant la combinaison d'actions appropriée à la situation de calcul (durable ou transitoire, accidentelle, sismique).

NOTE

Les différentes combinaisons à considérer vis-à-vis des états limites ultimes sont indiquées dans le paragraphe 7.2.3 de ce document. Pour plus de détails, on se référera à la norme NF EN 1990.

8.2.2 Stabilité externe

- (1) On indique dans ce paragraphe, les modélisations qu'il convient d'adopter pour déterminer les valeurs des efforts transmis par l'ouvrage au terrain de fondation (contour du profil en travers à considérer pour définir le bloc monolithique (paragraphe 8.5.1), charges verticales et effet du terrain à prendre en compte).
- (2) La justification de la stabilité externe d'un mur doit comprendre les vérifications de la stabilité vis-à-vis :
- du défaut de capacité portante (poinçonnement du sol support et renversement) ;
 - du glissement à l'interface entre la base du mur et le terrain de fondation.
- (3) La justification de la stabilité externe d'un mur relève d'un état limite de type GEO. Elle doit s'effectuer suivant l'approche de calcul 2 conformément aux dispositions de l'Article 9.
- (4) Les calculs justificatifs pour l'étude de la capacité portante du sol de fondation et de la résistance au glissement d'un mur doivent être menés à partir de modèles reconnus tels que ceux indiqués dans l'Article 9 du présent document.

8.2.3 Stabilité générale

- (1) La justification de la stabilité générale du site où est construit un mur doit s'effectuer en considérant un nombre suffisant de lignes de rupture potentielle par grand glissement, extérieures au massif.
- (2) La vérification de la stabilité générale relève d'un état limite de type GEO. Elle doit s'effectuer suivant l'approche 2 ou 3 et conformément aux dispositions de l'Article 11 du présent document.

(3) Les murs édifés sur des pentes ou des versants dont la stabilité initiale ne satisfait pas les conditions de sécurité minimales théoriquement requises, relèvent de la catégorie géotechnique 3.

(4) Pour les murs établis en zone tabulaire, on peut se dispenser de la vérification de stabilité générale quand la stabilité externe locale est assurée et que les conditions de site sont suffisamment connues et favorables.

8.2.4 Stabilité interne

(1) La vérification de la stabilité interne d'un mur relève d'un état limite ultime de type STR. Elle doit s'effectuer suivant l'approche 2 et conformément aux dispositions de l'Article 10 (NOTE).

NOTE

Pour les murs cellulaires et les murs en gabions, on considère que les vérifications de la stabilité du mur par rapport aux niveaux intermédiaires relèvent de la stabilité interne et sont donc données à la section 11 et dans les Annexes D et E. Les dispositions du paragraphe 8.2.1 s'appliquent toutefois pour déterminer les efforts transmis aux éléments sous-jacents au niveau intermédiaire considéré.

8.2.5 Vérification des ELU

(1) Le Tableau 8.2.5 résume les vérifications minimales qu'il y a lieu d'effectuer aux états limites ultimes pour les situations de projet durables ou transitoires les plus défavorables en cours de construction et en cours d'exploitation.

(2) Pour les situations de projet durables ou transitoires, les effets des actions doivent être déterminés en considérant les combinaisons d'actions du paragraphe 7.2.2.

		ELU type	Approche
Stabilité externe			
	Portance du sol support	GEO	2
	Glissement sur la base du mur (NOTE 1)	GEO	2
Stabilité générale		GEO	2 ou 3
Stabilité interne (NOTE 2)			
	Résistance structurale	STR	2
NOTE 1 Dans le cas d'un mur cellulaire ou d'un mur en gabions, l'appellation « base du mur » vise aussi les niveaux intermédiaires.			
NOTE 2 La résistance structurale d'un mur est vérifiée selon la norme de calcul appropriée au matériau constitutif du mur. Dans le cas d'un mur cellulaire ou d'un mur en gabions, la stabilité interne consiste aussi à vérifier pour les différents niveaux intermédiaires, la « portance » des éléments sous-jacents, la stabilité au glissement et la stabilité au renversement.			

Tableau 8.2.5 Vérifications minimales à faire aux états limites ultimes pour les situations de projet durables ou transitoires les plus défavorables en cours de construction et d'exploitation

8.3 États limites de service

(1) Tous les phénomènes qui peuvent être préjudiciables à la fonction du mur et, le cas échéant, aux constructions voisines ou à l'ouvrage porté doivent être considérés (NOTE 1, paragraphe 4.6 et Article 13) selon la relation suivante (NOTE 2) :

$$E_d \leq C_d \tag{8.3.1}$$

NOTE 1

Conformément à la définition de la norme NF EN 1990, les états limites de service sont associés aux conditions au-delà desquelles le bon fonctionnement de l'ouvrage n'est plus assuré en service normal. Les critères concernent essentiellement les déformations qui affectent la fonction et l'aspect de la structure. Dans le cas d'espèce, ils relèvent pour l'essentiel des déformations maximales du mur (tassement, déplacement, distorsion angulaire).

NOTE 2

L'inégalité 8.3.1 traduit en général des conditions relatives à des critères de déplacement ou de rotation.

(2) À l'ELS, les critères à vérifier en premier lieu sont ceux relatifs aux déplacements (tassements et rotations) de la fondation du mur. Dans le cas où les mouvements ne sont préjudiciables, ni au mur, ni à d'éventuelles structures voisines, seuls les critères suivants peuvent être vérifiés :

- un critère relatif à l'excentricité e du chargement appliqué à la fondation du mur (Article 12) ;
- une vérification relative à la portance de la semelle du mur. Cette vérification pour les ELS, analogue à celle pour les ELU, exige des coefficients partiels adaptés (Article 12) et permet de limiter la charge transmise au terrain de manière à prévenir les phénomènes de fluage.

(3) Les valeurs limites des déplacements admissibles pour le mur et le terrain adjacent doivent être établies avant le début de l'étude de projet (NOTE).

NOTE

Les valeurs limites des déplacements sont fonction des conditions du projet (type de structure portée, sensibilité des structures voisines existantes, etc.). Elles sont éventuellement à établir par des experts en structure.

(4) Lorsqu'il y a lieu de procéder à des calculs justificatifs pour l'étude des déplacements (NOTES 1 à 3), ceux-ci doivent être menés à partir d'un modèle de calcul approprié à la complexité de la géométrie de l'ouvrage et des conditions de terrain. Dans tous les cas on doit considérer que les résultats de calcul de déplacement ne donnent qu'une indication approchée de leur valeur réelle (NOTES 4 et 5).

NOTE 1

Pour les projets courants, il est admis de déterminer les déplacements à partir de règles empiriques ou de l'expérience acquise, par exemple grâce à la modélisation antérieure d'ouvrages comparables.

NOTE 2

Lorsque cela est approprié (géométrie complexe ou critère de déplacement sévère), il convient d'utiliser des méthodes numériques d'interaction sol – structure, en tenant compte de 8.4.

NOTE 3

Selon leur origine, certains déplacements ne sont pas calculables (par exemple lorsqu'ils sont liés à l'évolution des conditions du terrain).

NOTE 4

Les confrontations effectuées montrent habituellement des écarts non négligeables entre les valeurs calculées et les valeurs mesurées.

NOTE 5

Lorsque cela est possible, les résultats des calculs de déplacement doivent être confrontés aux valeurs observées lors d'une expérience comparable.

(5) Il convient d'adopter dans tous les cas des dispositions constructives qui permettent de limiter l'importance des déplacements (réalisation d'une bêche ou d'une semelle à base inclinée par exemple).

(6) Quand c'est approprié, il convient de prévoir des contrôles en cours d'exécution des déplacements de l'ouvrage et le cas échéant des structures voisines, voire d'adopter la méthode observationnelle (NOTES 1 et 2).

NOTE 1

Ce paragraphe vise en particulier les cas où les déplacements admissibles du mur et du terrain sont faibles et/ou les classes de conséquence sont moyennes ou élevées (Annexe G) et/ou on ne dispose pas d'une expérience comparable.

NOTE 2

Lorsqu'un critère de déplacement inférieur à la précision des calculs est imposé, la méthode observationnelle est celle qu'il convient d'adopter pour s'assurer que ces états limites de déplacement ne soient pas atteints.

8.4 Modèles de calcul

8.4.1 Principe général

(1) Le choix des modèles de calcul doit être adapté à la complexité des problèmes posés, tant du point de vue du fonctionnement du mur que du point de vue géotechnique (NOTES 1 et 2) et à l'état limite visé (NOTE 3 et paragraphe 8.5.2).

NOTE 1

Dans la pratique, la justification d'un mur passe généralement par l'exploitation de modèles « bidimensionnels », les modèles tridimensionnels étant le plus souvent réservés à des études complexes.

NOTE 2

On veillera à utiliser des lois de comportement des matériaux suffisamment simples pour ne pas nuire à la clarté des justifications fondées sur des propriétés de terrain « mesurables ».

NOTE 3

Il convient en général d'estimer le déplacement d'un mur à partir de modèles simplifiés permettant de relier les déplacements de sa fondation aux sollicitations s'exerçant sur celle-ci.

8.4.2 Modèles de calcul et états limites

(1) L'étude des états limites ultimes de portance et de glissement sur la base doit être menée à partir de modèles de calcul d'équilibre limite selon les dispositions de l'Article 9 (NOTES 1 et 2).

NOTE 1

La justification à partir des résultats de modèles physiques, d'expérimentation en vraie grandeur, d'observations en cours d'exécution est permise par la norme NF EN 1997-1. Ces procédures sortent du cadre du présent document.

NOTE 2

Les procédures et modèles de calcul qu'il convient d'utiliser pour vérifier les états limites ultimes de stabilité externe, générale, interne sont définis dans les Articles 9 à 11.

(2) Le recours à des modèles numériques aux éléments finis ou aux différences finies peut être envisagé pour (NOTES 1 et 2) :

- estimer les déplacements aux états limites de service de certains ouvrages dont les critères de déplacement sont sévères ou dont la géométrie est complexe ;
- analyser le comportement aux états limites ultimes des ouvrages de géométrie complexes ou soumis à des cas de chargement non courants ;
- identifier et examiner des mécanismes particuliers de rupture liés aux conditions de terrain.

NOTE 1

Seuls ces modèles permettent d'étudier les déformations et déplacements d'une part, la distribution des efforts auxquels sont soumis les ouvrages complexes d'autre part. Ils ne permettent toutefois pas de reproduire de manière satisfaisante certaines particularités de réalisation (par exemple les effets du compactage). On doit normalement les réserver aux cas où les règles usuelles ne sont pas suffisantes.

NOTE 2

Le recours à une étude paramétrique est habituellement la règle lorsqu'on utilise un modèle aux éléments finis ou aux différences finies.

8.5 Modèles de comportement

8.5.1 Contour du bloc monolithique – Écrans fictifs de poussée et de butée

(1) Le bloc monolithique à considérer pour le calcul des efforts de poussée des terrains et des surcharges (NOTE 1) nécessite la définition d'un plan fictif à l'arrière de la semelle du mur (NOTE 2) :

- pour des murs en T ou des murs à redans, ce plan est en général considéré comme vertical (NOTE 3, Figure 8.5.1.1 et Tableau 8.5.1) ;
- pour des murs poids ou des murs cellulaires et des murs en gabions, ce plan est en général incliné (NOTE 5, Figure 8.5.1.1 et Tableau 8.5.1).

NOTE 1

Pour le calcul des murs, il est d'usage de définir de manière conventionnelle un bloc monolithique sur lequel les efforts de poussée et de butée s'exercent. La définition de ce bloc permet de ne pas rechercher systématiquement pour chaque mur étudié le mécanisme de rupture le plus défavorable.

NOTE 2

Lorsque des surcharges sont situées sur le talus retenu par le mur de soutènement, il convient de repérer leur emplacement par rapport au plan fictif sur lequel les efforts de poussée du terrain retenu s'exercent. Les surcharges situées en arrière de l'écran fictif génèrent des efforts de poussée sur l'écran. Les surcharges situées entre le mur et l'écran fictif induisent, d'une part, des efforts verticaux qui se cumulent au poids du mur et du bloc monolithique et, d'autre part, des efforts horizontaux qui interviennent dans la justification structurelle du voile.

NOTE 3

Pour un mur en T, un plan fictif incliné peut toutefois être considéré (Figure 8.5.1.2 et NOTE 4).

NOTE 4

La justification d'un mur en T dépend très peu du choix d'un plan de calcul fictif incliné ou vertical. Le calcul mené avec un plan incliné traduit plus fidèlement les surfaces de rupture se développant à l'arrière du mur. Le calcul mené avec un écran vertical est quant à lui purement conventionnel. Le choix de l'inclinaison des contraintes de poussée permet qu'il soit équivalent au calcul avec un plan incliné. Le calcul avec un plan vertical est en général choisi car il conduit à des calculs plus faciles à mettre en oeuvre.

NOTE 5

Pour les murs en gabions, il est possible de considérer un plan fictif vertical si la configuration géométrique du mur est plus proche de celle d'un mur à redans.

(2) Le bloc monolithique à considérer pour le calcul des efforts de butée des terrains et des surcharges nécessite la définition d'un plan fictif à l'avant de la semelle du mur. Ce plan est général vertical. L'inclinaison des contraintes de butée par rapport à la normale à ce plan est en général nulle (Figure 8.5.1.3 et NOTE).

NOTE

Dans le cas où la semelle du mur est munie d'une bêche, la hauteur du plan vertical fictif de calcul de la butée inclut la hauteur de la bêche (Figure 8.5.1.3).

(3) Il convient de déterminer les actions (poids de l'ouvrage, poids des terres supporté par le mur, efforts dus aux surcharges, efforts de poussée, effort de butée, etc.) en considérant un bloc monolithique constitué par le mur, complété le cas échéant par le volume de terrain compris entre le plan fictif de calcul de la butée des terres et le plan fictif de calcul de la poussée des terres.

(4) L'amplitude des contraintes sur le plan fictif en aval et en amont du mur est en général déterminée à partir de la théorie de Caquot-Kérisel. Pour l'estimation des efforts de poussée, les théories de Coulomb (NOTE 1) ou de Culmann peuvent être mises en oeuvre (NOTE 2).

NOTE 1

Il est à noter que la méthode de Coulomb ne fournit que l'amplitude de la force de poussée ou de butée. On suppose alors que les contraintes dues au poids du sol qui génèrent cette force sont proportionnelles à la profondeur et s'appliquent sur le plan fictif défini précédemment.

NOTE 2

L'approche cinématique de la théorie du calcul à la rupture peut aussi être mise en oeuvre pour la détermination des contraintes de poussée et de butée des terres.

(5) Comme indiqué au paragraphe 5.1.2.2 (4), il convient de déterminer les valeurs limites de la poussée et de la butée qui agissent sur un mur en considérant des inclinaisons des actions de projet appropriées aux écrans fictifs considérés et aux conditions de projet (terrain soutenu horizontal ou incliné).

(6) Il convient que les inclinaisons de la poussée et de la butée du terrain soient déterminées de manière prudente, en faisant au besoin plusieurs hypothèses de façon à cerner le cas le plus défavorable vis-à-vis de l'état limite étudié.

(7) Dans le cas où le mur retient des sols cohérents, il est nécessaire de s'assurer que le calcul ne conduise pas à des contraintes effectives de poussées négatives. Le cas échéant, il convient d'annuler la contrainte effective calculée à l'interface sol-écran.

(8) Pour les ouvrages soutenant des sols de perméabilité moyenne ou faible (limons et argiles), il convient d'admettre que des pressions d'eau agissent derrière le mur ou l'écran. À moins qu'un système de drainage fiable ne soit installé ou que des mesures soient prises pour empêcher les infiltrations d'eau, il convient d'admettre que les valeurs des pressions d'eau correspondent à une nappe dont le toit est à la surface du massif soutenu (paragraphe 9.4.2(1)P et 9.6(3)P de la norme NF EN 1997-1).

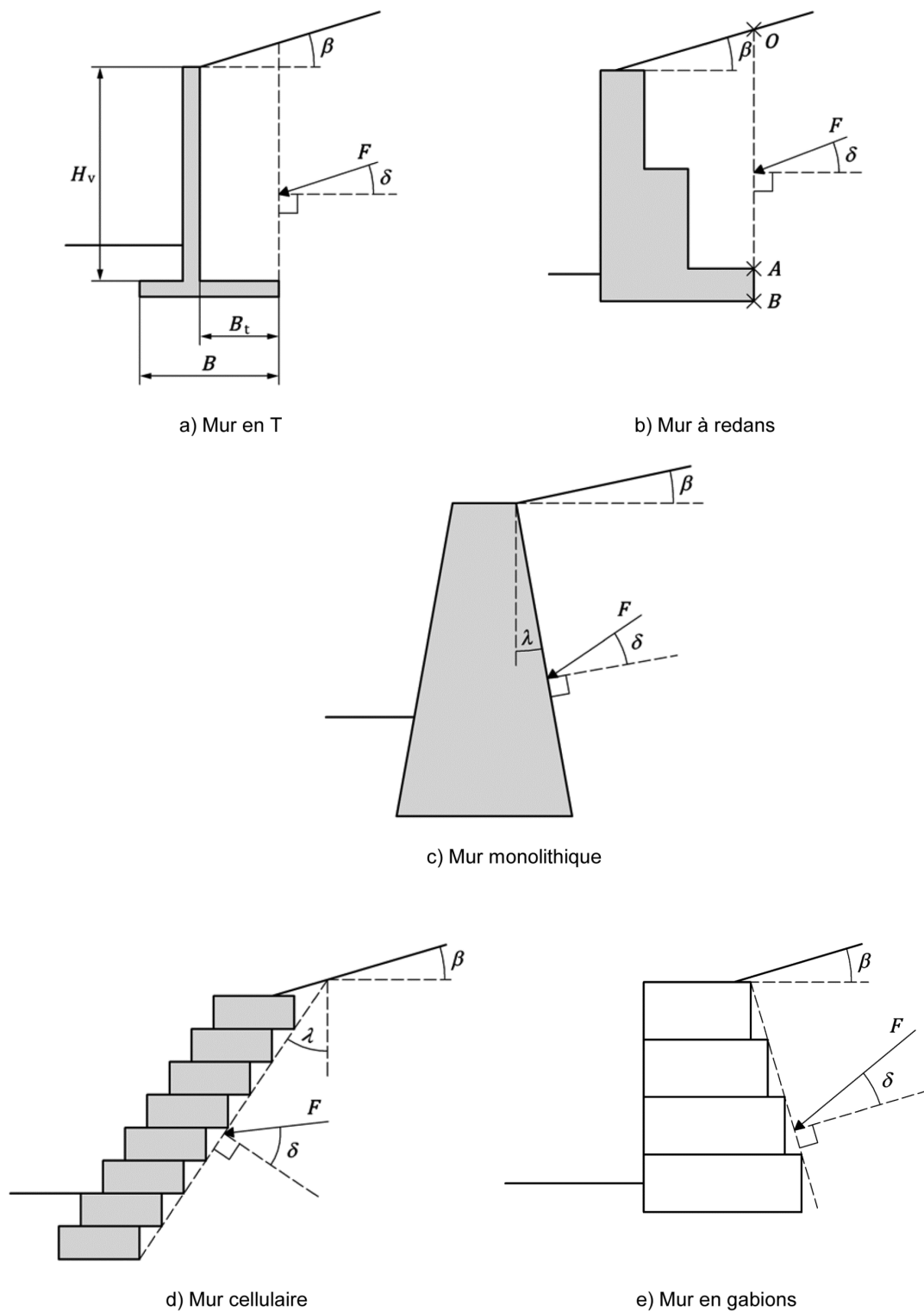
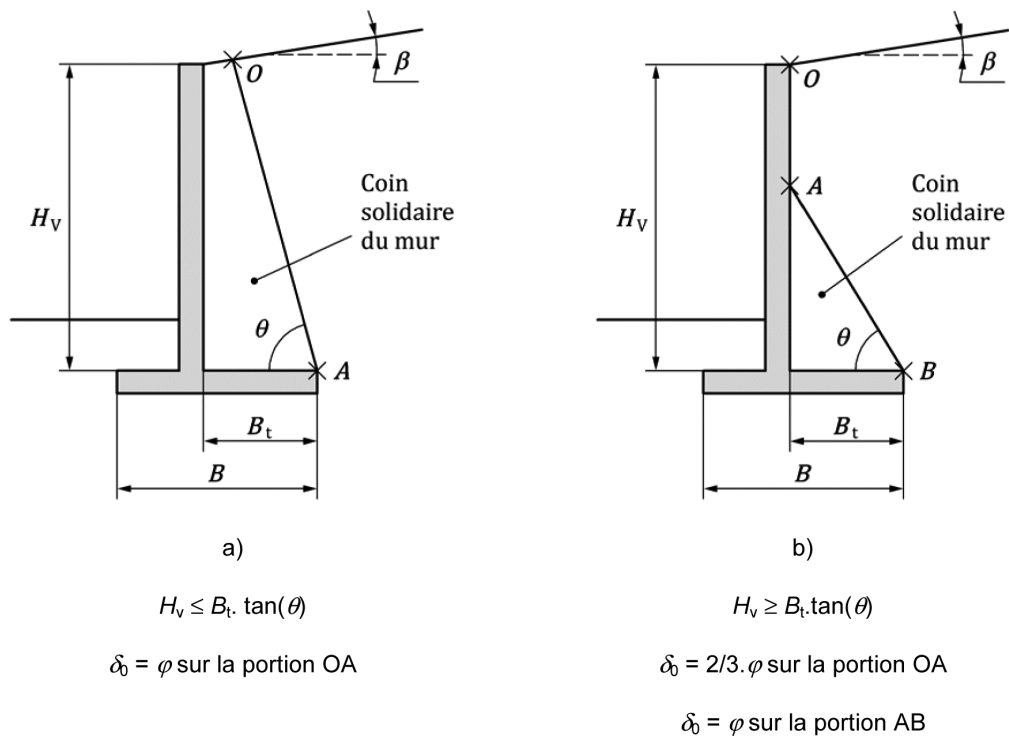


Figure 8.5.1.1 Exemples d'écrans fictifs habituellement adoptés pour le calcul de la poussée des terres

Mur	Schéma et notations		δ	
			δ_γ (poids)	δ_q (surcharge)
en L ou en T renversé écran fictif vertical (NOTE 1)	Figure 8.5.1.1 a) Figure 8.5.1.2 a) et b)	$H_v \leq B_t \tan(\theta)$	β	$\sup\left(\beta ; \frac{1}{3}\varphi'\right)$
		$H_v \geq B_t \tan(\theta)$	$\beta + (\delta_0 - \beta) \left(1 - \frac{B_t \tan \theta}{H_v}\right)^2$ $\theta = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} + \frac{y - \beta}{2}$ a)	Idem δ_γ
à redans écran fictif vertical	Figure 8.5.1.1 b)	Portion OA	$\sup\left(\beta ; \frac{1}{3}\varphi'\right)$	$\sup\left(\beta ; \frac{2}{3}\varphi'\right)$
		Portion AB	$\sup\left(\beta ; \frac{2}{3}\varphi'\right)$	$\sup\left(\beta ; \frac{2}{3}\varphi'\right)$
poids écran fictif incliné	Figure 8.5.1.1 c)		$\sup\left(\delta' ; \frac{2}{3}\varphi'\right)$ b)	$\sup\left(\delta' ; \frac{2}{3}\varphi'\right)$ b)
cellulaire écran fictif incliné	Figure 8.5.1.1 d)		$\sup\left(\beta ; \frac{2}{3}\varphi'\right)$	$\sup\left(\beta ; \frac{2}{3}\varphi'\right)$
en gabions écran fictif incliné	Figure 8.5.1.1 e)		$(1 - G)\varphi'$ c)	$(1 - G)\varphi'$ c)
<p>a) $\delta_0 = \sup\left(\beta ; \frac{2}{3}\varphi'\right)$; $y = \arcsin\left(\frac{\sin \beta}{\sin \varphi'}\right)$</p> <p>b) $\tan \delta' = \frac{\sin \varphi' \sin(2\lambda + y - \beta)}{1 - \sin \varphi' \cos(2\lambda + y - \beta)}$; $y = \arcsin\left(\frac{\sin \beta}{\sin \varphi'}\right)$</p> <p>Nota : $\delta' = \beta$ si l'écran est vertical ($\lambda = 0$)</p> <p>c) $G =$ Réduction de frottement lié aux conditions de contact entre le sol soutenu et les gabions de part et d'autre du géotextile</p>				
<p>NOTE 1 Dans le cas d'un mur en T, pour le choix d'un écran fictif de calcul incliné, il convient de se reporter aux notations de la Figure 8.5.1.2.</p> <p>NOTE 2 En l'absence d'essais documentés, la valeur de G ne peut pas être prise telle que δ_0 soit inférieure à la valeur $\sup\left(\beta ; \frac{2}{3}\varphi'\right)$.</p>				

Tableau 8.5.1 Inclinaison des actions de poussée sur le plan de calcul fictif



$$\theta = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} + \frac{y - \beta}{2} \text{ avec } y = \arcsin\left(\frac{\sin \beta}{\sin \varphi'}\right)$$

Figure 8.5.1.2 Définition d'un plan fictif incliné et inclinaison δ_0 de la poussée

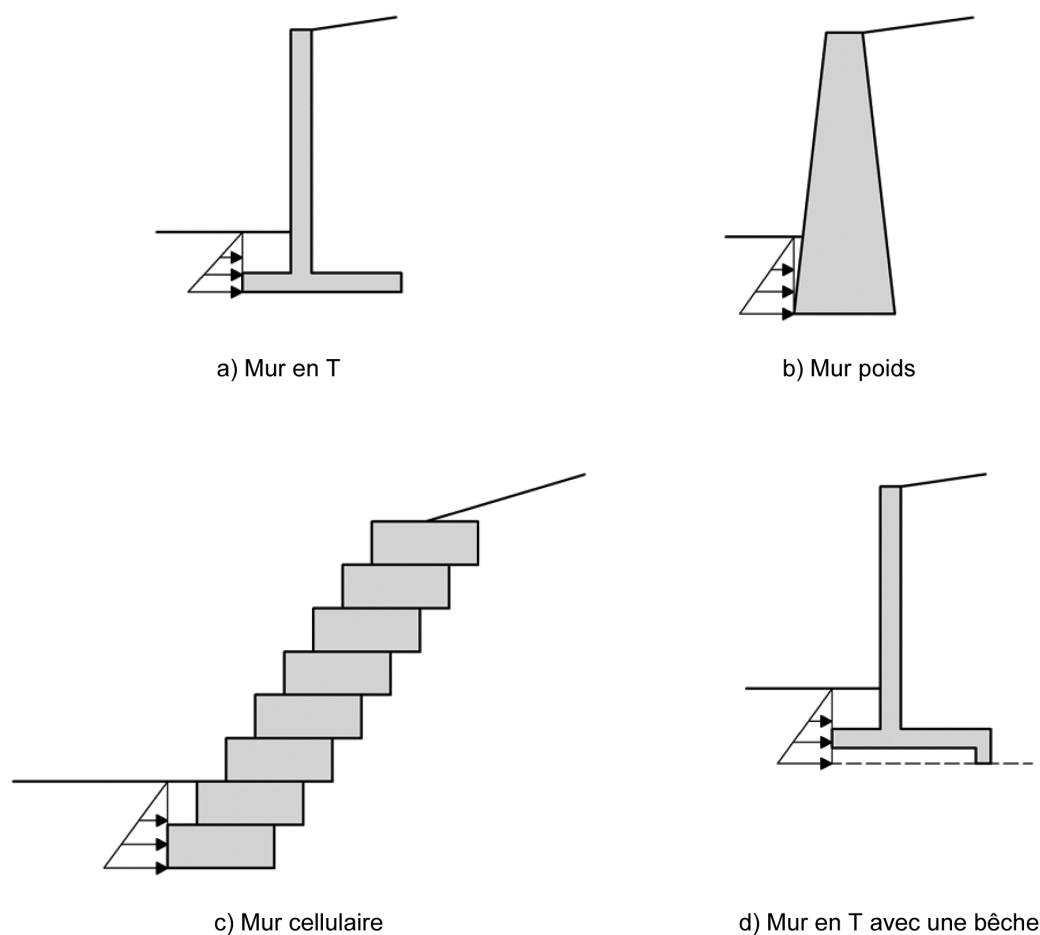


Figure 8.5.1.3 Exemples d'écrans fictifs habituellement adoptés pour le calcul de la butée des terres

8.5.2 Comportement vis-à-vis des charges verticales

(1) Dans le cas général, la semelle d'un mur de soutènement se comporte comme une fondation superficielle soumise à un chargement incliné et excentré.

(2) Pour un mur de soutènement, le calcul de la résistance du terrain en termes de portance à partir de données pressiométriques ou pénétrométriques est légèrement différent de celui d'un bâtiment ou d'un ouvrage d'art. En effet, le niveau de déformation admissible est légèrement plus important si bien qu'il est nécessaire de considérer un coefficient de modèle différent (Article 9).

8.5.3 Comportement vis-à-vis des charges horizontales

(1) Dans le cas général, la semelle d'un mur de soutènement se comporte comme une fondation superficielle soumise à un chargement horizontal.

(2) Il est à noter pour un mur de soutènement que le calcul de la résistance du terrain en termes de glissement est légèrement différent de celui d'un bâtiment ou d'un ouvrage d'art. En effet, le niveau de déformation admissible est légèrement plus important si bien qu'il est nécessaire de considérer différemment le coefficient de modèle (Article 9).

9 Stabilité externe (ELU)

9.1 Principes

(1) La stabilité externe d'un mur doit être vérifiée tant pendant les phases de construction qu'une fois l'ouvrage achevé (paragraphe 4.5).

(2) Pour démontrer que la stabilité externe d'un mur est assurée avec une sécurité adéquate, les états limites ultimes suivants doivent être vérifiés :

- la portance du sol sous le mur de soutènement ;
- la résistance au glissement du mur sur sa base.

(3) Les vérifications doivent être effectuées selon l'approche de calcul 2 conformément aux dispositions suivantes (NOTES 1 à 3) :

- de la norme NF EN 1997-1, paragraphe 9.7.3 (Rupture du sol de fondation des murs poids), et Article 6 (Fondations superficielles), paragraphes 6.5.2 (Portance) et 6.5.3 (Glissement) ;
- du présent document et en particulier des paragraphes 8.5, 9.2 et 9.3.

NOTE 1

L'approche de calcul 2 consiste à utiliser les ensembles de facteurs partiels A1, M1 et R2 définis à l'annexe A (Articles A.2 et A.3 et paragraphe A.4.1 respectivement pour les actions, les propriétés des terrains et les résistances des terrains).

NOTE 2

Dans l'approche de calcul 2 retenue, les valeurs caractéristiques des actions géotechniques (poussée et butée qui agissent sur le mur) sont déterminées à partir des propriétés caractéristiques ou représentatives des terrains qui les génèrent.

NOTE 3

L'Annexe B fournit des indications concernant le calcul des poussées et butées induites par la présence de surcharges.

9.2 Portance du sol (ELU)

9.2.1 Poinçonnement

(1) À l'ELU, pour les situations durables et transitoires, pour démontrer que la capacité portante d'un mur de soutènement est suffisante, on doit vérifier, selon l'approche de calcul 2 de la norme NF EN 1997-1, que l'inégalité suivante est satisfaite, pour tous les cas de charges et de combinaisons de charges (NOTES 1 et 2) :

$$V_d - R_0 \leq R_{v;d} \quad (9.2.1.1)$$

où :

- V_d est la valeur de calcul de la charge verticale transmise par le mur de soutènement au terrain ;
- R_0 est la valeur du poids du volume de sol constitué du volume de la fondation sous le terrain après travaux et des sols compris entre la fondation et le terrain après travaux (Note 2 et Figure 9.2.1) ;
- $R_{v;d}$ est la valeur de calcul de la résistance nette du terrain sous le mur.

NOTE 1

Lorsque la réalisation du projet peut en être facilitée, il est loisible de présenter les résultats de l'inégalité 9.2.1.1 en termes de contraintes (Annexe G de la norme NF P 94-261).

NOTE 2
 La valeur R_0 est égale à :

$$R_0 = Aq_0 \tag{9.2.1.2}$$

où :

- q_0 est la contrainte totale verticale que l'on obtiendrait à la fin des travaux à la base aval du mur en l'absence de celui-ci.

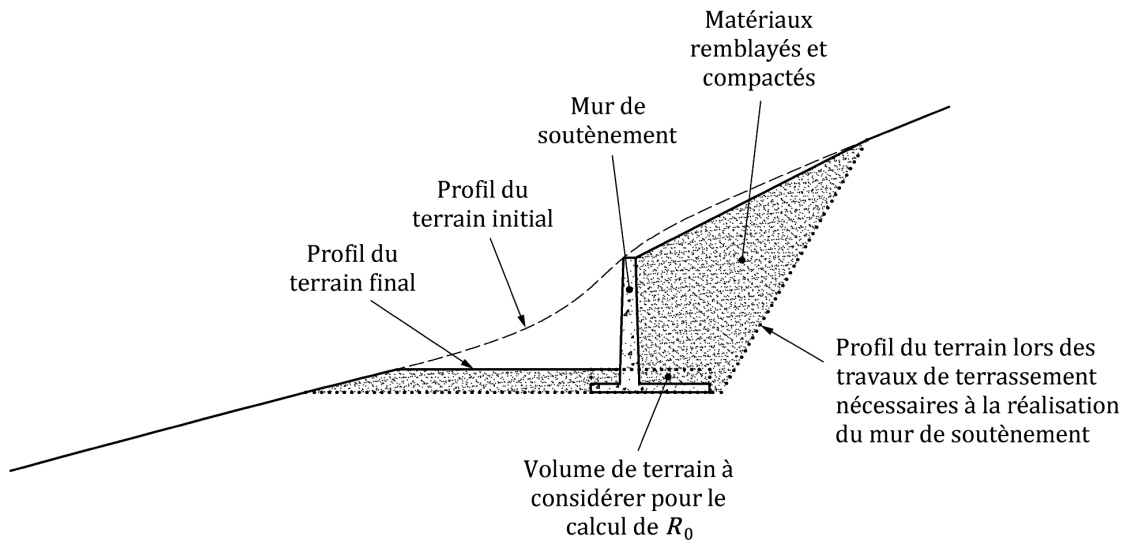


Figure 9.2.1 Exemple de calcul de R_0 dans le cas d'un mur de soutènement

- (2) La charge V_d doit inclure l'ensemble des charges verticales transmises par le mur de soutènement au terrain, elle comprend donc l'ensemble des charges s'appliquant sur le mur, le poids du mur, le poids du bloc de sol monolithique défini au paragraphe 8.5 ainsi que de poids des sols éventuellement situés entre la fondation du mur et le terrain aval après travaux.
- (3) Le poids du volume de terrain compris dans le bloc monolithique défini dans le paragraphe 8.5 est une force de la même nature que le poids du mur. Elle doit donc faire l'objet des mêmes pondérations (NOTE).

NOTE
 Vis-à-vis de la portance, deux combinaisons d'actions sont à analyser car le poids du bloc monolithique peut avoir un effet favorable ou défavorable. En général, c'est la combinaison minimisant les charges verticales qui s'avère dimensionnante.

- (4) La valeur de calcul $R_{v;d}$ de la résistance nette du terrain sous la fondation du mur doit être déterminée en appliquant les relations suivantes :

$$R_{v;d} = \frac{R_{v;k}}{\gamma_{R;v}} \tag{9.2.1.3}$$

$$R_{v;k} = \frac{A' q_{net}}{\gamma_{R;d;v}} \tag{9.2.1.4}$$

où :

- $R_{v;k}$ est la valeur caractéristique de la résistance nette du terrain sous le mur ;

- $\gamma_{R;v}$ est la valeur du facteur partiel permettant le calcul de la portance à l'ELU pour les situations durables et transitoires, elle est égale à 1,4 (Tableau A.4.1 – Jeu R2) ;
- A' est la valeur de la surface effective de la semelle (Annexe Q de la norme NF P 94 261) ;
- q_{net} est la valeur de la contrainte associée à la résistance nette du terrain sous la fondation du mur de soutènement calculée selon une méthode de calcul appropriée (Annexes D, E ou F de la norme NF P 94-261) ;
- $\gamma_{R;d;v}$ est le coefficient de modèle associée à la méthode de calcul utilisée (paragraphe 9.2.1(5)).

(5) La valeur du coefficient de modèle $\gamma_{R;d;v}$ à considérer dépend du modèle de calcul utilisé et est égale à :

- 1,0, lorsque la portance est estimée à partir de données pressiométriques ou pénétrométriques, (NOTES 1 et 2) (Annexes D et E de la norme NF P 94-261) ;
- 1,0, lorsque la portance est estimée à partir des propriétés de cisaillement du sol en conditions non drainées (c_u) (NOTES 1 et 2) (Annexe F de la norme NF P 94-261) ;
- 1,7, lorsque la portance est estimée à partir des propriétés de cisaillement du sol en conditions drainées (c' et Φ') (NOTES 3 et 4) (Annexe F de la norme NF P 94-261).

NOTE 1

Pour des fondations superficielles supportant des bâtiments ou des ponts (Article 1 du présent document), le coefficient de modèle lié à l'estimation de la résistance nette du terrain est égal à 1,2. Cette différence provient de la plus grande sensibilité aux déplacements des fondations supportant des ouvrages que des fondations supportant des murs.

NOTE 2

Pour ces modèles de calcul, le coefficient global relatif à la résistance du terrain vaut donc à l'ELU 1,4 pour une fondation superficielle supportant un mur de soutènement et 1,68 pour une fondation superficielle supportant un bâtiment ou un pont.

NOTE 3

Pour des fondations superficielles supportant des bâtiments ou des ponts (Article 1 du présent document), le coefficient de modèle lié à l'estimation de la résistance nette du terrain est égal à 2,0. Cette différence provient de la plus grande sensibilité aux déplacements des fondations supportant des ouvrages que des fondations supportant des murs.

NOTE 4

Pour ce modèle de calcul, le coefficient global relatif à la résistance du terrain vaut donc à l'ELU 2,4 pour une fondation superficielle supportant un mur de soutènement et 2,8 pour une fondation superficielle supportant un bâtiment ou un pont.

9.2.2 Limitation de l'excentrement

(1) Pour les situations durables et transitoires, afin de limiter l'excentrement, il convient, pour une semelle filante de largeur B , de vérifier la relation suivante :

$$1 - \frac{2e}{B} \geq \frac{1}{15} \quad (9.2.2)$$

9.2.3 Situations de projet accidentelles

(1) Pour des situations de projet accidentelles, vis-à-vis d'un défaut de portance, les justifications à effectuer sont analogues à celles des ELU pour les situations de projet durables et transitoires (NOTE).

NOTE

À l'ELU, pour les situations de projet accidentelles, il n'y a pas lieu de distinguer les approches de calcul.

(2) Les valeurs des coefficients partiels doivent toutefois être ajustées de la manière suivante :

- les valeurs des coefficients partiels $\gamma_{R;d;v}$ ne sont pas modifiées ;
- les valeurs des coefficients partiels $\gamma_{R;v}$ sont égales à 1,2.

9.2.4 Situations de projet sismiques

(1) Pour des situations de projet sismiques, vis-à-vis d'un défaut de portance, les justifications à réaliser sont celles définies par la norme NF EN 1998-5 et notamment l'Annexe F. La valeur N_{\max} qui correspond à la résistance d'une fondation superficielle non encastrée sous charge verticale centrée peut être calculée à partir d'un modèle fondé sur des données mesurées in situ par exemple de type pressiométrique ou pénétrométrique (NOTE) (Tableau 9.2.4).

NOTE

Le calcul des effets des forces d'inertie dans le sol nécessite toujours quant à lui l'estimation ou la détermination des paramètres de cisaillement du sol en place (τ_{Cu} ou c' et ϕ').

(2) Les relations des Annexes D et E de la norme NF P 94-261 sont à utiliser pour définir N_{\max} en utilisant les valeurs des facteurs de portance k_p et k_c pour des encastres nuls et en incluant les valeurs des coefficients partiels $\gamma_{R;d;v}$ précisées dans ces annexes (NOTE).

NOTE

Pour un sol frottant, il convient de noter que le calcul de la valeur N_{\max} ne prend pas en compte l'accélération verticale du séisme.

(3) Lorsque la valeur N_{\max} est calculée avec les valeurs des paramètres de cisaillement du sol (τ_{Cu} ou c' et ϕ'), il convient de n'utiliser que la norme NF EN 1998-5. Les coefficients partiels définis dans document ne sont pas à utiliser.

(4) Pour des situations de projet sismiques, la valeur du coefficient partiel $\gamma_{R;v}$ est égale à 1,2 (NOTE).

NOTE

Pour un sol frottant, il convient de noter que le calcul de la valeur N_{\max} ne prend pas en compte l'accélération verticale du séisme.

		Présent document		Annexe F de la norme NF EN 1998-5	
		Coefficient partiel de modèle	Coefficient partiel de résistance	Coefficient partiel de modèle	Coefficient partiel de résistance
Modèle semi-empirique de type pressiométrique		$\gamma_{R;d,v} = 1,0$	$\gamma_{R,v} = 1,2$	$\gamma_{R,d}$ selon le type de sol (Tableau F.2)	—
Modèle semi-empirique de type pénétrométrique		$\gamma_{R;d,v} = 1,0$	$\gamma_{R,v} = 1,2$	$\gamma_{R,d}$ selon le type de sol (Tableau F.2)	—
Modèle analytique	Sols cohérents	—	—	$\gamma_{R,d}$ selon le type de sol (Tableau F.2)	$\gamma_M = 1,4$
	Sols frottants	—	—	$\gamma_{R,d}$ selon le type de sol (Tableau F.2)	$\gamma_M = 1,25$

Tableau 9.2.4 Synthèse des coefficients partiels à utiliser pour les situations de projet sismique

9.3 Glissement (ELU)

9.3.1 Principe de calcul

(1) À l'ELU, pour les situations durables et transitoires, pour démontrer que la fondation du mur supporte la charge de calcul avec une sécurité adéquate vis-à-vis d'une rupture par glissement sur le terrain, on doit vérifier, selon l'approche de calcul 2 de la norme NF EN 1997-1 appliquée comme indiqué ci-après, que l'inégalité suivante est satisfaite, pour tous les cas de charge et de combinaisons de charge :

$$H_d \leq R_{h;d} + R_{p;d} \tag{9.3.1.1}$$

où :

- H_d est la valeur de calcul de la charge horizontale (ou parallèle à la base de la fondation) ;
- $R_{p;d}$ est la valeur de calcul de la résistance frontale ou tangentielle de la fondation à l'effet de H_d ;
- $R_{h;d}$ est la valeur de calcul de la résistance au glissement de la fondation sur le terrain.

(2) La valeur de calcul de la résistance frontale ou tangentielle $R_{p;d}$ doit être déterminée de telle manière que les déplacements nécessaires à sa mobilisation soient compatibles avec ceux de la structure portée (NOTE).

NOTE
 Elle n'est pas habituellement prise en compte compte-tenu de l'incertitude liée à la pérennité de cette épaisseur de terrain.

(3) La valeur de calcul de la résistance frontale ou tangentielle $R_{p;d}$ doit être déterminée à partir de la relation suivante :

$$R_{p;d} = \frac{R_{p;k}}{\gamma_{R;p}} \tag{9.3.1.2}$$

où :

- $R_{p;k}$ est la valeur caractéristique de la résistance frontale ou tangentielle de la fondation à l'effet de H_d estimée à partir de tout modèle communément reconnu ;
- $\gamma_{R;p}$ est le facteur partiel dont la valeur dépend du type de réaction mobilisée :

- réaction frontale : $\gamma_{R;p} = 1,4$;
- réaction tangentielle : $\gamma_{R;p} = 1,1$.

(4) En conditions non drainées, la valeur de calcul de la résistance ultime au glissement du terrain $R_{h;d}$ sous la base d'une fondation superficielle doit être déterminée, conformément à l'expression suivante :

$$R_{h;d} = \min \left\{ \frac{1}{\gamma_{R;h} \gamma_{R;d;h}} (A' c_{u;k}) ; 0,4V_d \right\} \quad (9.3.1.3)$$

où :

- $R_{h;d}$ est la valeur de calcul de la résistance ultime par glissement ;
- $\gamma_{R;h}$ est le facteur partiel pour la résistance au glissement de la fondation superficielle, sa valeur est égale à 1,1 (Tableau A.4.1 – jeu R2) ;
- $\gamma_{R;d;h}$ est le coefficient de modèle lié à l'estimation de la résistance ultime au glissement, sa valeur est égale à 0,9 (NOTE) ;
- $c_{u;k}$ est la valeur caractéristique de la cohésion non drainée du terrain d'assise de la fondation ;
- V_d est la valeur de calcul de la charge totale verticale transmise par la fondation superficielle.

NOTE

Pour des fondations superficielles supportant des ouvrages (Article 1 du présent document), le coefficient de modèle lié à l'estimation de la résistance ultime au glissement est égal à 1,1. Cette différence provient de la plus grande sensibilité aux déplacements des fondations supportant des ouvrages que des fondations supportant des murs.

(5) En conditions drainées, il convient de déterminer la valeur de calcul de la résistance ultime au glissement du terrain $R_{h;d}$ sous la base d'une fondation à partir de l'expression suivante :

$$R_{h;d} = \frac{V_d \tan \delta_{a;k}}{\gamma_{R;h} \gamma_{R;d;h}} \quad (9.3.1.4)$$

où :

- $R_{h;d}$ est la valeur de calcul de la résistance ultime au glissement ;
- V_d est la valeur de calcul de la charge effective verticale transmise par la fondation superficielle, déduite de la situation donnant la valeur de la charge H_d ;
- $\gamma_{R;h}$ est le facteur partiel pour la résistance au glissement de la fondation superficielle, sa valeur est égale à 1,1 (Annexe B) ;
- $\gamma_{R;d;h}$ est le coefficient de modèle lié à l'estimation de la résistance ultime au glissement, sa valeur est égale à 0,9 (NOTE) ;
- $\delta_{a;k}$ est la valeur caractéristique de l'angle de frottement à l'interface entre la base de la fondation et le terrain (dans le cadre de l'approche 2, $\delta_{a;k} = \delta_{a;d}$).

NOTE

Pour des fondations superficielles supportant des bâtiments ou des ponts (Section 1 de la présente norme), le coefficient de modèle lié à l'estimation de la résistance ultime au glissement est égal à 1,1. Cette différence provient de la plus grande sensibilité aux déplacements des fondations supportant des ouvrages que des fondations supportant des murs.

- (6) La valeur de calcul de l'angle de frottement $\delta_{a;d}$ peut être égale à la valeur de calcul de l'angle de frottement interne à l'état critique ϕ'_{crit} pour les fondations en béton coulées en place et égal à $2\phi'_{crit}/3$ pour les fondations préfabriquées lisses.
- (7) En conditions drainées, il convient de négliger la cohésion effective c' .
- (8) La présence d'une bêche sous la fondation du mur conduit à analyser l'ELU de glissement selon un plan de rupture incliné passant par la base de la bêche.

9.3.2 Propriétés de cisaillement des terrains

- (1) Il convient que la résistance au glissement de la fondation superficielle soit déterminée en utilisant des propriétés de résistance au cisaillement du sol support de la fondation (ϕ' , c' ou c_u) obtenues à partir d'essais de cisaillement effectués selon les dispositions de l'Annexe F (essais en laboratoire à la presse triaxiale ou à la boîte de cisaillement sur des échantillons de classe de prélèvement 1, essais au phicomètre, etc.).
- (2) Lorsque les valeurs des propriétés de résistance au cisaillement du sol support de la fondation (ϕ' , c' ou c_u) ne sont pas mesurées, les valeurs retenues doivent reposer sur une expérience comparable ou être déduites de corrélations validées.

9.4 Prise en compte des chocs

- (1) La prise en compte des chocs relève le plus souvent de justifications à l'ELU pour des situations de projet accidentelles. Dans ce cas, il convient de se reporter à la norme NF EN 1991-1-7 relative à la définition des actions accidentelles.
- (2) Dans certains cas, par exemple pour des infrastructures routières très circulées, il peut être nécessaire afin de garantir la pérennité de l'ouvrage de considérer les chocs comme des actions variables. Vis-à-vis de cette action, l'ouvrage peut alors être justifié à l'ELU pour les situations durables et transitoires et à l'ELS pour les combinaisons caractéristiques. Il convient de choisir avec précision la valeur conventionnelle du choc (NF EN 1991).
- (3) La justification d'un ouvrage vis-à-vis d'un choc se fait à partir d'efforts pseudo-statiques équivalents. Il peut dans certains cas être loisible d'utiliser d'autres méthodes de calcul (dynamiques ou énergétiques) à condition d'en démontrer au préalable la pertinence et la robustesse.

10 Stabilité interne - Résistance structurelle d'un mur (ELU)

10.1 Principes

- (1) La résistance structurelle d'un mur doit être vérifiée tant pendant les phases de construction qu'une fois l'ouvrage achevé.
- (2) Pour démontrer que la résistance structurelle d'un mur est assurée avec une sécurité adéquate, il convient de vérifier que la résistance du matériau constitutif du mur est suffisante pour supporter les effets des actions (effort tranchant maximal, moment fléchissant maximal, effort normal) qui lui sont appliquées.
- (3) Les vérifications doivent être effectuées conformément aux dispositions :
 - de la norme de calcul appropriée au matériau constitutif du mur et du paragraphe 9.7.6 de la norme NF EN 1997-1 ;
 - du présent document et en particulier du présent article.
- (4) Les calculs sont menés dans le cadre de l'approche de calcul 2 (Annexe C).
- (5) Dans le cas où un calcul d'interaction sol-structure est mené, l'approche de calcul 2 est toujours mise en oeuvre avec la possibilité toutefois de pondérer l'effet des actions et non les actions elles-mêmes (paragraphe 2.4.7.3.2 de la norme NF EN 1997-1).

10.2 Effets des actions

- (1) Lorsque la valeur de l'effet des actions (moment, effort tranchant, etc.) est déduite d'un calcul d'équilibre limite de type MEL dans lequel les actions et/ou les résistances sont directement pondérées, la valeur de calcul des moments, des efforts tranchants, etc. à prendre en compte est celle résultant directement du calcul effectué.
- (2) Lorsque l'effet des actions (moment, effort tranchant, etc.) est déduit d'un calcul d'interaction sol structure MISS, deux approches doivent être comparées :
 - la première consiste à réaliser le calcul sans pondération des actions (seules les actions variables sont pondérées par un facteur égal à $1,1 \approx 1,5/1,35$) et des résistances et à multiplier l'effet des actions par 1,35. En général, les contraintes à la base du mur sont limitées par les exigences de l'Article 12. Ce calcul permet de contrôler vérifier les ELS (Article 12) et les ELU de type STR/GEO (Article 9) ;
 - la seconde consiste à réaliser le calcul avec une pondération des actions et des résistances et à considérer l'effet des actions sans aucune autre pondération. Ce calcul permet de vérifier l'ELU de type STR/GEO.

10.3 Résistance structurelle

- (1) La résistance des éléments de structure du mur doit être déterminée conformément à l'Eurocode approprié au matériau constitutif du mur.

11 Stabilité générale du site (ELU)

11.1 Généralités

(1) La vérification de la stabilité générale d'un site (NOTES 1 à 3), notamment ceux en pente, doit être effectuée conformément aux dispositions de la norme NF EN 1997-1 et plus particulièrement le paragraphe 7.6.1.1 et la section 11 (stabilité générale), complétées par celles du paragraphe 8.2. du présent document.

NOTE 1

La stabilité d'une pente peut être vérifiée suivant les approches de calcul 2 ou 3 en utilisant respectivement les ensembles de facteurs partiels (A1, M1 et R2) ou (A1 ou A2, M2 et R3) définis à l'Annexe A, Articles A.2 et A.3 et paragraphe A.4.2 respectivement pour les actions, pour les propriétés des terrains et leur résistance.

NOTE 2

Le choix entre les approches de calcul 2 et 3 peut être influencé par la méthode de calcul utilisée. Par exemple, la méthode de Bishop peut être plus facilement mise en oeuvre dans le cadre de l'approche de calcul 3.

NOTE 3

La vérification de la stabilité initiale du site n'est pas systématiquement à faire par calcul et la vérification de la stabilité générale en cours de construction et après leur achèvement peut relever de dispositions particulières (cas des ouvrages établis sur versant de faible stabilité).

(2) La stabilité générale du mur doit être assurée tant pendant les phases de construction, qu'une fois l'ouvrage achevé. Il est aussi nécessaire de vérifier, lorsque c'est pertinent, le mode de rupture par instabilité générale du site pendant la réalisation des travaux et au cours de la durée de vie de l'ouvrage porté (état limite ultime de type GEO – NOTES 1 et 2)

NOTE 1

La stabilité générale du site avant le début des travaux, pendant les phases de construction et une fois l'ouvrage achevé est à justifier. La justification peut ne pas être faite par calcul dans certains cas.

NOTE 2

Le cas de murs sur terrain naturel en pente doit, le plus souvent, faire l'objet d'une étude spécifique. Le présent document suppose que l'ouvrage est édifié sur un site dont la stabilité initiale a le niveau théoriquement requis. Lorsque ce n'est pas le cas, il convient généralement de l'améliorer par des techniques de renforcement des sols.

11.2 Principes de calcul

(1) On doit vérifier au moins que, pour toute surface de rupture potentielle qui englobe le mur dans sa totalité, l'ensemble des actions qui tendent à faire glisser le massif limité par cette surface est équilibré par la résistance au cisaillement du sol le long de celle-ci.

(2) On doit vérifier que l'inégalité suivante est satisfaite pour tous les cas de charge et de combinaisons de charges et toutes les surfaces de glissement potentiel (NOTES 1 et 2) :

$$T_{\text{dst;d}} \leq R_{\text{st;d}} / \gamma_{\text{R;d}} \quad (11.2.1)$$

où :

- $\gamma_{\text{R;d}}$ est le facteur partiel de modèle (paragraphe 11.5) ;

- $T_{dst;d}$ est la valeur de calcul de l'effet déstabilisant des actions qui agissent sur le massif limité par la surface de glissement étudiée ;
- $R_{st;d}$ est la valeur de calcul de la résistance stabilisatrice ultime mobilisée le long de la surface de glissement correspondante.

NOTE 1

Dans le cadre de l'approche 2, la valeur $R_{st;d}$ prend en compte le facteur partiel de la résistance $\gamma_{R,e}$ (= 1,1) et la valeur $T_{dst;d}$ prend en compte le facteur partiel relatif à l'effet des actions γ_E (= 1,35 pour les charges permanentes). Le facteur partiel $\gamma_{R;d}$ intervient afin d'obtenir un niveau global de sécurité ($\gamma_E \gamma_{R,e} \gamma_{R;d}$) de l'ordre de 1,5.

NOTE 2

Dans le cadre de l'approche 3, la valeur $R_{st;d}$ prend en compte le facteur partiel de la résistance $\gamma_{R,e}$ (= 1,0) et les facteurs partiels relatifs à l'angle de frottement (γ_ϕ), à la cohésion (γ_c) et à la cohésion non drainée (γ_{cu}). Le facteur partiel $\gamma_{R;d}$ intervient afin d'obtenir un niveau global de sécurité ($\gamma_\phi \gamma_{R,e} \gamma_{R;d}$) de l'ordre de 1,5.

(3) Il convient d'apporter le plus grand soin au choix des modèles de calcul (paragraphe 11.3) ainsi qu'à la recherche de la géométrie la plus défavorable des mécanismes de glissement potentiel (paragraphe 11.4).

11.3 Modèles de calcul

- (1) Les méthodes comme celle « de Bishop » ou celle dite « des perturbations » peuvent être utilisées.
- (2) Des modèles plus complexes basés par exemple sur la méthode des éléments finis ou des différences finies ou encore l'approche cinématique de la théorie du calcul à la rupture peuvent aussi être utilisés, par exemple pour étudier des cas qui relèvent de la catégorie géotechnique 3 (Norme NF EN 1997-1 et Annexe N) ou pour identifier des mécanismes de rupture dans des conditions de terrains complexes, nécessitant le cas échéant une modélisation tridimensionnelle.

11.4 Mécanismes de rupture

- (1) Il convient d'apporter le plus grand soin au choix des schémas de rupture et à la recherche de leur géométrie la plus défavorable.
- (2) Dans le cas d'un sol cohérent, on peut généralement ne considérer que des surfaces circulaires.
- (3) Quand le sol comporte des couches de caractéristiques géotechniques très différentes, il convient de s'assurer que les surfaces de rupture considérées tiennent compte de ces particularités.

11.5 Facteur partiel de modèle $\gamma_{R;d}$

- (1) Le coefficient de modèle $\gamma_{R;d}$ doit être pris égal à 1,0 quand on utilise la méthode par tranches associée à des surfaces de rupture circulaires dans le cadre de l'approche 2 (NOTE).

NOTE

Il convient éventuellement d'adopter une valeur inférieure à 1,0 par exemple 0,9 quand la destination de l'ouvrage le rend peu sensible aux déformations.

- (2) Le coefficient de modèle $\gamma_{R;d}$ doit être pris égal à 1,2 quand on utilise la méthode par tranches associée à des surfaces de rupture circulaires dans le cadre de l'approche 3 (NOTE).

NOTE

Il convient éventuellement d'adopter une valeur inférieure à 1,2 par exemple 1,1 quand la destination de l'ouvrage le rend peu sensible aux déformations.

(3) Quand un modèle de calcul, autre que la méthode des tranches associée à des surfaces de rupture circulaires, par exemple l'approche cinématique de la théorie du calcul à la rupture, est utilisé, une valeur adoptée pour le coefficient $\gamma_{R;d}$, éventuellement inférieure à 1,0 pour l'approche de calcul 2 ou éventuellement inférieure à 1,2 pour l'approche de calcul 3, doit faire l'objet d'une justification (NOTE).

NOTE

Il convient que cette justification montre, sur des exemples simples et représentatifs, que le modèle utilisé conduit à un niveau de sécurité comparable à celui de la méthode par tranches avec des surfaces circulaires.

12 Justification à l'état limite de service (ELS)

12.1 Principes

(1) Les murs de soutènement doivent être vérifiés vis-à-vis des états limites de service, conformément aux principes généraux définis au paragraphe 8.3 du présent document et, lorsqu'il y a lieu, aux dispositions qui suivent.

(2) Les valeurs de calcul des charges à l'ELS doivent être utilisées pour les justifications en tenant compte des situations de calcul et des combinaisons d'actions appropriées (Article 7).

(3) Dans la mesure où les éventuels mouvements du mur ne sont pas préjudiciables (paragraphe 8.3(4)), ceux-ci ne sont pas à calculer et il convient, pour justifier un mur de soutènement à l'ELS quasi-permanent et caractéristique, de vérifier les critères suivants :

- un critère de limitation de la charge transmise au terrain de manière à prévenir les phénomènes de fluage ;
- un critère relatif à l'excentrement.

12.2 Limitation de la charge transmise au sol par le mur de soutènement

(1) Le critère de limitation de la charge transmise au terrain est à vérifier à l'ELS quasi-permanent et caractéristique et nécessite de satisfaire les relations suivantes :

$$V_d - R_0 \leq R_{v;d} \quad (12.2.1)$$

$$R_{v;d} = \frac{R_{v;k}}{\gamma_{R;v}} \quad (12.2.2)$$

$$R_{v;k} = \frac{A' q_{\text{net}}}{\gamma_{R;d;v}} \quad (12.2.3)$$

où :

- V_d est la valeur de calcul de la charge verticale transmise par le mur de soutènement au terrain ;
- R_0 est la valeur du poids de volume de sol constitué du volume de la fondation sous le terrain après travaux et des sols compris entre la fondation et le terrain après travaux ;
- $R_{v;d}$ est la valeur de calcul de la résistance nette du terrain sous la fondation du mur de soutènement ;
- A' est la valeur de la surface effective de la semelle (Annexe Q de la norme NF P 94-261) ;
- $\gamma_{R;v}$ est le facteur partiel à considérer, il est égal à 2,3 à l'ELS quasi-permanent et à l'ELS caractéristique et sa valeur ne dépend pas de la méthode de calcul ;
- $R_{v;k}$ est la valeur caractéristique de la résistance nette du terrain sous la fondation du mur de soutènement ;
- q_{net} est la valeur de la contrainte associée à la résistance nette du terrain sous la fondation du mur de soutènement calculée selon une méthode de calcul appropriée (Annexes D, E ou F de la norme NF P 94-261) ;
- $\gamma_{R;d;v}$ est le coefficient de modèle associée à la méthode de calcul utilisée (paragraphe 12.2(2)).

(2) La valeur du coefficient de modèle $\gamma_{R;d;v}$ à considérer dépend du modèle de calcul utilisé et est égale à (NOTE) :

- 1,0, lorsque la portance est estimée à partir de données pressiométriques ou pénétrométriques, (NOTE 2) (Annexes D et E de la norme NF P 94-261) ;
- 1,0, lorsque la portance est estimée à partir des propriétés de cisaillement du sol en conditions non drainées (c_u) (NOTE 2) (Annexe F de la norme NF P 94-261) ;

- 1,7, lorsque la portance est estimée à partir des propriétés de cisaillement du sol en conditions drainées (c' et ϕ') (Annexe F de la norme NF P 94-261).

NOTE

Pour des fondations superficielles supportant des bâtiments ou des ponts (Section 1 de la présente norme), le coefficient de modèle lié à la limitation de la charge transmise au terrain est plus important. Cette différence provient de la plus grande sensibilité aux déplacements des fondations supportant des ouvrages que des fondations supportant des murs.

12.3 Excentrement du chargement

(1) Pour des combinaisons de charge à l'ELS quasi-permanent et à l'ELS caractéristique, afin de limiter l'excentrement, il convient, pour une semelle filante de largeur B , de vérifier la relation suivante :

$$1 - \frac{2e}{B} \geq \frac{1}{2} \quad (12.3.1)$$

13 Documents justificatifs des calculs

- (1) Un dossier de synthèse des calculs justificatifs effectués et de la surveillance et du suivi des travaux à faire pendant la construction du mur doit être établi conformément aux dispositions de la norme NF EN 1997-1, complétée par celles de cet article.
- (2) Le dossier doit fournir toutes les informations nécessaires à une tierce partie pour contrôler, par des moyens simples, la validité des données retenues et des hypothèses faites pour la justification de la stabilité du mur. Le Tableau 13.1 énumère les informations qu'il convient normalement d'inclure dans le rapport de synthèse.

Objet	Observations
Identification du projet	
nom / numéro du dossier / situation du projet	
durée d'utilisation du mur à construire	NOTE 1
classe de conséquence / catégorie géotechnique	NOTE 1
Données géotechniques	
modèle géotechnique	NOTE 2
nature et propriétés des terrains	NOTE 3
conditions hydrauliques	
référence du dossier de la reconnaissance du site	NOTE 4
Données relatives au mur et à sa construction	
géométrie	NOTE 5
propriétés des constituants de l'ouvrage	NOTE 6
conditions de chargement	NOTE 7
conditions d'exécution des travaux (phases de construction)	NOTE 8
<p>NOTE 1 Les éléments sur lesquels sont fondées la durée d'utilisation de l'ouvrage, sa classe de conséquence et sa catégorie géotechnique sont à indiquer. Le cas échéant, les critères de déplacement à respecter sont également à donner.</p> <p>NOTE 2 Le modèle géotechnique retenu pour chaque profil de calculs est à fournir avec leur situation (coupes repérées sur le plan de l'ouvrage – NOTE 5).</p> <p>NOTE 3 Les propriétés visées sont les propriétés mécaniques des différentes couches de terrains et, lorsque cela est approprié, leurs propriétés physiques et chimiques.</p> <p>NOTE 4 La référence du (ou des) dossier(s) de la reconnaissance du site qui a (ont) servi de base à l'élaboration des modèles géotechniques est à fournir et, le cas échéant, celle des documents justifiant les hypothèses hydrauliques et des hypothèses retenues pour les matériaux de remblai.</p> <p>NOTE 5 Référence du(es) plan(s) du mur à construire (vue en plan, coupes types, élévation).</p> <p>NOTE 6 Les propriétés des matériaux ou produits constitutifs du mur (béton, éléments préfabriqués, gabions, remblais) visés sont celles nécessaires à la justification de leur résistance.</p> <p>NOTE 7 Le cas échéant les sollicitations « extérieures » appliquées au mur (par exemple les efforts transmis par une culée ou une surcharge routière) sont à fournir.</p> <p>NOTE 8 Les phases de construction sont à indiquer.</p>	

Tableau 13.1 Informations sur le projet à fournir dans le dossier de synthèse

- (3) Le dossier de synthèse doit fournir les calculs effectués et les résultats obtenus qui démontrent la stabilité du mur. Le Tableau 13.2 énumère les informations qu'il convient normalement d'inclure dans cette synthèse.

Objet	Observations
Calculs	
Situations / Combinaisons d'actions / état limites	NOTE 1
Modèles de calcul	NOTE 2
Résultats ELU	
Stabilité générale	NOTE 3
Portance (poinçonnement et limitation de l'excentrement)	NOTE 3
Glissement sur la base	NOTE 3
Renversement	NOTE 4
Stabilité interne pour les murs cellulaires et les murs en gabions	
Résultats ELS	
Portance – limitation de la charge transmise au sol par le mur de soutènement et limitation d'excentrement	
<p>NOTE 1 Un tableau donnant, pour chaque profil de calcul étudié, les situations, les combinaisons d'actions et les états limites examinés est par exemple à fournir.</p> <p>NOTE 2 Un tableau indiquant, pour chaque état limite examiné, la méthode et/ou la référence du logiciel ayant été utilisé pour la vérification est par exemple à fournir (par exemple méthode « Bishop » avec le logiciel approprié pour la vérification de la stabilité générale du site, méthode pressiométrique avec le logiciel approprié pour la détermination de la résistance au poinçonnement du sol de fondation, etc.).</p> <p>NOTE 3 Un tableau justificatif de la stabilité de l'ouvrage, par exemple donnant, pour chaque état limite examiné, les valeurs de calcul des actions ou de leurs effets, des propriétés des matériaux et des résistances est par exemple à fournir.</p> <p>NOTE 4 Lorsqu'il y a lieu, notamment dans le cas de fondation au rocher.</p>	

Tableau 13.2 Informations sur les calculs effectués et les résultats des analyses de stabilité à fournir dans le dossier de synthèse

(4) Le dossier de synthèse doit inclure un plan de surveillance et de suivi des travaux, dont l'importance est fonction de la complexité du mur à réaliser, mais dont les points qui nécessitent un contrôle ou des mesures pendant la construction doivent être clairement identifiés. Le Tableau 13.3 indique les principes généraux qu'il convient de suivre en fonction de la catégorie géotechnique du projet (Annexe H). L'Annexe G rappelle les points les plus importants qu'il convient de prendre en compte au cours de la surveillance de l'exécution des travaux et du suivi du comportement de l'ouvrage.

Objet	Catégorie géotechnique		
	1 ^a	2	3
Surveillance	inspection visuelle, contrôle simple, estimation qualitative du comportement de l'ouvrage	idem 1 + mesures des propriétés du terrain et du comportement de l'ouvrage	idem 1 + mesures des propriétés du terrain et du comportement de l'ouvrage aux étapes importantes
Vérification de l'état des terrains	inspection du site et relevé des types de terrains dans les excavations sur le site	idem 1 + vérification des propriétés du terrain avec reconnaissance et essais complémentaires si besoin	idem 2 + reconnaissance complémentaire et étude des conditions du terrain influant sur le dimensionnement
Contrôle de l'exécution des travaux	normalement, pas de plan de suivi et de contrôle	plan de suivi peut indiquer les phases de travaux	plan de suivi peut indiquer les phases de travaux
Instrumentation et suivi de l'ouvrage	évaluation simple et qualitative du comportement de l'ouvrage, fondée sur l'inspection visuelle	évaluation du comportement de l'ouvrage, basée sur la mesure des mouvements de quelques points choisis	évaluation du comportement de l'ouvrage, sur la base de mesures de déplacements et d'analyses tenant compte des phases des travaux

^a Cité pour mémoire, les dispositions de ce document ne s'appliquent pas aux ouvrages de catégorie 1.

Tableau 13.3 Principes généraux à suivre pour définir la surveillance, le suivi et le contrôle des travaux

Annexe A (normative)

Facteurs partiels pour les états limites ultimes dans des situations de projet durables ou transitoires

A.1 Préambule

(1) Les valeurs des facteurs partiels γ qui doivent être utilisées pour la vérification des états limites ultimes STR et GEO des murs dans des situations de projet durables ou transitoires sont celles indiquées dans cette annexe (NOTES 1 à 3).

NOTE 1

On indique dans cette annexe les valeurs des facteurs partiels γ qui s'appliquent aux actions ou à leurs effets (A.2), aux paramètres des sols (A.3), puis aux résistances géotechniques (A.4) pour la vérification des états limites ultimes de stabilité générale, externe et interne d'un mur dans des situations de projet durables ou transitoires.

NOTE 2

Les valeurs des facteurs partiels γ qui s'appliquent aux actions ou à leurs effets (A.2), aux paramètres de sols (A.3) et aux résistances géotechniques (A.4) sont celles recommandées par la norme NF EN 1997-1 pour la vérification des états limites ultimes STR et GEO.

NOTE 3

Les valeurs des facteurs partiels γ pour la vérification des états d'équilibre limite (EQU), des états limites ultimes de soulèvement hydraulique global (UPL) et de soulèvement hydraulique local (HYD) ne sont pas données, ces états limites ne concernant pas, en règle générale, la justification des murs. Le cas échéant, il convient de se reporter à la norme NF EN 1997-1 (Article A.1 (2)).

NOTE 4

Les éléments de structure sont vérifiés vis-à-vis de la rupture conformément aux spécifications des normes appropriées au matériau qui les constitue (par exemple la norme NF EN 1992 pour les murs en béton). Les valeurs des facteurs partiels γ qui sont à utiliser sont celles données dans la norme correspondante en tenant compte, le cas échéant, des indications du présent document.

(2) Les valeurs de certains autres facteurs et coefficients nécessaires à la vérification des états limites ultimes des murs dans des situations de projet durables ou transitoires sont données aux endroits appropriés dans le présent document.

NOTE

Cet article vise les facteurs de méthode $\gamma_{s;d}$ et $\gamma_{R;d}$ qui sont donnés dans les annexes consacrées aux modèles de calcul et les valeurs des facteurs partiels γ pour la vérification des états d'équilibre limite EQU qui sont indiquées dans les procédures particulières pour la vérification des murs cellulaires et des murs en gabions (Annexes D et E).

(3) La combinaison des ensembles de facteurs partiels à considérer pour la vérification d'un état limite ultime d'un mur est déterminée par l'approche de calcul qui est associée à cet état limite ultime.

NOTE 1

Seules les approches de calcul 2 et 3 sont permises par l'annexe nationale de la norme NF EN 1997-1 de l'Eurocode 7. Conformément aux dispositions de l'Article 8 du présent document qui fixe les règles générales de justification des murs, l'approche de calcul à retenir pour la vérification des différents états limites ultimes de rupture ou de déformation excessive est l'approche 2. Elle est rappelée, aux endroits appropriés, dans les chapitres consacrés aux vérifications à effectuer.

NOTE 2

Dans l'approche de calcul 2, pour la vérification des états limites de stabilité externe (GEO) et de stabilité interne (STR), les facteurs partiels sont appliqués d'une part aux actions ou aux effets des actions et d'autre part aux paramètres de résistance du terrain et éventuellement de la structure, et la combinaison des ensembles de facteurs partiels à appliquer est :

$$A1 \ll + \gg MI \ll + \gg R2$$

A.2 Facteurs partiels pour les actions (γ_F) ou les effets des actions (γ_E)

(1) Pour la vérification des états limites pour les structures (STR) et des états limites géotechniques (GEO), on doit appliquer aux actions (γ_F) ou aux effets des actions (γ_E) les facteurs partiels suivants (Tableau A.2.1) :

- γ_G pour les actions permanentes défavorables ou favorables ;
- γ_Q pour les actions variables défavorables ou favorables.

Action		Symbole	Ensemble	
			A1	A2
Permanente	Défavorable	γ_{Gsup}	1,35	1,0
	Favorable	γ_{Ginf}	1,0	1,0
Variable	Défavorable	γ_{Qsup}	1,5 ^a	1,3
	Favorable	γ_{Qinf}	0	0,0

^a Pour les ponts, le facteur partiel s'appliquant aux charges d'exploitation est en général pris égal à 1,35.

Tableau A.2.1 Facteurs partiels pour les actions (γ_F) ou les effets des actions (γ_E)

A.3 Facteurs partiels pour les paramètres du sol (γ_M)

(1) Pour la vérification des états limites pour les structures (STR) et des états limites géotechniques (GEO), on doit appliquer aux paramètres de résistance des sols les facteurs partiels (γ_M) suivants (Tableau A.3.1) :

- $\gamma_{\phi'}$ pour la tangente de l'angle de frottement interne ;
- $\gamma_{c'}$ pour la cohésion effective ;
- γ_{cu} pour la cohésion non drainée ;
- γ_{qu} pour la compression simple ;
- γ_{γ} pour le poids volumique.

Paramètres du sol	Symbole	Ensemble	
		M1	M2
Angle de frottement interne ^a	γ_{ϕ}	1,0	1,25
Cohésion effective	γ_c	1,0	1,25
Cohésion non drainée	γ_{cu}	1,0	1,4
Compression simple	γ_{qu}	1,0	1,4
Poids volumique	γ_t	1,0	1,0

^a Ce facteur est appliqué à $\tan \phi'$.

Tableau A.3.1 Facteurs partiels pour les paramètres du sol (γ_M)

A.4 Facteurs partiels pour les résistances géotechniques (γ_R)

A.4.1 Facteurs partiels de résistance (γ_R) pour la stabilité externe

(1) Pour la vérification des états limites géotechniques (GEO) de stabilité externe des murs, on doit appliquer à la portance et à la résistance ultime au glissement du mur sur sa base, les facteurs partiels (γ_R) indiqués dans le Tableau A.4.1 :

- $\gamma_{R;v}$ pour la portance ;
- $\gamma_{R;h}$ pour la résistance au glissement.

Résistance	Symbole	Ensemble	
		R2 ^a	R3 ^b
Portance	$\gamma_{R;v}$	1,4	1,0
Glissement	$\gamma_{R;h}$	1,1	1,0

^a Conforme au Tableau A.5 de l'Annexe A de la norme NF EN 1997-1 – Ensemble R2. Ces valeurs sont applicables à la résistance des terres pour l'approche de calcul 2.

^b Conforme au Tableau A.5 de l'Annexe A de la norme NF EN 1997-1 – Ensemble R3. Ces valeurs sont applicables à la résistance des terres pour l'approche de calcul 3.

Tableau A.4.1 Facteurs partiels de résistance pour les murs de soutènement

A.4.2 Facteurs partiels de résistance (γ_R) pour la stabilité générale

(1) Pour les analyses de la stabilité générale des murs de soutènement (GEO), on doit appliquer à la résistance globale au cisaillement sur une surface de rupture le facteur partiel ($\gamma_{R;e}$) indiqué dans le Tableau A.4.2.

(2) Pour les analyses de la stabilité générale du site (GEO), on doit appliquer aux résistances des terres, le facteur partiel ($\gamma_{R;e}$) indiqué dans le Tableau A.4.2.

Résistance	Symbole	Ensemble	
		R2 ^a	R3 ^b
Résistance des terres	$\gamma_{R,e}$	1,1	1,0
^a Conforme au Tableau A.14 de l'Annexe A de la norme NF EN 1997-1 – Ensemble R2. Ces valeurs sont applicables aux résistances des terres pour l'approche de calcul 2. ^b Conforme au Tableau A.14 de l'Annexe A de la norme NF EN 1997-1 – Ensemble R3. Ces valeurs sont applicables aux résistances des terres pour l'approche de calcul 3.			

Tableau A.4.2 Facteurs partiels de la résistance des terres (γ_R) pour la stabilité générale du site

Annexe B (informative)

Effet d'une charge localisée transmise par le terrain

B.1 Préambule

(1) On rappelle dans cette annexe, pour les cas courants de chargement, les méthodes basées sur la théorie de la plasticité pour calculer les sollicitations transmises à un mur ou à un écran fictif par le terrain lorsqu'on applique sur celui-ci une charge surfacique ou linéique.

(2) Seuls les modèles de diffusion des actions transmises par le terrain, basés sur la théorie de la plasticité, sont présentés. En effet, de part le processus de réalisation d'un mur de soutènement, les terrains soutenus sont le plus souvent dans un état de poussée et présentent donc un comportement plastique. Néanmoins, dans le cas où cela s'avérerait pertinent, il est possible d'utiliser des modèles de diffusion basés sur la théorie de l'élasticité. Il convient alors de se reporter à l'Annexe D de la norme NF P 94-282.

(3) On rappelle que lors du choix d'un modèle de diffusion, il y a lieu de tenir compte des conditions de projet et de son domaine d'application (NOTES 1 et 2).

NOTE 1

L'attention est attirée sur le fait que l'application des formules de « Boussinesq » (élasticité) doit être limitée à des chargements de largeur limitée et tenir compte de la déformabilité du mur de soutènement.

NOTE 2

En tout état de cause, les formules découlant de la théorie de l'élasticité ne peuvent pas être utilisées pour modéliser des charges de terre, comme celles amenées par un talus par exemple. Il s'agit en effet de chargements infinis ne correspondant pas au problème étudié par Boussinesq (chargement étendu à l'ensemble de la surface du sol, d'une part, et inclinaison des contraintes sous le bord du talus, d'autre part).

B.2 Procédures basées sur la théorie de la plasticité

B.2.1 Pression uniforme appliquée à partir d'une distance « d » de l'écran fictif

(1) Lorsqu'une pression uniforme « q » est appliquée à partir d'une distance « d » d'un mur ou d'un écran fictif, sur un terrain horizontal (Figure B.2.1), les contraintes horizontales transmises par le terrain au mur ou à l'écran fictif considéré sont généralement déterminées dans le cadre suivant :

- la contrainte horizontale maximale transmise au mur est donnée par l'expression suivante :

$$\sigma_{aq,\max} = K_{aq} q \quad (\text{B.2.1.1})$$

où :

- K_{aq} est le coefficient de poussée normale pour une surcharge uniforme déterminée selon la théorie de Caquot-Kérisel ou de toute autre théorie appropriée ;
- q est la contrainte uniforme appliquée sur la surface du terrain ;
- le niveau supérieur de l'effet de la surcharge correspond au pied du prisme « d'éboulement » d'inclinaison ϕ (cote z_1 sur la Figure B.2.1) ;
- le niveau supérieur d'application de la contrainte horizontale maximale correspond au pied du prisme de rupture d'inclinaison $\theta = \pi/4 + \phi/2$ (cote z_2 sur la Figure B.2.1) (NOTE).

NOTE

Dans cette annexe, afin d'alléger les notations, on considère que $\phi = \phi'$.

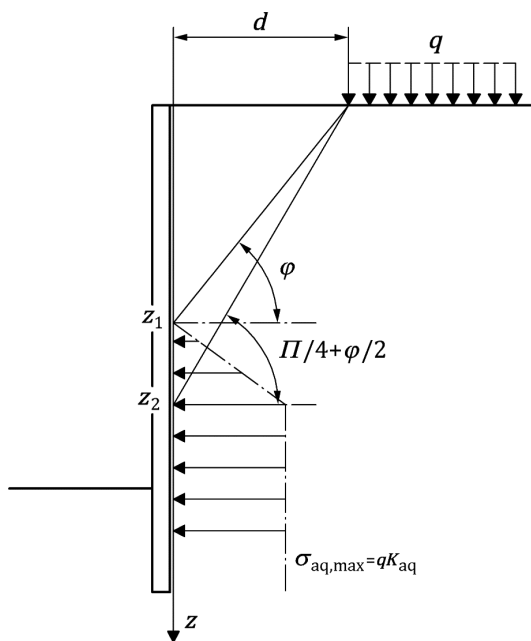


Figure B.2.1 Pression uniforme appliquée à partir d'une distance « d » de l'écran

B.2.2 Pression uniforme appliquée sur une bande de terrain de largeur limitée

(1) Lorsqu'une pression uniforme « q » est appliquée sur une bande de terrain de largeur B située à une distance « d » d'un mur, les contraintes horizontales transmises à celui-ci sont habituellement déterminées en considérant une distribution trapézoïdale ou triangulaire (B.2.2 (2)) sur une tranche d'écran comprise (Figure B.2.2.1) entre le pied du prisme d'éboulement d'inclinaison ϕ (cote z_1) et le pied du prisme de rupture d'inclinaison $\theta = \pi/4 + \phi/2$ (cote z_4).

(2) Lorsqu'une pression uniforme « q » est appliquée sur une bande de terrain de largeur B située à une distance « d » de l'écran, la distribution des contraintes sur celui-ci est généralement déterminée dans le cadre des hypothèses suivantes :

- la distribution de base est trapézoïdale lorsque z_2 est inférieure à z_3 et triangulaire dans le cas contraire (NOTE 1) ;
- la valeur de la résultante P est donnée par l'expression suivante (NOTE 2) :

$$P = Bq \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (\text{B.2.2.1})$$

- la contrainte horizontale maximale donnée par l'expression B.2.1.1 est une valeur qui ne peut être dépassée (NOTE 3) ;

NOTE 1

Les niveaux z_1 , z_2 , z_3 et z_4 délimitant les différentes zones de l'écran où la surcharge a un effet sur celui-ci sont donnés respectivement par les expressions B.2.2.2 à B.2.2.5.

$$z_1 = d \tan(\varphi) \quad (\text{B.2.2.2})$$

$$z_2 = d \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (\text{B.2.2.3})$$

$$z_3 = (B + d) \tan(\varphi) \quad (\text{B.2.2.4})$$

$$z_4 = (B + d) \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \quad (\text{B.2.2.5})$$

où :

- d est la distance entre l'écran et le bord de la bande chargée ;
- B est largeur de la bande de terrain chargée ;
- ϕ est l'angle de frottement interne du terrain.

NOTE 2

La valeur maximale de la contrainte qui en découle est donnée par les expressions B.2.2.6 et B.2.2.7 respectivement dans le cas d'une distribution trapézoïdale (Figure B.2.2.1 a)) et triangulaire (Figure B.2.2.1 b)) :

$$\sigma_{\max} = \frac{2Bq}{(z_3 + z_4) - (z_1 + z_2)} \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \quad (\text{B.2.2.6})$$

$$\sigma_{\max} = \frac{2Bq}{z_4 - z_1} \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \quad (\text{B.2.2.7})$$

NOTE 3

Lorsque la valeur de la contrainte maximale (Note 2) est supérieur à $K_{aq}q$, il faut écrêter la contrainte horizontale maximale à $K_{aq}q$ et agrandir la plage où la contrainte est constante depuis z_3 jusqu'à une cote z'_3 de manière à conserver la valeur de P . Le niveau z'_3 est donné par les expressions B.2.2.8 et B.2.2.9, respectivement lorsque $z_2 < z_3$ (Figure B.2.2.1 c)) et lorsque $z_2 > z_3$ (Figure B.2.2.1 d)).

$$z'_3 = \frac{2B}{K_{aq}} \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) + z_1 + z_2 - z_4 \quad (\text{B.2.2.8})$$

$$z'_3 = \frac{2B}{K_{aq}} \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) + z_1 + z_3 - z_4 \quad (\text{B.2.2.9})$$

(3) Dans le cas particulier où une pression uniforme est appliquée sur une bande de terrain de largeur B contiguë à l'écran (Figure B.2.2.2), la distribution des contraintes sur celui-ci est donc généralement déterminée comme suit :

- la contrainte horizontale maximale donnée par l'expression B.2.1.1 s'applique jusqu'au niveau correspondant au pied du prisme « d'éboulement » d'inclinaison ϕ (cote z_1 sur la Figure B.2.2.2) ;
les contraintes décroissent linéairement avec la profondeur pour atteindre une valeur nulle au niveau correspondant au pied du prisme de rupture d'inclinaison $\theta = \pi/4 + \phi/2$ (cote z_2 sur la Figure B.2.2.2).

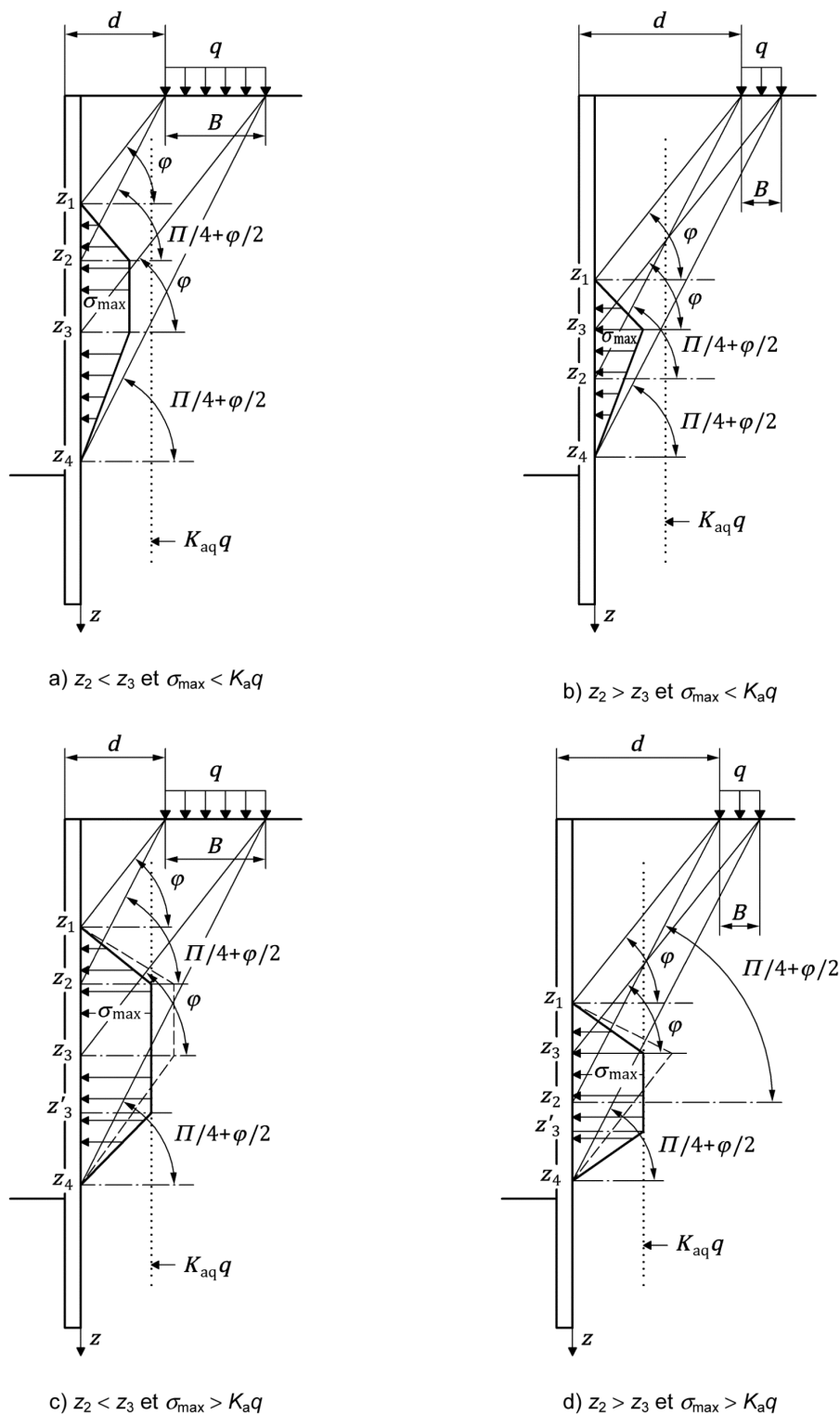


Figure B.2.2.1 Les quatre cas possibles de pression uniforme appliquée sur une bande de terrain de largeur B , à une distance « d » d'un écran fictif

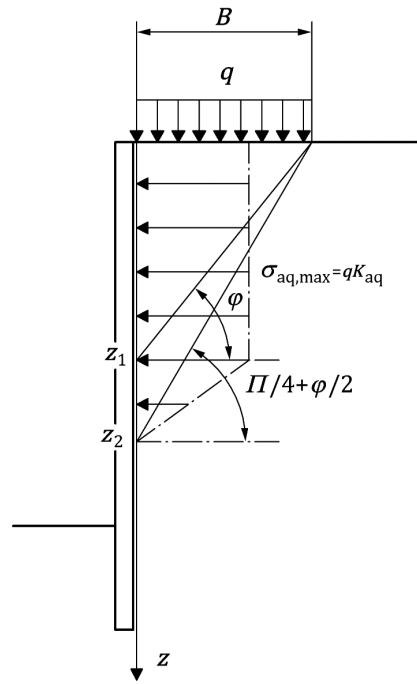


Figure B.2.2.2 Pression uniforme appliquée sur une bande contiguë à l'écran fictif

B.2.3 Pression uniforme appliquée sur une aire A de la surface du terrain

(1) Lorsqu'une pression uniforme « q » est appliquée sur une aire « A » circulaire ou rectangulaire du terrain situé à une distance « d » d'un mur (Figure B.2.3.1), les contraintes horizontales transmises par le terrain au mur ou à l'écran fictif sont généralement déterminées dans le cadre suivant :

- l'effet de la surcharge est limité horizontalement à une zone comprise entre les plans verticaux tangents (aire circulaire) ou passant par les extrémités (aire rectangulaire) de la surface chargée, et formant avec la normale à l'écran un angle de 27° ;
- l'effet de la surcharge est limité verticalement à une zone de l'écran comprise entre le niveau correspondant au pied du prisme « d'éboulement » d'inclinaison ϕ (cote z_1 sur la Figure B.2.3.1) et le niveau correspondant au pied du prisme de rupture d'inclinaison $\theta = \pi/4 + \phi/2$ (cote z_4 sur la Figure B.2.3.1) ;
- la valeur de la résultante P est donnée par l'expression suivante :

$$P = Aq \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \quad (\text{B.2.3.1})$$

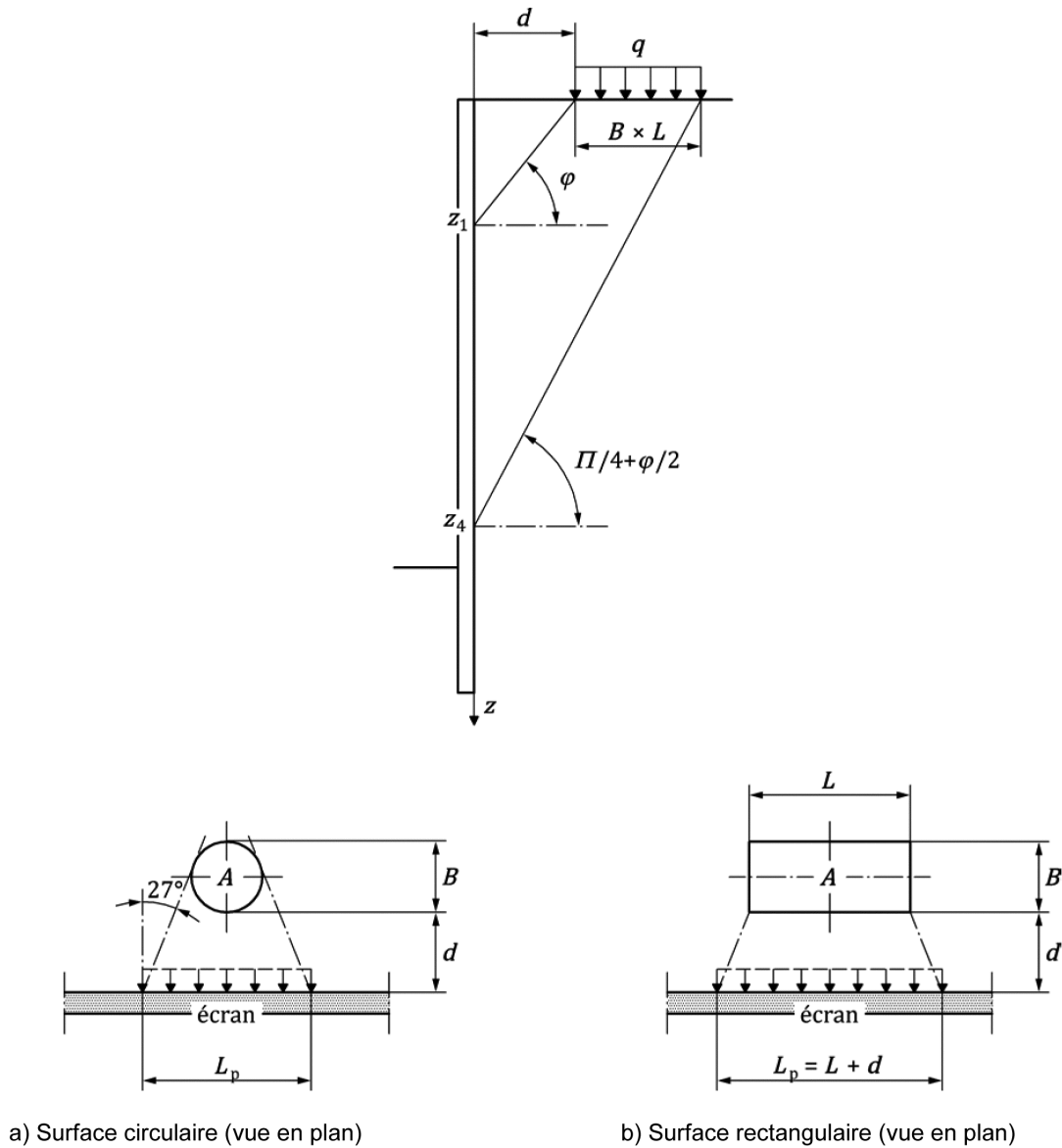


Figure B.2.3.1 Charge sur une surface finie appliquée à une distance a de l'écran fictif

B.2.4 Charge linéique verticale appliquée sur un terrain horizontal

(1) Lorsqu'une charge linéique verticale Q est appliquée en surface d'un terrain horizontal (Figure B.2.4.1), à une distance « d » d'un mur, on admet généralement que son effet sur le mur :

- est limité verticalement à une zone comprise entre le niveau correspondant au pied du prisme « d'éboulement » d'inclinaison ϕ (cote z_1 sur la Figure B.2.4.1) et le niveau correspondant au pied du prisme de rupture d'inclinaison $\theta = \pi/4 + \phi/2$ (cote z_2 sur la Figure B.2.4.1).
- est équivalente à celui d'une distribution triangulaire agissant entre les niveaux z_1 et z_2 de l'écran et dont l'intensité maximale en haut, est donnée par l'expression B.2.4.1 (NOTES 1 et 2).

$$\sigma_{\text{aq,max}} = \frac{2Q}{z_2 - z_1} \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \quad (\text{B.2.4.1})$$

NOTE 1

Cette formule ne concerne normalement que le cas d'un mur vertical retenant un terrain homogène à surface libre horizontale et soumis à des contraintes normales au parement du mur ($\alpha = \beta = \delta = \lambda = 0$) avec un plan de rupture incliné à $\pi/4 + \phi/2$. La force de poussée P est alors :

$$P = Q \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \quad (\text{B.2.4.2})$$

NOTE 2

La procédure décrite est d'origine empirique. Elle ne s'applique qu'au cas d'une charge linéique.

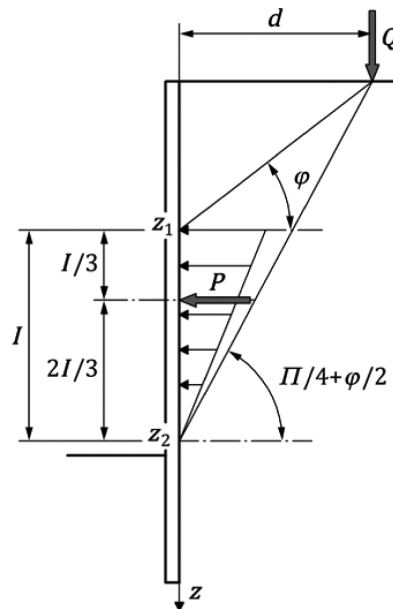


Figure B.2.4.1 Charge linéique verticale appliquée sur un terrain horizontal

B.2.5 Talus

(1) La poussée d'un talus sur un mur est à déterminer à partir de modèles appropriés découlant de la théorie de la plasticité (NOTES 1 à 3).

NOTE 1

On rappelle que les formules découlant de la théorie de l'élasticité ne doivent pas être utilisées pour modéliser des charges de terre, comme celles amenées par un talus.

NOTE 2

Pour déterminer les effets (poussée) d'un talus sur un écran, la méthode dite de Houy, dont le principe est rappelé sur la figure B.2.5.1, est habituellement utilisée :

$$z_1 = d_1 \tan(\varphi) \tag{B.2.5.1}$$

$$z_2 = d_2 \tan(\varphi) + d_1 \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \tag{B.2.5.2}$$

Les contraintes sont interpolées linéairement entre les cotes z_1 et z_2 :

$$\sigma_a(z_1) = K_a \gamma z_1 \text{ et } \sigma_a(z_2) = K_a (\gamma z_2 + \gamma H) \tag{B.2.5.3}$$

NOTE 3

Pour ces calculs, il est loisible d'adopter des méthodes reconnues équivalentes (par exemple la méthode de Coulomb, la méthode de Culmann ou les méthodes fondées sur l'approche cinématique du calcul à la rupture).

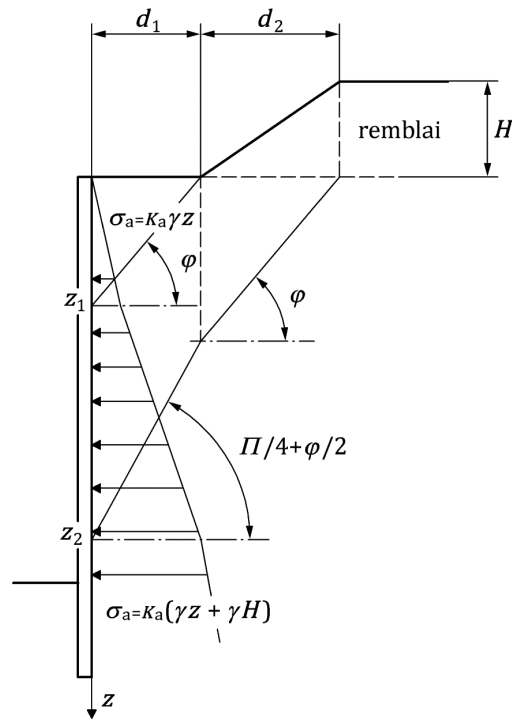


Figure B.2.5.1 Principe de la méthode de Houy pour déterminer la poussée d'un talus sur un écran

Annexe C (informative)

Stabilité interne d'un mur en T

C.1 Préambule

- (1) Cette annexe a pour objet la vérification de la stabilité interne d'un mur en T en béton armé. Elle permet de déterminer dans toutes les sections du mur le torseur d'efforts (N, V, M – effort normal, effort tranchant, moment fléchissant).
- (2) La justification des sections en béton armé doit être réalisée selon les prescriptions de la norme NF EN 1992.

C.2 Principes

- (1) La méthode de calcul proposée permet de déterminer les efforts dans le voile, le patin puis le talon.
- (2) Ces calculs doivent être conduits pour tous les cas de charge : ELU, ELS caractéristique et ELS quasipermanent.
- (3) Les efforts et les contraintes à considérer dans le calcul sont présentés sur la Figure C.1 (NOTES 1 à 3).

NOTE 1

Suivant les cas de charge considérés, la répartition des contraintes sous la base de la semelle du mur n'est pas forcément trapézoïdale. Elle peut être triangulaire ou rectangulaire (si elle est calculée suivant la méthode de Meyerhof). La répartition des contraintes peut aussi être calculée selon des méthodes numériques le cas échéant.

NOTE 2

L'exemple d'illustration présenté est valable pour un sol sans cohésion. Dans le cas où le terrain soutenu présente une cohésion, il convient d'ajouter l'influence de celle-ci dans les différents diagrammes de contraintes considérés.

NOTE 3

Selon les cas, il peut être nécessaire de considérer des contraintes supplémentaires liées à la présence d'eau.

C.2.1 Calcul des efforts dans le voile

- (1) Le voile est soumis à des contraintes dont la répartition est trapézoïdale (segment A'B' sur la Figure C.1). Il est alors possible depuis le haut vers le bas du voile de déterminer en chaque section du voile l'effort tranchant et le moment fléchissant.
- (2) Le champ de contraintes s'appliquant sur le segment A'B' (Figure C.1) présente une inclinaison δ par rapport à la normale. Cette valeur d'inclinaison est à définir selon les conditions de cisaillement entre le volume de sol 1 et le voile (NOTE).

NOTE

En général, la valeur d'inclinaison δ est prise égale à :

- $2/3\phi$ dans le cas d'une interface rugueuse entre le mur et le terrain ;
- 0 dans le cas d'une interface lisse.

C.2.2 Calcul des efforts dans le patin

- (1) Le patin est soumis, à son poids propre, au poids du volume du sol 2, aux contraintes s'exerçant sous la base de la semelle et à l'éventuelle butée des terres (NOTE). Il est alors possible depuis le bord extérieur du patin de déterminer en chaque section du patin l'effort tranchant et le moment fléchissant.

NOTE

On suppose que le volume de sol 2 applique une contrainte homogène sur la face supérieure du patin.

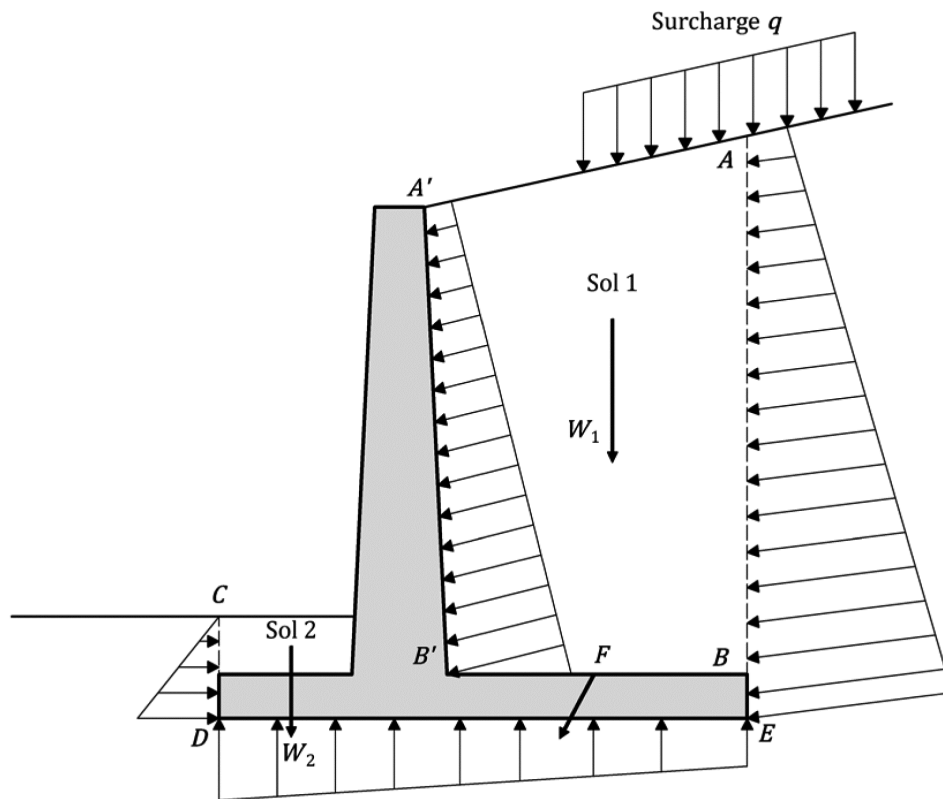
C.2.3 Calcul des efforts dans le talon

(1) Le talon est soumis à son poids propre, au poids de volume de sol 1, à la résultante F des forces s'exerçant sur les trois faces AB, AA' et A'B' du massif ABB'A' et sur le côté du talon BE. (NOTE).

NOTE

Les contraintes s'appliquant sur le volume AA'B'B sont les suivantes :

- les contraintes de poussée s'appliquant sur le segment AE (l'inclinaison des contraintes pouvant être différentes sur le segment AB et BE) ;
- les contraintes appliquées par le voile sur le volume de sol 1 : elles constituent les réactions des contraintes considérées pour le calcul des efforts dans le voile et s'appliquant sur le segment A'B'.



W_1, W_2 sont les poids des volumes de sol 1 et 2

Figure C.1 Contraintes et efforts à considérer pour la stabilité interne d'un mur en T

Annexe D (informative)

Vérification de la stabilité interne des murs cellulaires avec éléments empilés en béton

D.1 Préambule

- (1) Cette annexe a pour objet la vérification à l'ELU de la stabilité interne des murs cellulaires avec éléments empilés.
- (2) Les vérifications présentées dans cette annexe sont à effectuer en complément de celles présentées dans le paragraphe 4.5 (stabilité externe, stabilité globale).
- (3) Afin de vérifier la stabilité interne d'un mur cellulaire réalisé au moyen d'éléments empilés, il est nécessaire de déterminer au préalable :

- la valeur f_g du coefficient de frottement entre deux éléments ;
- le cas échéant, la valeur c_g de la résistance au cisaillement de l'élément de blocage d'un bloc sur l'autre.

Ces paramètres sont déterminés pour les configurations extrêmes proposées par le fabricant (hauteur de mur, pente et/ou écartement horizontal des éléments) (NOTE).

NOTE

Les essais peuvent être effectués selon le protocole décrit dans le référentiel de certification de la marque Qualif-IB « produits d'aménagements » (essais effectués sur un empilement d'éléments) (Figure D.1).

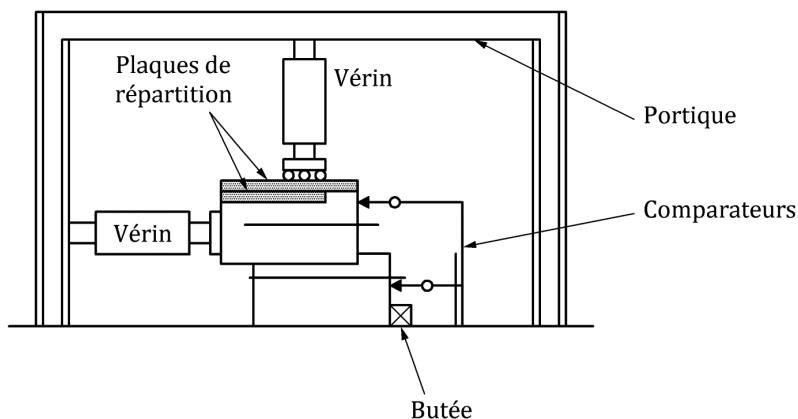


Figure D.1 Exemple de dispositif de mesure des paramètres c_g et f_g

D.2 Principes

(1) La vérification de la stabilité interne des murs cellulaires avec éléments empilés consiste à s'assurer que, sous l'effet des actions appliquées, le mur ne subira pas de dégradation mettant en cause son monolithisme. En considérant chaque élément depuis le haut vers le bas du mur, la stabilité de chaque rang constitutif de l'ouvrage de soutènement est vérifiée selon trois critères (Figure D.2.1) :

- renversement par rapport au point aval du rang considéré ;
- cisaillement-glisement selon un plan constitué par l'interface avec l'élément situé sous le rang considéré ;
- compression de l'élément du rang considéré.

Un rang est considéré comme stable si aucun des trois états limites précédents n'est atteint.

(2) La méthode consiste à étudier l'équilibre de chaque élément pris individuellement et soumis à un système de forces assurant son équilibre statique. La progression des calculs se fait depuis le sommet du mur jusqu'à sa base. Ainsi, la stabilité d'un rang i est vérifiée en considérant les actions agissant au-dessus de la base de ce rang (Figure D.2.2).

(3) Lorsque l'angle de pose des produits est faible (θ de l'ordre de 50° voire 60° selon les caractéristiques dimensionnelles des produits, Figure D.2.3), le bras de levier z_i considéré peut être situé à l'arrière du mur en dehors de l'interface $i \leftrightarrow i + 1$, c'est-à-dire que la distance z_i est supérieure à la distance $l_p - e$. Dans ce cas, les éléments ont tendance à se renverser vers l'amont. On suppose que le remblai exerce alors sur eux des pressions supplémentaires qui leur permettent de rester en équilibre.

(4) Pour tenir compte de cette possibilité de renversement vers l'amont, on peut supposer le mode de fonctionnement suivant :

- le remblai exerce sur le mur des pressions supplémentaires, dont la répartition est uniforme, et qui placent l'élément à l'état limite de renversement vers l'amont ($z_i = l_p - e$) ;
- la résultante des pressions d'équilibre P_e vaut p_i/h_i et s'applique à la moitié de la hauteur h_i .

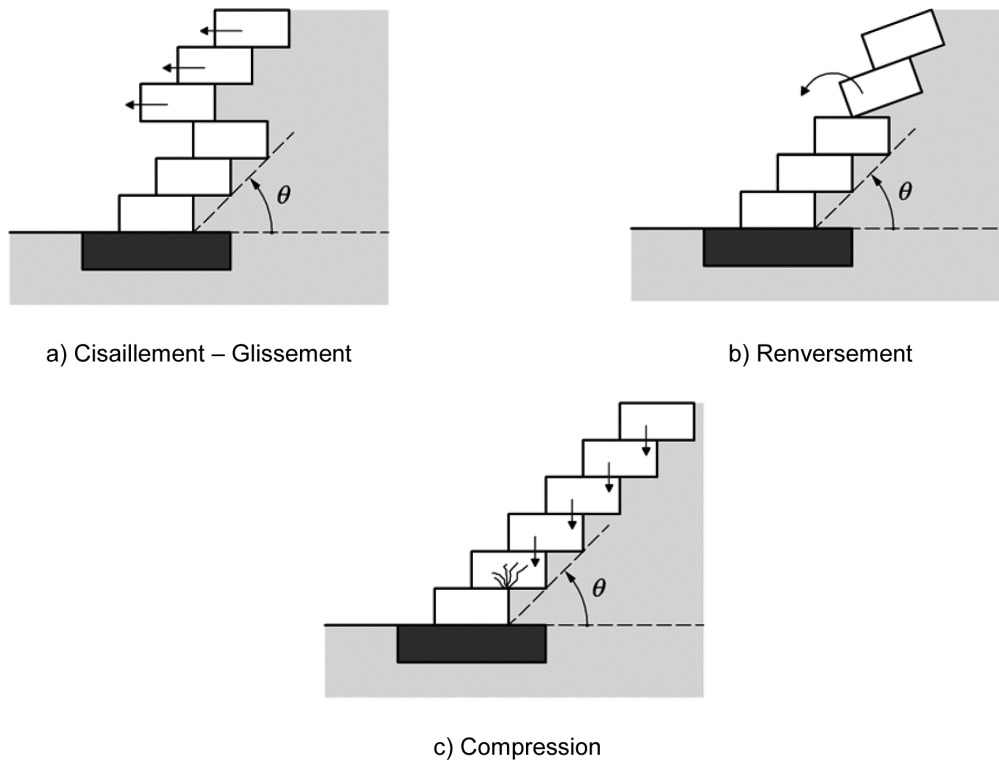
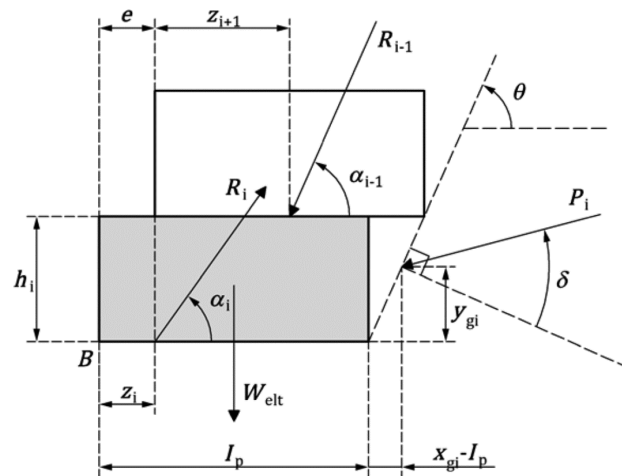


Figure D.2.1 Mécanismes de rupture à envisager pour la vérification de la stabilité interne d'un mur cellulaire



Légende

- e Décalage entre éléments
- h_i Hauteur de l'élément i
- l_p Largeur de l'élément i
- P_i Force de poussée exercée par le matériau retenu sur la hauteur de l'élément i , inclinée d'un angle δ par rapport à la normale du parement fictif
- x_{gi} et y_{gi} Positions du point d'application de la poussée P_i par rapport au point de renversement aval B de l'élément i
- z_i Bras de levier de la réaction R_i par rapport au point de renversement aval B de l'élément i
- R_{i-1} Résultante des actions (poids et poussée s'exerçant sur l'ensemble des $i-1$ éléments situés au-dessus du rang i . Elle est inclinée d'un angle α_{i-1} par rapport à l'horizontale
- R_i Réaction d'appui équilibrant les forces précédentes ; elle agit au niveau de l'interface entre les rangs i et $i+1$ et est inclinée d'un angle α_i par rapport à l'horizontale
- W_{elt} Poids d'un élément (y compris le matériau de remplissage)
- λ Inclinaison de la force de poussée P_i par rapport à la normale à l'écran fictif, généralement prise égale à $2\varphi/3$, φ étant l'angle de frottement interne du matériau soutenu

Figure D.2.2 Bilan des forces sur un élément d'un mur cellulaire

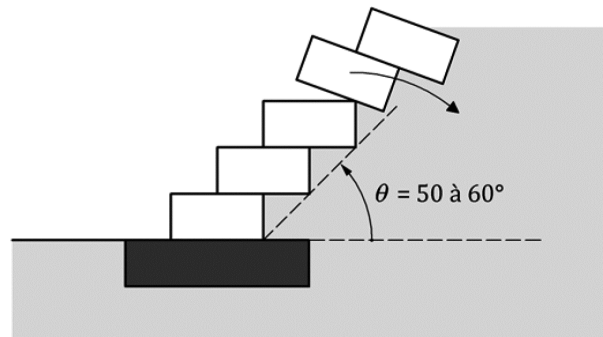


Figure D.2.3 Illustration du risque de renversement vers l'amont

D.3 Vérifications

D.3.1 Cisaillement-Glisement

(1) La rupture par cisaillement ou par glissement entre deux éléments dépend de leur liaison mécanique. Deux principaux types de liaison peuvent être distingués :

- celle où il y a rupture par glissement entre deux parties soit en béton, soit en sol ou l'une en sol et l'autre en béton ;
- celle où il y a rupture par cisaillement d'un élément de blocage.

(2) Dans le cas où le mécanisme de rupture correspond à un glissement d'un bloc sur l'autre, il convient de vérifier l'équation D.3.1.1 :

$$H_d \leq \frac{V_d f_g}{\gamma_{R,h} \gamma_{R,d}} \quad (D.3.1.1)$$

où :

- f_g est le coefficient de frottement entre deux éléments ;
- V_d et H_d sont les valeurs de calcul des efforts verticaux et horizontaux totaux calculés au niveau du rang i ;
- $\gamma_{R,h}$ est le facteur partiel pour la résistance au glissement d'un bloc sur l'autre, sa valeur est égale à 1,1 ;
- $\gamma_{R,d}$ est le coefficient de modèle lié à l'estimation de la résistance ultime au glissement, sa valeur est égale à 0,9.

(3) Dans le cas où le mécanisme de rupture correspond à un cisaillement de l'élément de blocage d'un bloc sur l'autre, il convient de vérifier l'équation D.3.1.2 :

$$H_d \leq \frac{c_g}{\gamma_{R,h} \gamma_{R,d}} \quad (D.3.1.2)$$

où :

- c_g est la valeur de la résistance au cisaillement de l'élément de blocage d'un bloc sur l'autre ;
- H_d est la valeur de calcul de l'effort horizontal total calculé au niveau du rang i ;
- $\gamma_{R,h}$ est le facteur partiel pour la résistance au glissement d'un bloc sur l'autre, sa valeur est égale à 1,1 ;
- $\gamma_{R,d}$ est le coefficient de modèle lié à l'estimation de la résistance ultime au glissement, sa valeur est égale à 0,9.

(4) Dans le cas où le mécanisme de rupture potentiel peut être associé à la fois à un cisaillement de l'élément de blocage et à un glissement d'un bloc sur l'autre, il convient de vérifier l'équation D.3.1.3. Les deux résistances ne se cumulent pas car elles sont atteintes pour des niveaux de déformation différents.

$$H_d \leq \min \left(\frac{V_d f_g}{\gamma_{R,h} \gamma_{R,d}} ; \frac{c_g}{\gamma_{R,h} \gamma_{R,d}} \right) \quad (D.3.1.3)$$

D.3.2 Renversement

(1) Il convient de vérifier l'inégalité suivante (D.3.2) :

$$\gamma_{S;d} M_{dst;k} \leq M_{stb;k} / \gamma_{R;d} \quad (D.3.2)$$

où :

- $M_{stb;k}$ est la valeur caractéristique des moments stabilisateurs ;
- $M_{dst;k}$ est la valeur caractéristique des moments déstabilisateurs ;
- $\gamma_{R;d}$ est la valeur du coefficient partiel relatif aux résistances égale à 1,1 ;
- $\gamma_{S;d}$ est la valeur du coefficient partiel relatif aux actions égale à 1,35.

(2) Les valeurs caractéristiques des moments stabilisateurs $M_{stb;k}$ et déstabilisateurs $M_{dst;k}$ sont déterminées en considérant le point aval du rang considéré comme un centre de rotation.

D.3.3 Compression

(1) Vis-à-vis de la compression, la justification de chaque élément empilé doit être réalisée conformément aux normes de calcul pertinentes et lorsqu'il y a lieu aux normes produits appropriées (NOTE).

NOTE

Par exemple, les éléments en béton armé sont à justifier selon les principes de l'Eurocode 2.

Annexe E (informative)

Vérification de la stabilité interne des murs cellulaires avec éléments empilés en gabions

E.1 Préambule

- (1) Cette annexe a pour objet la vérification de la stabilité interne des murs en gabions.
- (2) Les vérifications présentées dans cette annexe sont à effectuer en complément de celles présentées dans le paragraphe 4.5 (stabilité externe, stabilité globale).
- (3) Afin de vérifier la stabilité interne des murs en gabions, il est nécessaire de déterminer au préalable :
 - la valeur f_g du coefficient de frottement du matériau de remplissage des gabions (NOTE 1) ;
 - la valeur c_g de la résistance au glissement des agrafes. L'effort à l'ouverture d'une agrafe est égal à 2.2 kN (NF P 94-325-2). On limitera la valeur de c_g à 15 kPa ;
 - la valeur f_c du coefficient de frottement fictif des structures gabions, due au frottement des pierres de remplissage (NOTE 2) ;
 - la valeur c_c de la cohésion fictive des structures gabions, due à la présence de l'enveloppe en grillage métallique (NOTE 2).

NOTE 1

La valeur f_g est déterminée par caractérisation du matériau de remplissage le plus souvent par des essais de laboratoire appropriés.

NOTE 2

Les valeurs f_c et c_c sont déterminées par des expérimentations relatives à des configurations extrêmes proposées par le fabricant (hauteur de mur, pente et/ou écartement horizontal des gabions) (Figure E.1).

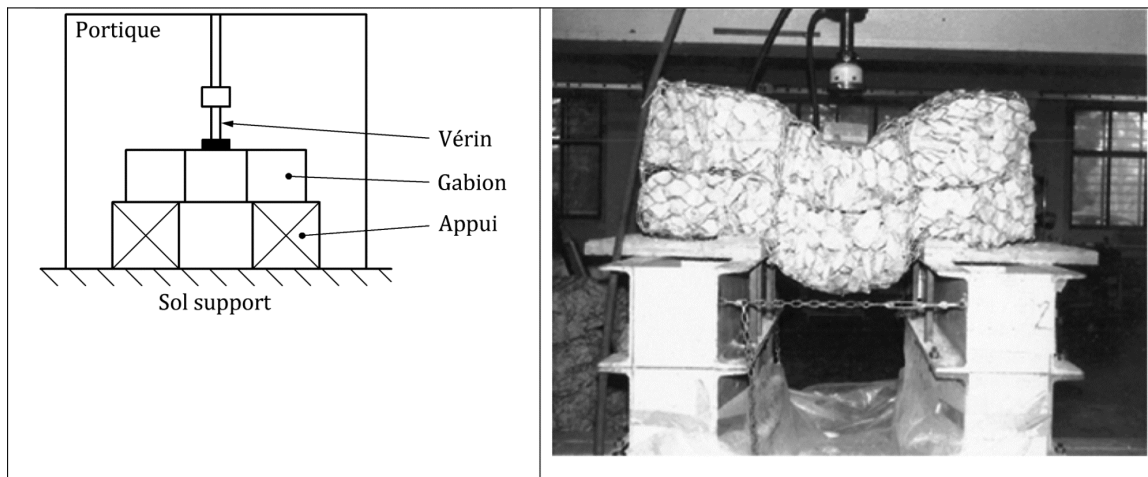


Figure E.1 Exemple de dispositif permettant la mesure des paramètres f_c et c_c

E.2 Principes

- (1) La vérification de la stabilité interne des murs en gabions consiste à s'assurer que, sous l'effet des actions appliquées, le mur ne subira pas de dégradation mettant en cause son monolithisme. En considérant chaque élément depuis le haut vers le bas du mur, la stabilité de chaque rang constitutif de l'ouvrage de soutènement est vérifiée selon quatre critères :
 - renversement par rapport au point aval du rang considéré ;

- glissement selon un plan constitué par l'interface avec l'élément situé sous le rang considéré ;
- cisaillement de l'élément au rang considéré ;
- résistance à la compression de l'élément au rang considéré.

Un rang est considéré comme stable si aucun des quatre états limites précédents n'est atteint.

(2) La méthode consiste à étudier l'équilibre de chaque élément pris individuellement et soumis à un système de forces assurant son équilibre statique. La progression des calculs se fait depuis le sommet du mur jusqu'à sa base en se basant sur les mêmes principes que ceux employés pour la stabilité externe.

E.3 Vérifications

E.3.1 Glissement

(1) La vérification consiste à vérifier que le module gabion au rang considéré est capable de résister à la poussée horizontale du terrain.

(2) il convient de vérifier l'équation suivante :

$$H_d \leq \frac{V_d \cdot f_g}{\gamma_{M;fg}} + \frac{c_g B}{\gamma_{M;cg}} \quad (\text{E.3.1})$$

où :

- V_d et H_d sont les valeurs de calcul des efforts verticaux et horizontaux totaux calculés au niveau du rang i ;
- B est la largeur de contact entre le gabion au rang considéré et le gabion sous jacent ;
- $\gamma_{M;fg}$ est la valeur du coefficient partiel relatif au coefficient de frottement pris égal à 1,1 ;
- $\gamma_{M;cg}$ est la valeur du coefficient partiel relatif à la contribution des agrafes à la résistance au cisaillement pris égal à 1,1.

E.3.2 Renversement

(1) Il convient de vérifier l'inégalité suivante :

$$\gamma_F M_{dst;k} \leq M_{stb;k} / \gamma_{R;d} \quad (\text{E.3.2})$$

où :

- $M_{stb;k}$ est la valeur caractéristique des moments stabilisateurs ;
- $M_{dst;k}$ est la valeur caractéristique des moments déstabilisateurs ;
- $\gamma_{S;d}$ est la valeur du coefficient partiel relatif aux résistances égale à 1,1 ;
- γ_F est la valeur du coefficient partiel relatif aux actions égale à 1,35 ;

(2) Les valeurs caractéristiques des moments stabilisateurs $M_{stb;k}$ et déstabilisateurs $M_{dst;k}$ sont déterminées en considérant le point aval du rang considéré comme un centre de rotation.

NOTE

L'action stabilisatrice des agrafes liant chaque bloc est négligée pour cette vérification.

E.3.3 Cisaillement

(1) La vérification consiste à vérifier que le module gabion au rang considéré est capable de résister aux efforts de cisaillement appliqués sur la structure.

(2) il convient de vérifier l'équation suivante :

$$\tau_d \leq \frac{\sigma_d f_c}{\gamma_{M;fc}} + \frac{c_c}{\gamma_{M;cc}} \quad (\text{E.3.3})$$

où :

- τ_d et σ_d sont les valeurs de calcul des contraintes tangentielles et verticales totales calculées au niveau du rang i ;
- $\gamma_{M;fc}$ est la valeur du coefficient partiel relatif au coefficient de frottement fictif pris égal à 1,1 ;
- $\gamma_{M;cc}$ est la valeur du coefficient partiel relatif à la valeur de la cohésion fictive pris égal à 1,1.

E.3.4 Compression

(1) La vérification consiste à s'assurer que les contraintes de compression induites à chaque rang sont admissibles par les modules de gabions.

$$\gamma_F V_{c;k} \leq R_{c;k} / \gamma_R \quad (\text{E.3.4})$$

où :

- $V_{c;k}$ est la valeur caractéristique de la résultante des efforts verticaux qui est égale au poids total de la colonne d'éléments (matériau de remplissage compris) en tenant compte éventuellement de la composante verticale de la poussée ;
- $R_{c;k}$ est la valeur caractéristique de la résistance à la compression des éléments déterminée à partir d'essais expérimentaux.
- γ_F est la valeur du coefficient de modèle à considérer qui vaut 1,1 ;
- γ_R est la valeur du coefficient partiel relatif aux résistances qui vaut 1,25.

Annexe F (informative)

Reconnaitances géotechniques et valeurs caractéristiques des propriétés des terrains

F.1 Reconnaissance des terrains

(1) L'élaboration des reconnaissances des terrains et l'évaluation des paramètres géotechniques doivent être effectuées conformément aux paragraphes 3.2 et 3.3 de la norme NF EN 1997-1 et à l'Article 2 de la norme NF EN 1997-2, en tenant compte des indications complémentaires non contradictoires de la présente annexe.

(2) Le contenu de la reconnaissance géotechnique doit être établi pour :

- identifier de façon fiable la disposition et la nature des formations concernées par la réalisation du mur ;
- fournir les propriétés géotechniques, mécaniques, hydrauliques et électrochimiques des couches de terrain nécessaires à la conception et à la justification de la stabilité du mur ;
- fixer le niveau des nappes (libres ou souterraines) pour le calcul du mur.

NOTE 1

L'article vise essentiellement la connaissance des couches de terrain à l'origine des actions sur le mur et celles où se développent les résistances géotechniques ainsi que des conditions des nappes extérieures et souterraines, pour permettre l'établissement d'un modèle géotechnique fiable.

NOTE 2

Il est nécessaire de reconnaître les formations sous le niveau de la base du mur, le plus souvent sur une profondeur d'au moins 1,5 fois la largeur de la base du mur (et environ une fois sa hauteur), et bien au delà, dans certaines situations de projet, par exemple lorsqu'une couche de terrain de faible résistance est susceptible d'être recoupée sous la couche de fondation retenue.

NOTE 3

La reconnaissance géotechnique peut aussi avoir comme objectifs, la fourniture d'informations nécessaires au choix de la technique d'exécution et d'identifier les difficultés qui peuvent apparaître pendant les travaux. On suppose ici que le contenu de la reconnaissance a pour objet essentiel le calcul de l'ouvrage.

(3) Il convient de choisir les sondages et les essais à réaliser en place et en laboratoire pour obtenir directement (NOTES 1 et 2) les informations recherchées (disposition des couches, paramètres mécaniques de résistance et de déformation des terrains, perméabilité des terrains, etc.), en tenant compte des indications ci-après :

- l'utilisation combinée d'essais de laboratoire et d'essais de sol en place permet de mieux apprécier la représentativité et la variabilité des résultats obtenus à l'échelle du site ;
- les paramètres de résistance pressiométrique p_1 ou pénétrométrique q_c sont au moins à fournir pour les méthodes de calcul empiriques de portance ;
- les paramètres pressiométriques de résistance et de déformation des sols p_1 et E_M sont au moins à fournir pour un calcul de déplacement du mur ;
- les propriétés mécaniques effectives de résistance et de déformation des sols ϕ' , c' , E , ν et lorsque nécessaire (sols fins) les propriétés en contraintes totales de résistance et de déformation des sols ϕ , c_u , E_u sont au moins à fournir pour l'évaluation de la poussée et de la butée de terres ;
- les valeurs des paramètres de résistance au cisaillement ϕ' et c' des sols fins cohérents, sont normalement à déduire d'essais de cisaillement réalisés en laboratoire à la presse triaxiale (de préférence des essais consolidés drainés (CD) ou à défaut des essais consolidés non drainés avec mesure de pression interstitielle (CU + u)) sur des échantillons intacts (prélèvement de classe 1) ;

- les valeurs des paramètres de résistance au cisaillement ϕ' et c' , des sols fins ou grossiers pulvérulents, sont normalement déduites d'essais de cisaillement réalisés en laboratoire, à la presse triaxiale, ou à la boîte de cisaillement, sur des éprouvettes de sols saturés, si besoin reconstitués à la masse volumique du sol en place ;
- plusieurs essais de cisaillement dans chaque couche de sol sont normalement à réaliser pour obtenir des propriétés de résistance représentatives.

NOTE 1

Il est par exemple préférable de réaliser des sondages carottés complétés par des essais d'identification, pour définir la disposition et la nature des couches de terrains. De même il est préférable de réaliser des essais de cisaillement en laboratoire en nombre suffisant pour avoir accès aux paramètres de résistance au cisaillement des sols plutôt que d'utiliser des corrélations, etc.

NOTE 2

L'Annexe A de la norme NF EN 1997-2 précise les paramètres qu'on peut déduire directement de chaque essai de sol. Les Tableaux F.1.1, et F.1.2 ci-dessous rappellent et complètent ces données. Ils indiquent, respectivement pour les essais sur le terrain en place et en laboratoire, les paramètres directement mesurables, les types de sol concernés et les informations complémentaires susceptibles d'être tirés de l'essai.

a) Paramètres hydrauliques mesurés et pouvant être déduits

Domaine d'emploi	But de l'essai	Paramètres déduits
Essai de pompage		
Sols aquifères grenus Sols aquifères fins ou rocheux traversés par un réseau de discontinuités	Estimer : — le coefficient moyen de perméabilité — le rayon d'action du pompage — le débit de pompage — l'amplitude du rabattement	Perméabilité moyenne du terrain
Essai d'eau LUGEON		
Rocher Sols cohérents de résistance appropriée (NOTE 1)	Évaluer la possibilité de circulation d'eau dans les sols : — déceler des hétérogénéités et des fissurations	Nombre d'unités LUGEON U_L (NOTE 2)
Essai d'eau LEFRANC		
Sols fins ou grenus sous la nappe	Déterminer la perméabilité LEFRANC	Perméabilité LEFRANC k_L (NOTE 3)
NOTE 1 Compatible avec la pression de 1 MPa injectée pendant l'essai.		
NOTE 2 Une unité LUGEON est le débit moyen injecté sous une pression de 1 MPa, exprimé en l/minutes et ramené à 1 m de forage		
NOTE 3 La perméabilité LEFRANC k_L d'un sol s'exprime par $Q / (m \cdot h \cdot B)$, Q : débit, h charge, m : coefficient de forme B, diamètre de la partie crépinée		

Tableau F.1.1 Essais sur le terrain en place

b) Paramètres de résistance et de déformation mesurés et pouvant être déduits

Sol	Paramètres mesurés	Stratigraphie	Paramètres déduits (NOTE 1)
Essai pressiométrique Ménard (NF P 94-110-1)			
Tous types	Pression limite, p_l Pression de fluage, p_f Module pressiométrique Ménard, E_M	(NOTE 2)	Sols fins — c_u (corrélation avec p_l) Sols grossiers : — angle de frottement interne φ' — état de compacité (corrélation avec E_M/p_l)
Essai scissométrique en place (NF P 94-112)			
Sols fins cohérents $s_u < 0,1$ MPa	Cohésion non drainée s_u	-	
Essai de pénétration statique (NF P 94-113) ou essai au piezocone (NF P 94-119)			
$D_{moy} < 20$ mm	Résistance à la pénétration du cône, q_c Frottement latéral unitaire, q_s Pression interstitielle, u^*	(NOTES 2 et 3)	Sols fins : — c_u (corrélation avec q_c) Sols grenus : — angle de frottement interne φ' — état de compacité (corrélation avec q_c)
Essai de pénétration dynamique type A (NF P 94-114)			
$D_{moy} < 60$ mm	Résistance dynamique de pointe, q_d	(NOTE 2)	-
Essai de pénétration dynamique type B (NF P 94-115)			
$D_{moy} < 60$ mm	Nombre de coups de mouton pour faire pénétrer la pointe de 20 cm, N_{d20}	(NOTE 2)	-
Essai de pénétration au carottier (NF P 94-116)			
$D_{moy} < 20$ mm	Nombre de coups de mouton pour faire pénétrer le carottier SPT de 30 cm, N	(NOTE 2)	Sols grenus : — angle de frottement interne φ' — indice de densité I_d (corrélation avec N)
Essai au phicomètre (XP P 94-120)			
	Résistance au cisaillement	-	Sols grenus : — angle de frottement interne φ'
NOTE 1	L'angle de frottement interne φ' ne peut dans ce cas qu'être indicatif.		
NOTE 2	La succession et l'homogénéité des couches de terrains peuvent être déduites d'un sondage.		
NOTE 3	La présence d'anomalies fines (alternance de sable et argile dans une couche par exemple) peut être repérée.		

Tableau F.1.1 Essais sur le terrain en place (suite)

a) Essais d'identification et de classification des terrains

Terrain	Paramètres mesurés	Nature	état	NOTES
Teneur en eau pondérale : Méthode par étuvage (NF P 94-050)				
tous sols	Teneur en eau, w	-	OUI	1
Limites d'Atterberg : Limites de liquidité à la coupelle et de plasticité au rouleau (NF P 94-051) - Limite de liquidité au cône (NF P 94-052)				
$d < 400 \mu\text{m}$	Limite de liquidité, w_L ou w_{LC} et de plasticité, w_P Indice de plasticité, I_P	OUI	-	2
Masse volumique : Méthode de la trousse coupante, du moule et de l'immersion dans l'eau (NF P 94-053)				
sols fins	Masse volumique, ρ	-	OUI	1
Masse volumique des particules solides des sols : Méthode du pycnomètre à eau (NF P 94-054)				
tous sols	Masse volumique des particules solides, ρ_s	OUI	-	1
Teneur pondérale en matières organiques : Méthode chimique (NF P 94-055)				
tous sols	Teneur pondérale en matières organiques, MO	OUI	-	-
Analyse granulométrique par tamisage à sec après lavage (NF P 94-056)				
$d > 80 \mu\text{m}$	Diamètre maximal des grains, d_{max} Distribution granulaire, d	OUI	-	-
Analyse granulométrique par sédimentation (NF P 94-057)				
$d < 80 \mu\text{m}$	Distribution granulaire, d	OUI	-	-
Essai Von Post : État de décomposition (humification) des sols organiques (P 94-058)				
sols MO > 10 %	Classification	OUI	-	-
Masses volumiques minimale et maximale des sols non cohérents (NF P 94-059)				
$d < 50 \text{ mm}$	Masse volumique maximale ρ_{dmax} et minimale ρ_{dmin} Indice de densité, I_D	OUI	OUI	-
Teneur en carbonate : Méthode du calcimètre (NF P 94-048)				
tous sols, roche	Teneur en carbonate, % C_{CaCO_3}	OUI	-	1
Masse volumique sèche d'un élément de roche : méthode par pesée hydrostatique (NF P 94-064)				
roche	Masse volumique, ρ	-	OUI	-
Valeur de bleu de méthylène d'un sol par l'essai à la tache (NF P 94-068)				
tous sols, roche	Valeur de bleu, V_{BS}	OUI	-	-
Essais Proctor normal et modifié (NF P 94-093)				
$d < 20 \text{ mm}$	$\rho_{\text{d OPM}}$	-	OUI	3
NOTE 1	D'autres méthodes d'essais sont possibles, la méthode citée est celle qui est recommandée.			
NOTE 2	L'essai au cône est le plus souvent utilisé pour déterminer la limite de liquidité.			
NOTE 3	L'essai Proctor modifié ($2\,700 \text{ kNm/m}^3$) est préférable à l'essai Proctor normal (600 kNm/m^3).			

Tableau F.1.2 Essais en laboratoire

b) Essais de caractérisation mécanique des sols

Sol	Paramètres mesurés	Nature	état	Propriétés
Essai de cisaillement direct rectiligne à la boîte (NF P 94-071-1)				
$d < 8$ mm	Angle de frottement interne φ'_p et cohésion de pic c'_p Angle de frottement interne φ'_R et cohésion résiduelle c'_R	-	OUI	
Essai de cisaillement alterné à la boîte (NF P 94-071-2)				
$d < 1$ mm	Angle de frottement interne φ'_p et cohésion de pic c'_p Angle de frottement interne φ'_R et cohésion résiduelle c'_R	-	OUI	
Essais de cisaillement UU, CU + u et CD à l'appareil triaxial de révolution (NF P 94-070 et NF P 94-074)				
tous sols	Cohésion non drainée, c_u Angle de frottement interne, φ' et cohésion effective c'	-	OUI	c_{uu}, λ (NOTE 1)
Essai de gonflement à l'œdomètre (XP P 94-091)				
sols fins	Pression de gonflement, σ_g Résistance de gonflement, R_g	-	OUI	
Essai de compressibilité à l'œdomètre avec chargement par paliers (XP P 94-090-1)				
sols fins	Pression de consolidation, σ'_p Coefficient de compressibilité, C_c	-	OUI	C_v (NOTE 2)
NOTE 1 c_{uu} et λ sont les paramètres permettant de calculer l'amélioration de la cohésion avec la contrainte.				
NOTE 2 C_v est le coefficient de consolidation du sol.				

Tableau F.1.2 Essais en laboratoire (suite)

F.2 Terrains en place

(1) Les propriétés géotechniques des terrains et la valeur caractéristique des paramètres géotechniques doivent être déterminées conformément aux paragraphes 2.4.3 et 2.4.5.2 de la norme NF EN 1997 (NOTE), en tenant compte des indications des paragraphes F.2.1 et F.2.2 ci-dessous.

NOTE

Il importe en particulier que ce choix s'appuie sur les valeurs mesurées et les valeurs dérivées des essais en place et en laboratoire, complétées par les enseignements de l'expérience et que la valeur caractéristique retenue pour un paramètre géotechnique soit une estimation prudente de la valeur qui influence l'état limite considéré (paragraphe F.2.2).

(2) Pour déterminer les paramètres géotechniques des sols et des roches, il convient de tenir compte des normes nationales d'essais indiquées dans les Tableaux F.1.1 (essais sur les terrains en place) et F.1.2 (essais de sol en laboratoire), en attendant que les normes européennes d'essais de sols soient disponibles.

(3) Les corrélations utilisées pour obtenir les valeurs des propriétés géotechniques doivent être appropriées aux conditions de terrains et au matériel d'essais utilisé et documentées (NOTE). Le cas échéant, il convient d'indiquer les données bibliographiques qui les justifient.

NOTE

Les corrélations figurant dans la norme NF EN 1997-2 sont des exemples de corrélations documentées.

F.2.1 Propriétés géotechniques des terrains

F.2.1.1 Poids volumiques

(1) Les valeurs des poids volumiques des terrains en place nécessaires au calcul des actions doivent être déduites des mesures de teneur en eau et de masse volumique réalisées en laboratoire ou en place (Tableau F.1.2 a)). En l'absence de telles mesures, il est loisible de leur attribuer des valeurs forfaitaires basées sur des données bibliographiques représentatives, à condition qu'il en résulte à l'évidence une sécurité accrue pour l'ouvrage.

F.2.1.2 Résistance au cisaillement

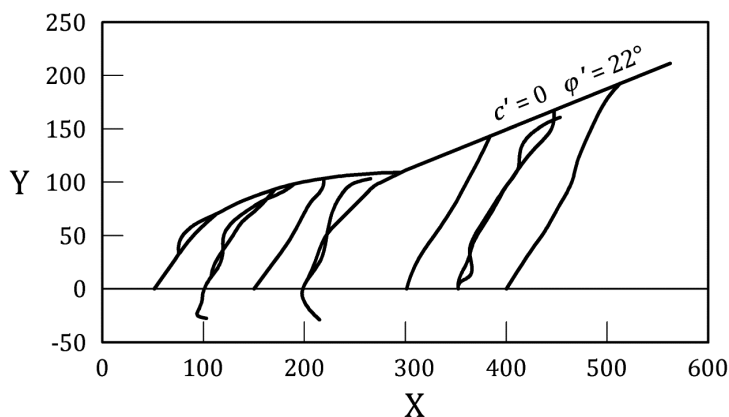
- (1) Il convient (Article F.1 (3)) de déterminer les valeurs des paramètres de résistance au cisaillement (angle de frottement interne, cohésion) des terrains à partir d'essais de cisaillement réalisés en laboratoire sur des échantillons de classe de prélèvement 1.
- (2) Les paramètres de cisaillement drainé d'un sol sont à déterminer en distinguant, le cas échéant (sol surconsolidé), le domaine surconsolidé et le domaine normalement consolidé (Figure F.2.1.2), en tenant compte si besoin de la contrainte de consolidation obtenue lors des essais de chargement à l'oedomètre pour délimiter ces domaines.

NOTE 1

Dans le domaine surconsolidé, l'enveloppe de rupture n'est pas linéaire. Il est habituellement admis de considérer la partie supérieure de la surface de charge comme linéaire.

NOTE 2

Dans le domaine normalement consolidé, l'enveloppe de rupture est linéaire et la cohésion effective est normalement nulle. Il est néanmoins habituel, de considérer la cohésion « mesurée » en la bornant à 5 kPa ou 10 kPa.



Légende

$$X : s = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \text{ [kPa]} - Y : t = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \text{ [kPa]}$$

Figure F.2.1.2 Exemple d'enveloppe de rupture sur une argile surconsolidée saturée obtenue à la presse triaxiale lors d'essais de cisaillement consolidés drainés

- (3) Lorsque des essais en laboratoire ne sont pas possibles (par exemple lorsque la nature des terrains ne permet pas le prélèvement d'échantillons représentatifs), il est admis de déduire les valeurs des propriétés de résistance au cisaillement des terrains de corrélations reconnues (NOTES 1 à 3), les reliant à des propriétés de résistance ou à des propriétés de nature et d'état du terrain mesurées en place ou en laboratoire, et/ou tirées de données bibliographiques représentatives.

NOTE 1

Des exemples de corrélations sont par exemple données dans les Annexes D et F de la norme NF EN 1997-2. Pour estimer l'angle de frottement ϕ' des sols non cohérents, respectivement à partir d'essais sur le sol en place au pénétromètre statique (CPS) et d'essais de pénétration au carottier (SPT).

NOTE 2

Des procédures sont également disponibles pour estimer l'angle de frottement ϕ' des sols non cohérents, à partir des résultats d'essais au pressiomètre Ménard.

NOTE 3

D'une façon générale, la plus grande prudence est conseillée quand au choix de la valeur ϕ' adoptée dans les calculs. En tout état de cause, il est fortement conseillé de réserver ces procédures au prédimensionnement des ouvrages.

F.2.2 Valeurs caractéristiques des paramètres géotechniques

(1) En règle générale, il convient de déterminer, conformément aux indications du Tableau F.2.2 :

- dans un premier temps les valeurs basses et les valeurs moyennes des paramètres géotechniques en ne tenant compte que de la stratigraphie des couches de terrains et de la variabilité des paramètres dans une même couche (NOTE) ;
- puis dans un second temps, la valeur caractéristique du paramètre à l'intérieur de la fourchette ainsi déterminée en tenant compte de l'ouvrage et du volume de terrain concerné par l'état limite considéré.

NOTE 1

Il convient que la valeur basse soit déterminée de façon à ce que la probabilité calculée d'une valeur plus défavorable qui gouverne l'occurrence de l'état limite étudié ne dépasse pas 5 %, et que la valeur moyenne soit déterminée de façon à ce que la probabilité calculée d'une valeur plus défavorable qui gouverne l'occurrence de l'état limite étudié ne dépasse pas 25 %.

(2) En pratique, pour le calcul des murs, il convient de retenir les valeurs moyennes déterminées comme indiqués ci-dessus en F.2.2 (1) ou à défaut, des profils de résistance ou de modules de déformation du terrain déterminés de manière plus empiriques, à condition qu'il en résulte à l'évidence une sécurité accrue pour l'ouvrage (NOTE).

NOTE 1

Par exemple, l'enveloppe basse du fuseau des profils des paramètres mécaniques mesurés avec moins d'une mesure sur 20 en deçà du profil retenu.

Étape	Propriétés des terrains	Base de calculs
1	Valeurs mesurées et/ou valeurs dérivées	Reconnaissance géotechnique et/ou corrélations et/ou expérience
2	Valeur moyenne, X_m Valeur basse, X_b	Géotechnique + Hydrogéologie
3	Valeur caractéristique, $X_b < X_k < X_m$	Géotechnique + Hydrogéologie + Etat limite + Méthode de calcul
4	Valeur de calcul, $X_d = X_k / \gamma_M$	

Tableau F.2.2 Principe de détermination des valeurs caractéristiques et de calcul des propriétés des terrains

F.3 Matériaux rapportés

(1) Pour la justification de murs de soutènement lors des études de projet, il est loisible, sauf pour les cas visés par les Articles F.3 (2) et F.3 (3), de prendre en compte un poids volumique égal à 20 kN/m³ pour les sols rapportés hors nappe et égal à 22 kN/m³ pour les sols rapportés saturés (NOTE).

NOTE

Les sols rapportés sont considérés comme saturés lorsqu'ils se trouvent sous la nappe.

(2) Dans le cas où le poids volumique des matériaux rapportés est susceptible d'être favorable vis-à-vis d'une combinaison d'actions donnée, on admet, pour cette combinaison, que les poids volumiques des sols rapportés hors nappe et des sols rapportés saturés sont respectivement de 18 kN/m^3 et de 20 kN/m^3 , ces valeurs étant toutefois à justifier par des contrôles d'exécution (NOTE).

NOTE 1

Si les valeurs réelles mesurées sont plus défavorables que celles adoptées pour le projet, il convient d'examiner les conséquences sur la stabilité de l'ouvrage.

(3) Lorsqu'il est fait usage d'un matériau rapporté d'origine particulière, il convient que son poids volumique, une fois mis en oeuvre et compacté, soit préalablement fixé.

(4) Pour les études de projet, il est admis lorsque la provenance du matériau n'est pas prescrite de prendre en compte un angle de frottement interne égal à 36° pour un sol drainant granulaire (NOTES 1 et 2).

NOTE 1

Pour un matériau de classe 1 ou 2 selon la norme NF EN 14475.

NOTE 2

Quand la nature du matériau de remblai peut être considérée comme connue, ou probable (matériau typique de la région ou se situe l'ouvrage) les valeurs de ces paramètres peuvent être basées sur des données existantes documentées.

Annexe G (informative)

Aide-mémoire pour la surveillance des travaux et le suivi du comportement des murs

G.1 Généralités

(1) On liste dans cette annexe :

- les points les plus importants qu'il convient de prendre en compte au cours de la surveillance de l'exécution des travaux (Article G.2) et du suivi du comportement du mur terminé (Article G.3). L'importance des points variera selon le projet. La liste n'est pas exhaustive (NOTE).
- les points à considérer lorsqu'une méthode observationnelle est adoptée pour la justification de la stabilité d'un mur (Article G.4).

NOTE 1

D'une manière générale, il convient que les travaux soient réalisés conformément aux plans établis préalablement. Si pendant les travaux, il est constaté que les caractères physiques, mécaniques, chimiques ou électrochimiques du terrain ou de la nappe ne correspondent pas aux prévisions, il convient de vérifier les informations et d'effectuer si besoin les modifications appropriées.

G.2 Surveillance de l'exécution

G.2.1 Points généraux à contrôler

(1) Les points généraux à contrôler sont les suivants :

- vérification des conditions de terrain ainsi que de la localisation et de la disposition d'ensemble du mur ;
- vérification de la qualité du terrain d'assise avec, le cas échéant, la mise en place d'un béton de propreté ou d'un matériau drainant correctement compacté ;
- effet du compactage des remblais contigus sur le mur en se référant aux normes appropriées pour certains ouvrages (norme NF P 94-325-1 et 2 pour les murs en gabions double torsion) ;
- écoulement de l'eau souterraine et régime des pressions interstitielles ; effets sur les nappes des opérations de pompage ; efficacité des mesures prises pour contrôler le débit d'infiltration ; processus d'érosion interne et phénomène de renard ; composition chimique de l'eau souterraine ; potentiel de corrosion ;
- mouvements du mur et des terrains soutenus ; systèmes de support temporaire, effets sur les bâtiments et équipements avoisinants ;
- sécurité des personnes en tenant compte des états limites géotechniques.

G.2.2 Écoulement de l'eau et pressions interstitielles

(1) Les points à considérer sont les suivants :

- aptitude du système à assurer le contrôle des pressions interstitielles dans tous les aquifères lorsque des surpressions pourraient affecter la stabilité du mur, y compris les pressions artésiennes dans les nappes aquifères situées sous les excavations ; évacuation de l'eau extraite des systèmes de rabattement de nappe ; abaissement du niveau de la nappe dans toute l'excavation afin d'éviter les conditions de bouillonnement, d'érosion interne et de remaniement des terrains par les équipements de construction ; déviation et enlèvement des eaux de pluie et autres eaux superficielles ;
- fonctionnement effectif et efficace du système de rabattement de la nappe tout au long de l'exécution des travaux en tenant compte du colmatage des crépines des puits, de l'envasement des puits ou puisards, de l'abrasion dans les pompes, de l'obstruction des pompes ;
- contrôle des rabattements de nappe afin d'empêcher des perturbations dans les ouvrages voisins ou les zones voisines ; observation des niveaux piézométriques ; efficacité, fonctionnement et entretien des systèmes de recharge d'eau, si nécessaire ;

- tassement des ouvrages ou terrains avoisinants ;
- efficacité des systèmes de drainage par forages subhorizontaux.

G.3 Suivi du comportement

(1) Les points généraux à considérer sont les suivants :

- tassements du sol de fondation, en particulier dans le cas d'un terrain de médiocre qualité ;
- déplacement latéral et distorsions du mur, notamment en liaison avec à la mise en oeuvre des remblais, de dépôts de matériaux et autres charges superficielles et des pressions d'eau ;
- niveaux piézométriques sous l'ouvrage ou dans les zones voisines, en particulier lorsqu'un drainage profond ou des systèmes permanents de rabattement de nappe sont installés ;
- mesure de l'écoulement sortant des drains.

G.4 Mise en oeuvre de la méthode observationnelle

(1) Lorsque l'approche connue sous le nom de « méthode observationnelle », dans laquelle la conception est revue pendant la construction, est retenue, les dispositions du paragraphe 2.7 de la norme EN 1997-1 s'appliquent (NOTE 1).

NOTE 1

La liste qui suit rappelle les points à prendre en compte avant le début de la construction.

- les limites du comportement acceptable du mur doivent être établies ;
- le domaine des comportements possibles doit être analysé et on doit montrer qu'il existe une probabilité acceptable que le comportement réel soit compris dans le domaine des comportements acceptables ;
- un plan d'instrumentation doit être établi, pour vérifier si le comportement réel est compris entre les limites acceptables. Le suivi doit pouvoir le montrer clairement et aussitôt que possible et avec une fréquence de mesures qui permette de mettre en oeuvre efficacement les mesures destinées à rectifier le projet ;
- le temps de réponse des instruments de mesure et les procédures d'analyse des résultats doivent être suffisamment rapides par rapport à l'évolution possible du système ;
- un plan d'actions de sauvegarde doit être établi, pour être mis en oeuvre si le suivi révèle un comportement sortant des limites acceptables.

NOTE 2

La liste qui suit rappelle les points à prendre en compte pendant la construction :

- le suivi doit être exécuté tel que planifié ;
- les résultats des observations doivent être analysés à des étapes appropriées du projet et on doit mettre en oeuvre le plan d'actions de sauvegarde si l'on sort des limites du comportement autorisé ;
- l'équipement de mesure doit être soit remplacé soit étendu en cas d'incidents, afin de fournir des données fiables de type approprié et en quantité suffisante.

Annexe H (informative)

Catégorie géotechnique et durée d'utilisation du projet

H.1 Généralités

(1) Les exigences minimales relatives à l'ampleur et au contenu des reconnaissances géotechniques, des calculs et des contrôles d'exécution doivent être établies conformément à la norme NF EN 1997-1, complétée par les dispositions de son annexe nationale.

NOTE

Afin d'établir les exigences de calcul, il convient de déterminer la catégorie géotechnique du projet en fonction des conditions de site et des conséquences de la ruine ou de l'endommagement de l'ouvrage à construire, et de fixer sa durée d'utilisation.

(2) Il faut identifier la complexité d'un mur avant d'en entreprendre la conception et la justification (NOTES 1 et 2).

NOTE 1

On donne dans cette annexe des indications pour évaluer la classe de conséquence d'un mur, établir sa catégorie géotechnique et pour choisir sa durée d'utilisation.

NOTE 2

La complexité d'un projet est à fixer par le maître d'ouvrage ou son représentant avant le début des études. Elle est à préciser, le cas échéant, au fur et à mesure de leur avancement.

H.2 Classes de conséquence

(1) Il convient que la classe de conséquence de la ruine ou de l'endommagement de l'ouvrage à construire vis-à-vis des personnes, des ouvrages et des constructions avoisinantes et vis-à-vis de la protection de l'environnement soit établie en distinguant, conformément aux indications de la norme NF EN 1990 :

- les conséquences faibles (CC1), ayant des effets faibles ou négligeables sur les personnes, et/ou sur l'ouvrage à construire ou les constructions avoisinantes en termes sociaux, économiques ou d'environnement ;
- les conséquences moyennes (CC2), ayant des effets modérés sur les personnes, et/ou des effets importants sur l'ouvrage à construire ou les constructions avoisinantes, en termes sociaux, économiques ou d'environnement ;
- les conséquences élevées (CC3), ayant des effets importants sur les vies humaines et/ou des conséquences très importantes sur l'ouvrage à construire ou les constructions avoisinantes en termes sociaux, économiques ou d'environnement.

H.3 Catégorie géotechnique

(1) Conformément à l'annexe nationale de la norme EN 1997-1, il convient que la catégorie géotechnique de projet soit définie en tenant compte des indications du Tableau H.1.

(2) Les conditions de site (simples ou complexes) doivent être établies en se fondant sur la connaissance de la topographie du site, de la nature et des propriétés des terrains, du régime hydraulique du site du projet.

(3) Les classes de conséquences (CC1, CC2 ou CC3) doivent être établies en tenant compte des indications de l'Article G.2.

CLASSE DE CONSÉQUENCE	CONDITIONS DE SITE	CATÉGORIE GÉOTECHNIQUE ^a	BASES DES JUSTIFICATIONS
CC1	Simple et connues	1	Expérience et reconnaissance géotechnique qualitative admises
	Complexes	2	Reconnaissance géotechnique et calculs nécessaires
CC2	Simple	2	
	Complexes	3	Reconnaissance géotechnique et calculs approfondis
CC3	Simple ou complexes	3	

^a Il n'y a pas de règle établie pour le choix de la catégorie géotechnique. En pratique toutefois, on considère qu'un ouvrage fondé sur pieu relève au moins de la catégorie 2, et on classe en catégorie géotechnique 3 les ouvrages établis dans un site instable, ou dans des conditions de risques sismiques importants, ou dans des sols évolutifs ou sensibles, les ouvrages nucléaires, de stockage GNL, etc.

Tableau H.1 Catégories géotechniques en fonction des classes de conséquence et des conditions de site et bases des justifications

H.4 Durée d'utilisation de projet

(1) La justification d'un mur et les caractéristiques des produits et des matériaux à mettre en oeuvre peuvent être liées à la durée d'utilisation du projet. Il convient donc de la fixer avant d'entreprendre la conception et la justification de l'ouvrage (NOTES 1 à 3).

NOTE 1

Lorsque la durée d'utilisation du projet n'est pas fixée par voie réglementaire, compte tenu de la diversité de destination des murs (mur supportant une voie, culée de pont, mur de quai, mur de bâtiment, de parking enterré, etc.), son choix relève normalement du maître d'ouvrage.

NOTE 2

Des durées indicatives d'utilisation de projet habituellement appliquées aux ouvrages de bâtiment et de génie civil, sont données dans le Tableau AN.1 de l'annexe nationale à la norme NF EN 1997-1.

NOTE 3

Lorsque le mur est retenu par un ancrage (Figure 1.3 b)), pour la protection contre la corrosion de ces derniers, selon le type, on peut être amené à distinguer d'autres durées d'utilisation que celles données dans le Tableau AN.1 de l'annexe nationale à la norme NF EN 1997-1.

Bibliographie

- [1] NF P 11-221, *Travaux de bâtiment — Travaux de cuvelage (DTU 14.1)*.
- [2] NF P 94-048, *Sols : reconnaissance et essais — Détermination de la teneur en carbonate — Méthode du calcimètre*
- [3] NF P 94-050, *Sols : reconnaissance et essais — Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux — Méthode par étuvage*
- [4] NF P 94-051, *Sols : reconnaissance et essais — Détermination des limites d'Atterberg — Limite de liquidité à la coupelle — Limite de plasticité au rouleau*
- [5] NF P 94-052-1, *Sols : reconnaissance et essais — Détermination des limites d'Atterberg — Partie 1 : limite de liquidité — Méthode du cône de pénétration*
- [6] NF P 94-053, *Sols : reconnaissance et essais — Détermination de la masse volumique des sols fins en laboratoire — Méthodes de la trousse coupante, du moule et de l'immersion dans l'eau*
- [7] NF P 94-054, *Sols : reconnaissance et essais — Détermination de la masse volumique des particules solides des sols — Méthode du pycnomètre à eau*
- [8] NF P 94-055, *Sols : reconnaissance et essais — Détermination de la teneur pondérale en matières organiques d'un sol — Méthode chimique*
- [9] NF P 94-056, *Sols : reconnaissance et essais — Analyse granulométrique — Méthode par tamisage à sec après lavage*
- [10] NF P 94-057, *Sols : reconnaissance et essais — Analyse granulométrique des sols — Méthode par sédimentation*
- [11] P 94-058, *Sols : reconnaissance et essais — Détermination de l'état de décomposition (humidification) des sols organiques — Essai Von Post*
- [12] NF P 94-059, *Sols : reconnaissance et essais — Détermination des masses volumiques minimale et maximale des sols non cohérents*
- [13] NF P 94-064, *Sols : reconnaissance et essais — Masse volumique sèche d'un élément de roche — Méthode par pesée hydrostatique*
- [14] NF P 94-068, *Sols : reconnaissance et essais — Mesure de la capacité d'adsorption de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux — Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux par l'essai à la tache*
- [15] NF P 94-070, *Sols : reconnaissance et essais — Essais à l'appareil triaxial de révolution — Généralités - Définitions*
- [16] NF P 94-071-1, *Sols : reconnaissance et essais — Essai de cisaillement rectiligne à la boîte — Partie 1 : Cisaillement direct*
- [17] NF P 94-071-2, *Sols : reconnaissance et essais — Essai de cisaillement rectiligne à la boîte — Partie 2 : Cisaillement alterné*
- [18] NF P 94-074, *Sols : reconnaissance et essais — Essais à l'appareil triaxial de révolution — Appareillage – Préparation des éprouvettes – Essai (UU) non consolidé non drainé – Essai (Cu+U) consolidé non drainé avec mesure de pression interstitielle – Essai (CD) consolidé drainé*
- [19] XP P 94-090-1, *Sols : reconnaissance et essais — Essai oedométrique — Partie 1 : essai de compressibilité sur matériaux fins quasi saturés avec chargement par paliers*
- [20] XP P 94-091, *Sols : reconnaissance et essais — Essai de gonflement à l'oedomètre — Détermination des déformations par chargement de plusieurs éprouvettes*
- [21] NF P 94-093, *Sols : reconnaissance et essais — Détermination des références de compactage d'un matériau — Essai Proctor normal – Essai Proctor modifié*
- [22] NF P 94-110-1, *Sols : reconnaissance et essais — Essai pressiométrique Ménard — Partie 1 : essai sans cycle*
- [23] NF P 94-112, *Sols : reconnaissance et essais — Essai scissométrique en place*
- [24] NF P 94-113, *Sols : reconnaissance et essais — Essai de pénétration statique*
- [25] NF P 94-114, *Géotechnique — Sols : reconnaissance et essais — Essai de pénétration dynamique type A*
- [26] NF P 94-115, *Géotechnique — Sols : reconnaissance et essais — Sondage au pénétromètre dynamique type B*
- [27] NF P 94-116, *Sols : reconnaissance et essais — Essai de pénétration au carottier*
- [28] NF P 94-119, *Sols : reconnaissance et essais — Essai au piézocone*
- [29] XP P 94-120, *Sols : reconnaissance et essais — Essai de cisaillement au phicomètre*
- [30] NF P 94-270, *Calcul géotechnique — Ouvrages de soutènement — Remblais renforcés et massif en sol cloué*
- [31] NF P 94-325-1, *Exécution des travaux géotechniques spéciaux — Ouvrages en gabions en grillage métallique à maille hexagonale double torsion — Partie 1 : Ouvrages hors site aquatique*

- [32] NF P 94-325-2, *Exécution des travaux géotechniques spéciaux — Ouvrages en gabions en grillage métallique à maille hexagonale double torsion — Partie 2 : Ouvrages en site aquatique*
- [33] NF EN 14475, *Exécution des travaux géotechniques spéciaux — Remblais renforcés* (indice de classement : P 94-326)
- [34] NF EN ISO 22476-1, *Reconnaissance et essais géotechniques — Essais en place — Partie 1 : essais de pénétration au cône électrique et au piézocône* (indice de classement : P 94-521-1)
- [35] NF EN ISO 22476-5, *Reconnaissance et essais géotechniques — Essais en place — Partie 5 : Essai au dilatomètre flexible* (indice de classement : P 94-521-5)
- [36] CEN ISO/TS 22476-11, *Reconnaissance et essais géotechniques — Essais en place — Partie 11 : Essai au dilatomètre*