

Calcul géotechnique

Ouvrages de soutènement

Écrans

E : Geotechnical design — Retaining structures — Embedded walls

D : Entwurf Berechnung und Bemessung in der Geotechnik —
Stützwandkonstruktion — Spundwandkonstruktion

Norme française homologuée

par décision du Directeur Général d'AFNOR le 18 février 2009 pour prendre effet le 18 mars 2009.

Correspondance

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

Analyse

Le présent document constitue la norme d'application de l'Eurocode 7 pour ce qui concerne les écrans de soutènement. Il définit la terminologie et les notations employées. Il décrit le comportement des écrans de soutènement et fournit les règles de justification par le calcul des écrans aux états-limites ultimes et aux états-limites de service.

Descripteurs

Thésaurus International Technique : géotechnique, ouvrage, sol, écran, ancrage, appui, paroi, acier, béton, palplanche, calcul, limite, contrainte admissible, déplacement, rupture, excavation, stabilité.

Modifications

Corrections



Membres de la commission de normalisation

Président : M VEZOLE

Secrétariat : M CANEPA — DREIF — LREP

M	BAGUELIN	FONDASOL
M	BERTHELOT	VERITAS
M	BUET	EDF-SQR-TEGG
M	CARPINTEIRO	COPREC / SOCOTEC
M	DAUBILLY	FNTP
M	DELAHOUSSE	ARCELORMITTAL
M	DELHOMEL	SNCF
M	DELMAS	CN GEOSYNTHETIQUE / CNAM
M	FALLOUEY	VALLOUREC MANNESMAN
M	FRANK	LCPC ENPC CERMES
M	GRATIER	THYSSENKRUPP
M	GRAU	SPIE FONDATIONS
M	GUERPILLON	SCETAURROUTE
M	HAIUN	SETRA
M	KOVARIK	DTMRF
M	LEGENDRE	CNETG / SOLETANCHE BACHY
M	LEMOINE	FFB-UMGO
M	MAGNAN	LCPC
M	MICHALSKI	CNREG / ANTEA
M	PIET	CETMEF
M	PINÇON	FFB
MME	PINEAU	AFNOR
M	PLUMELLE	CONSULTANT
M	RAYNAUD	AEROPORTS DE PARIS
M	SCHMITT	SOLETANCHE BACHY
M	SEGRESTIN	TERRE ARMEE / CONSULTANT
M	SIMON	USG / TERRASOL
M	THONIER	EGF-BTP
M	VEZOLE	EIFFAGE CONSTRUCTION
M	VOLCKE	SOFFONS / FRANKI FONDATION

Participants en tant qu'experts

Liste des personnes associées à l'élaboration de ce document

Rédacteurs

M	BIGOT	DREIF-LREP
M	CANEPA	DREIF-LREP
M	SCHMITT	SOLETANCHE BACHY
M	VEZOLE	EIFFAGE / CNJOG

Experts représentant les acteurs de la profession

M	CARPINTEIRO	SOCOTEC / COPREC
M	FRANK	ENPC CERMES / TC 250
M	HAIUN	SETRA
M	LEGENDRE	SOLETANCHE BACHY / CNETG
M	MAGNAN	LCPC / CCNG
M	MICHALSKI	ANTEA / CNREG
M	SIMON	TERRASOL / USG
M	VOLCKE	FRANKI FONDATION / SOFFONS

Autres experts consultés

M	BAGUELIN	FONDASOL
M	BERTHELOT	VERITAS
M	DELAHOUSSE	ARCELORMITTAL
M	GIGAN	DREIF-LREP
M	GLANDY	SOLETANCHE BACHY
M	GRATIER	THYSSENKRUPP
M	MACHADO	ARCELORMITTAL
M	MADEC	BOTTE
M	SOULAT	CETMEF
M	PLUMELLE	CONSULTANT

Page intentionnellement blanche

Sommaire

Page

Avant-propos.....	7
1 Domaine d'application.....	8
2 Références normatives	13
3 Termes, définitions, symboles et convention de signes	15
3.1 Termes et définitions.....	15
3.2 Symboles et indices.....	17
3.3 Conventions de signe.....	21
4 Comportement et modes de rupture des écrans.....	21
4.1 Préambule.....	21
4.2 Mécanismes de ruine.....	21
4.3 Les déplacements.....	29
5 Actions et données géométriques	30
5.1 Actions	30
5.2 Données géométriques	38
6 Propriétés des terrains et des matériaux	40
6.1 Généralités.....	40
6.2 Terrains en place.....	41
6.3 Matériaux rapportés.....	41
6.4 Matériaux constitutifs des écrans	42
7 Situations de calcul, sollicitations et combinaisons d'actions.....	46
7.1 Situations de calcul	46
7.2 Combinaison d'actions	47
7.3 Dispositions applicables au calcul des écrans de soutènement.....	48
8 Règles générales de justification des écrans de soutènement	50
8.1 Généralités.....	50
8.2 États-limites ultimes	52
8.3 États-limites de service	53
8.4 Modèles de calcul	55
9 Défaut de butée	57
9.1 Principe général	57
9.2 Modèle d'interaction sol structure (MISS).....	58
9.3 Modèles d'équilibre limite (MEL).....	59
10 Résistance de la structure de l'écran	61
10.1 Principe	61
10.2 Effet des actions	61
10.3 Résistance des éléments de structure de l'écran	62
11 Stabilité d'un écran soumis à des charges verticales d'origine structurale.....	62
11.1 Principe général	62
11.2 Portance du terrain	63
11.3 Résistance à la traction.....	64
12 Stabilité des appuis	65
12.1 Tirants d'ancrage	65
12.2 Butons.....	70
13 Rupture du fond de l'excavation d'origine hydraulique	73
13.1 Généralités.....	73
13.2 Soulèvement global du terrain (UPL).....	75
13.3 Bouance (HYD).....	76
13.4 Érosion interne.....	77
13.5 Érosion régressive.....	77

14	Stabilité du massif d'ancrage	78
15	Stabilité générale	79
15.1	Généralités.....	79
15.2	Stabilité du site.....	79
15.3	Renard solide.....	81
16	Justification à l'état-limite de service	83
16.1	Généralités.....	83
16.2	Déplacement de l'écran	83
16.3	Sollicitations des tirants et des butons	84
16.4	Fluage critique des tirants d'ancrage scellés	85
16.5	Massif de réaction d'un buton incliné.....	86
16.6	Mobilisation du terrain sous la base d'un écran.....	87
17	Documents justificatifs des calculs	87
Annexe A (normative) Facteurs partiels et de corrélation pour les états-limites ultimes dans des situations de projet durables ou transitoires.....		91
Annexe B (informative) Dispositions particulières pour les écrans de soutènement à inertie non uniforme		97
Annexe C (informative) Procédures pour déterminer les valeurs limites de la pression des terres sur un écran de soutènement.....		119
Annexe D (informative) Effet d'une charge localisée transmise par le terrain		123
Annexe E (informative) Prise en compte des effets de l'eau.....		134
Annexe F (informative) Méthode MISS – Modèle aux coefficients de réaction		142
Annexe G (informative) Procédure pour vérifier la stabilité du massif d'ancrage.....		150
Annexe H (informative) Dispositions applicables aux tirants d'ancrage et aux butons		156
Annexe I (informative) Catégories géotechniques et durée d'utilisation du projet		162
Annexe J (informative) Reconnaissances géotechniques et valeurs caractéristiques des propriétés des terrains		164
Annexe K (informative) Aide pour la prise en compte des actions géotechniques particulières		176
Annexe L (informative) Aide-mémoire pour la surveillance des travaux et le suivi du comportement des ouvrages		179
Annexe M (informative) Méthode MISS – Modèle aux éléments finis.....		182

Avant-propos

Le présent document a pour objet la justification des écrans de soutènement. Il a été élaboré pour compléter l'Eurocode 7 (NF EN 1997-1) dont il constitue la norme nationale d'application.

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 NF P 06-100-2, et respecte les exigences de la norme NF EN 1997-1 et de son Annexe nationale NF P 94-251-2, applicables au calcul des ouvrages géotechniques.

Conformément à ces normes, il est permis de justifier la résistance structurale (STR) des ouvrages géotechniques et la résistance du terrain (GEO) selon deux approches (notées 2 ou 3) qui se différencient par la façon d'appliquer les facteurs partiels sur les actions ou Forces (γ_F), les propriétés du terrain ou Matériau (γ_M) et les Résistances (γ_R).

Pour le calcul des écrans de soutènement il a été fait le choix de l'approche de calcul 2 qui consiste à appliquer les facteurs de sécurité aux actions ou à leurs effets et aux résistances. Dans certaines conditions, il est toutefois permis de justifier la stabilité générale du site selon l'approche de calcul 3 laquelle consiste à appliquer les facteurs partiels de sécurité aux actions ou à leurs effets et aux propriétés des matériaux.

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

Il importe donc 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'ouvrage réel 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 (par exemple pour l'analyse d'un état-limite de déplacement lorsque les mouvements admissibles de l'écran sont faibles), 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 mesures prescriptives (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, qui permet de revoir la conception en cours de construction.

1 Domaine d'application

(1) Le présent document s'applique au calcul des écrans de soutènement verticaux, continus et plans (voir NOTES 1 et 2), que ces écrans soient auto-stables (écrans dits en console) ou réalisés avec des appuis (écrans retenus par des tirants d'ancrage ou prenant appui sur des butons ou sur des éléments de structure), c'est-à-dire :

- aux parois moulées coulées en place ou aux parois préfabriquées en béton armé (Figures 1.1 a et b) ;
- aux rideaux de palplanches métalliques simples ou éventuellement en bois (Figure 1.1 c) ;
- ainsi lorsque cela est approprié (voir NOTE 3), qu'au calcul des écrans à inertie non uniforme dont le comportement est apparenté à celui des écrans verticaux, continus et plans (voir l'Annexe B), c'est-à-dire :
 - les écrans composites de type berlinoise ou assimilés (Figure 1.2d) ;
 - les parois composites réalisées à partir de pieux forés sécants (Figure 1.2a) ou contigus ;
 - les rideaux mixtes de palplanches métalliques (Figure 1.2b) ;
 - les parois moulées en béton armé avec contreforts (Figure 1.2c) ;
 - les parois armées au coulis ;
 - les parois circulaires ;
 - les écrans réalisés à partir de tranchées ou de puits blindés ;
 - les écrans réalisés à partir de voiles par passes alternées.

NOTE 1 Le présent document s'applique à des ouvrages qui sont destinés à retenir des terrains (sols, remblais) et de l'eau, pour permettre la réalisation d'excavations verticales, le cas échéant jusque sous le niveau de la nappe phréatique, et dont les éléments de structure subissent des forces imposées ou transmises par le matériau retenu.

NOTE 2 La vérification de la résistance de la structure des écrans, incluant les appuis, relève des normes de calcul relatives au matériau qui les constitue (par exemple la norme NF EN 1992-1-1 pour les structures en béton armé, et les normes NF EN 1993-1-1 et NF EN 1993-5 pour les rideaux simples ou mixtes en palplanches métalliques).

NOTE 3 On entend, par approprié, des écrans qui respectent les critères géométriques et les hypothèses de calculs définis en Annexe B.2 et qui sont vérifiés en tenant compte le cas échéant (par exemple pour les écrans composites) des règles complémentaires données en Annexe B.3. Certains types d'écrans présentent en effet dans leur comportement ou mode de fonctionnement certains aspects particuliers qu'il convient de prendre en compte.

(2) Le présent document ne s'applique pleinement qu'aux projets relevant de la catégorie géotechnique 2 (voir l'Annexe I.3 et les NOTES 1 à 4), 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 1 En règle générale, la catégorie géotechnique d'un ouvrage est fixée par le maître d'ouvrage ou son représentant avant le début de l'étude du projet, et, le cas échéant, est précisée au fur et à mesure de l'avancement des études.

NOTE 2 Les ouvrages établis dans des terrains dont le comportement relève de la mécanique des roches sont à classer le plus souvent dans la catégorie géotechnique 3 et/ou sont à traiter par la méthode observationnelle.

NOTE 3 Il en est de même pour les ouvrages édifiés sur des pentes ou des versants dont la stabilité initiale ne satisfait pas aux conditions de sécurité minimale normalement requises et pour les ouvrages dont la géométrie est complexe ou quand les critères de déplacement sont sévères.

NOTE 4 Les batardeaux relèvent normalement du domaine d'application de ce document.

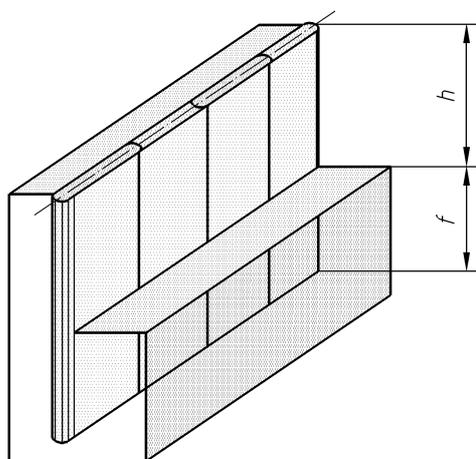
(3) Les spécifications du présent document peuvent être appliquées aux ouvrages de catégorie géotechnique 3, mais il importe dans ce cas de vérifier leur pertinence et si besoin de les adapter ou de les compléter, en tenant compte, le cas échéant, des indications du présent document.

(4) Si l'écran contribue à la stabilisation d'un versant instable, sa justification doit tenir compte de son interaction avec le versant.

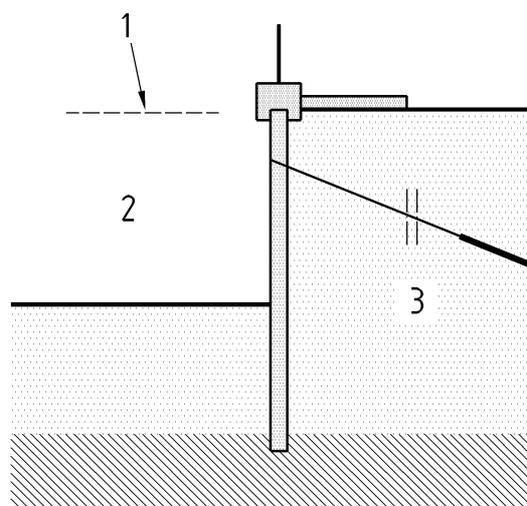
(5) Le présent document ne s'applique pleinement qu'aux écrans établis dans des zones réputées non sismiques ou de très faible ou faible sismicité (voir NOTES 1 et 2).

NOTE 1 Le calcul des ouvrages géotechniques en conditions sismiques relève des normes NF EN 1998-1 et NF EN 1998-5 avec leur Annexe nationale. La définition géographique des zones réputées non sismiques ou de très faible ou faible sismicité relève d'arrêtés nationaux. Dans les zones de très faible ou faible sismicité, on admet en général de vérifier ces ouvrages à partir des seules exigences de la norme NF EN 1997-1.

NOTE 2 Dans les autres cas de sismicité, des vérifications complémentaires sont à faire selon les dispositions des normes NF EN 1998-1 et NF EN 1998-5 avec leur Annexe nationale, et des arrêtés nationaux fixant les règles de construction parasismique.



a) Paroi auto-stable (ou en console)



b) Paroi ancrée avec un tirant scellé au terrain

Légende

- h Hauteur libre
- f Fiche
- 1 Terrain naturel
- 2 Terrain excavé
- 3 Terrain en place

Figure 1.1 – Exemples d'écrans verticaux, continus et plans (à suivre)

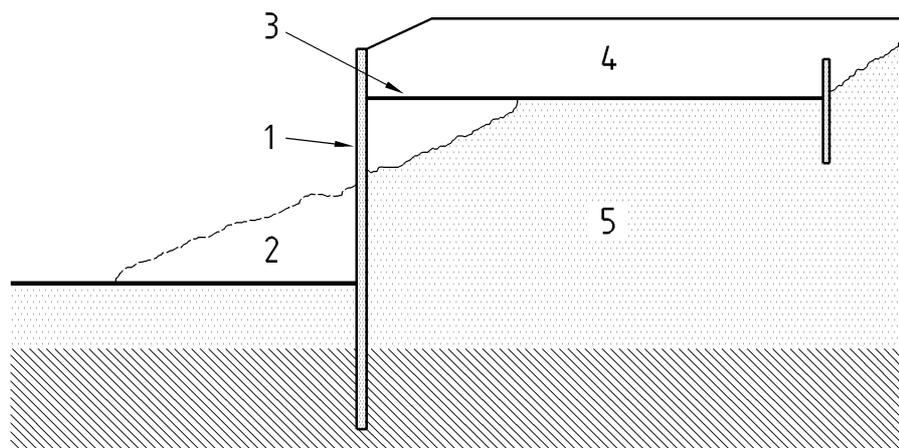
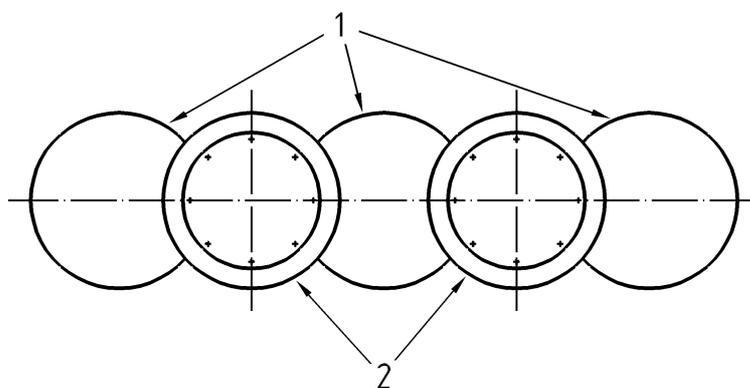


Figure 1c) – Rideau de palplanches simples ancré avec un contre rideau

Légende

- 1 Rideaux de palplanches
- 2 Terre excavée
- 3 Tirant
- 4 Remblai
- 5 Terrain en place

Figure 1.1 – Exemples d'écrans verticaux, continus et plans (suite et fin)

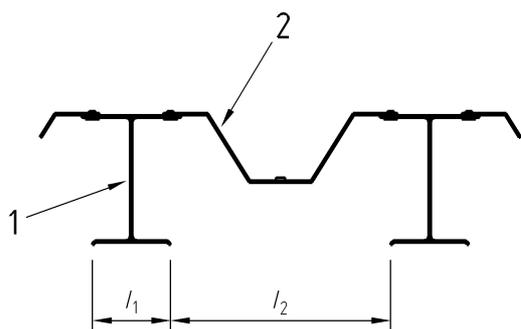


Légende

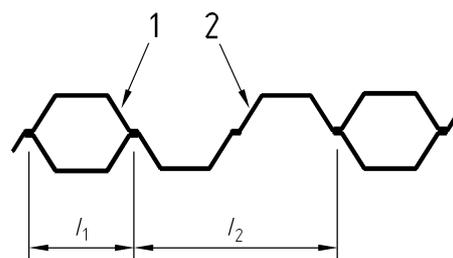
- 1 Pieux primaires
- 2 Pieux secondaires

1.2a) – Écrans de soutènement réalisés à partir de pieux forés sécants

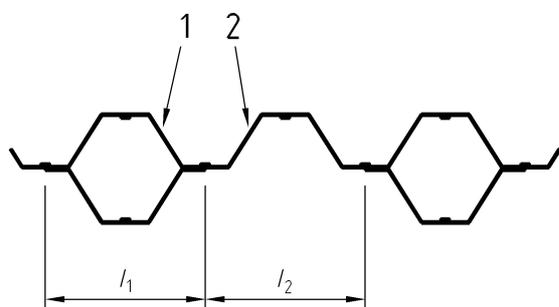
Figure 1.2 – Exemples d'écrans de soutènement dont le comportement peut être apparenté à celui d'un écran vertical continu plan (à suivre)



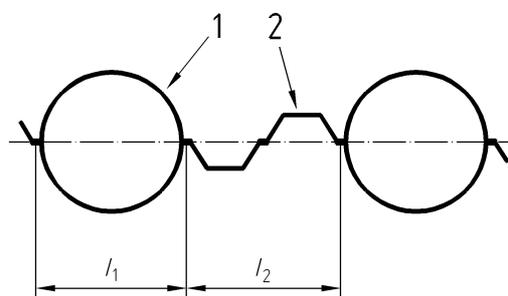
b₁) Pieux H et palplanches en Z



b₂) Caissons de profils en U + palplanches en U



b₃) Caissons de profils en Z + palplanches en Z

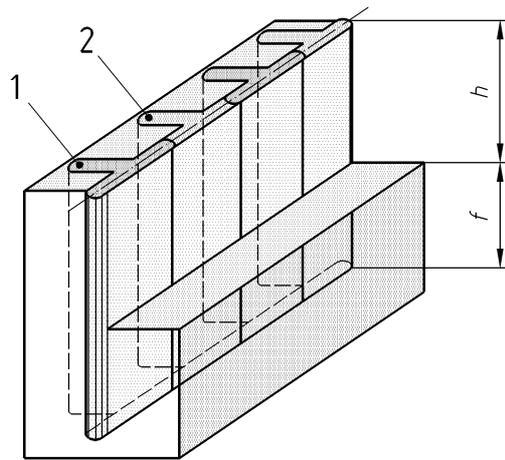


b₄) Tubes en acier + palplanches en U

Légende

- 1 Élément principal
- 2 Élément secondaire
- l_1 Largeur de l'élément principal
- l_2 Distance entre deux éléments principaux

1.2b) – Rideaux de soutènement réalisés à partir de profilés ou de tubes métalliques



Légende

- 1 Contreforts
- 2 Élément secondaire
- h Hauteur libre
- f Fiche

1.2c) – Paroi moulée à contreforts réalisée à partir d'éléments de parois moulées en béton armé

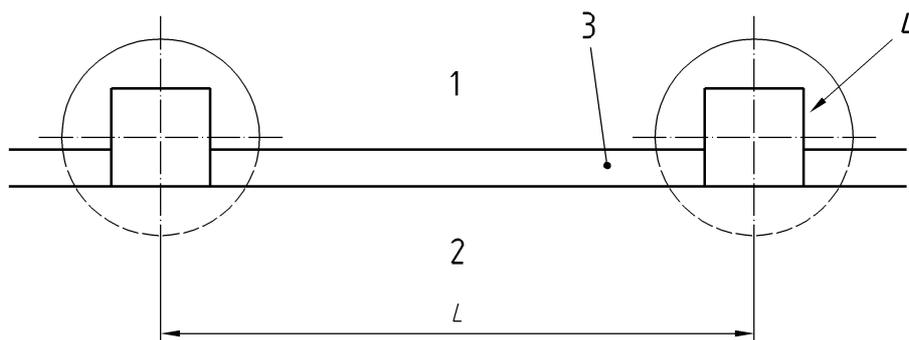
Figure 1.2 – Exemples d'écrans de soutènement dont le comportement peut être apparenté à celui d'un écran vertical continu plan (à suivre)



d₁) Paroi dite berlinoise avec voile en béton armé

Légende

- 1 Côté terre
- 2 Côté fouille
- 3 Voile en béton armé
- 4 Profilé métallique
- L Distance entre les axes des éléments principaux



d₂) Paroi dite lutétienne ou parisienne avec voile en béton armé

Légende

- 1 Côté terre
- 2 Côté fouille
- 3 Voile en béton armé
- 4 Poteau préfabriqué en béton armé
- L Distance entre les axes des éléments principaux

1.2d) Parois composites

Figure 1.2 – Exemples d'écrans de soutènement dont le comportement peut être apparenté à celui d'un écran vertical continu plan (suite et fin)

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 (y compris les éventuels amendements) s'applique.

NF EN 1990, *Eurocode 0 – Bases de calcul des structures (indice de classement P 06-100-1) avec son Annexe nationale (NF P 06-100-2) et son amendement NF EN 1990/A1 (indice de classement : P 06-100-1/A1) avec son Annexe nationale NF EN 1990/A1/NA (indice de classement : P 06-100-1/A1/NA).*

NF EN 1991, *Eurocode 1 – Actions sur les structures (indice de classement : P 06-11n-1) avec son Annexe nationale (NF P 06-11n-2), n valant de 1 à 7 selon la nature des actions.*

NF EN 1992-1-1, *Eurocode 2 – Calcul des structures en béton – Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments (indice de classement : P 18-711-1) avec son Annexe nationale NF EN 1992-1-1/NA (NF P 18-711-1/NA).*

NF EN 1993-1-1, *Eurocode 3 – Calcul des structures en acier – Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments (indice de classement : P 22-311-1) avec son Annexe nationale NF EN 1993-1-1/NA (indice de classement : P 22-311-1/NA).*

NF EN 1993-5, *Eurocode 3 – Calcul des structures en acier – Partie 5 : Pieux et palplanches (indice de classement : P 22-350).*

NF EN 1995-1-1, *Eurocode 5 – Conception et calcul des structures en bois – Partie 1-1 : Généralités – Règles communes et règles pour les bâtiments (indice de classement : P 21-711-1).*

NF EN 1995-1-2, *Eurocode 5 – Conception et calcul des structures en bois – Partie 1-2 : Généralités – Calcul des structures au feu (indice de classement : P 21-711-2).*

NF P 94-282

NF EN 1996-1-1, *Eurocode 6 – Calcul des ouvrages en maçonnerie – Partie 1-1 : Règles générales pour ouvrages en maçonnerie armée et non armée (indice de classement : P 10-611-1).*

NF EN 1996-1-2, *Eurocode 6 – Calcul des ouvrages en maçonnerie – Partie 1-2 : Règles générales – Calcul du comportement au feu (indice de classement : P 10-612-1).*

NF EN 1997-1, *Eurocode 7 – Calcul géotechnique – Partie 1 : Règles générales. (indice de classement : P 94-251-1) avec son Annexe nationale NF EN 1997-1/NA (indice de classement : P 94-251-1/NA).*

NF EN 1997-2, *Eurocode 7 – Calcul géotechnique – Partie 2 : Reconnaissance et essais géotechniques (indice de classement : P 94-251-2).*

NF EN 1998-1, *Eurocode 8 – Conception et calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments (indice de classement : P 06-030-1) avec son Annexe nationale NF EN 1998-1/NA (indice de classement : P 06-030-1/NA).*

NF EN 1998-5, *Eurocode 8 – Conception et calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 5 : Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques (indice de classement : P 06-035-1) avec son Annexe nationale NF EN 1998-5/NA (indice de classement : P 06-035-1/NA).*

NF EN 1536, *Exécution des travaux géotechniques spéciaux – Pieux forés (indice de classement : P 94-310).*

NF EN 1537, *Exécution des travaux géotechniques spéciaux – Tirants d'ancrage. (indice de classement : P 94-321).*

NF EN 1538, *Exécution des travaux géotechniques spéciaux – Parois moulées. (indice de classement : P 94-320).*

NF EN 12063, *Exécution des travaux géotechniques spéciaux – Rideaux de palplanches. (indice de classement : P 94-322).*

DTU 13.11, *Fondations superficielles (indice de classement : P 11-211).*

DTU 13.2, *Travaux de bâtiment - Travaux de fondations profondes pour le bâtiment (indice de classement : P 11-212).*

FD P 18-326, *Béton – Zones de gel en France.*

NF P 94-110-1, *Sols : Reconnaissance et essais – Essai pressiométrique Ménard – Partie 1 : Essai sans cycle.*

NF P 94-160-1, *Sols : Reconnaissance et essais – Auscultation d'un élément de fondation – Partie 1 : Méthode par transparence.*

NF P94-160-2, *Sols : Reconnaissance et essais – Auscultation d'un élément de fondation – Partie 2 : Méthode par réflexion.*

NF P 94-160-3, *Sols : reconnaissance et essais – Auscultation d'un élément de fondation – Partie 3 : Méthode sismique parallèle (M.S.P).*

NF P 94-160-4, *Sols : reconnaissance et essais – Auscultation d'un élément de fondation – Partie 4 : Méthode par impédance.*

NF P 94-262, *Calcul géotechnique – Fondations sur pieux.¹⁾*

NF P 94-500, *Missions d'ingénierie géotechniques – Classification et spécifications.*

1) En préparation.

3 Termes, définitions, symboles et convention de signes

Pour les besoins de ce 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

action géotechnique

action transmise à la structure par le terrain, un remblai, une masse d'eau ou l'eau souterraine

3.1.2

ancrage

partie d'un tirant d'ancrage qui transmet les forces de traction qui lui sont appliquées au terrain. Il existe de nombreux dispositifs d'ancrage. Les plus usuels sont constitués par une partie de tirant scellée au terrain, par un corps mort ou par un contre-rideau

3.1.3

butée, butée des terres

force de résistance exercée par le terrain sur l'écran lorsque l'écran se déplace vers le terrain

3.1.4

butée limite, butée mobilisable

butée maximale exercée par un terrain en état d'équilibre limite plastique passif

3.1.5

butée mobilisée

force de réaction exercée par le terrain sur un écran à l'équilibre des forces horizontales

3.1.6

buton

pièce élancée travaillant en compression et en flexion sous son propre poids, généralement en acier, en béton armé ou en bois, utilisée pour l'étalement d'un écran de soutènement. Les butons peuvent être précontraints lorsqu'ils sont mis en place par vérinage

3.1.7

écran de soutènement, écran

ouvrage de soutènement relativement mince en acier, en béton armé ou en bois, retenu ou soutenu par des ancrages, des butons, des éléments de structure (dalles, radier) et/ou la butée des terres. La résistance à la flexion de ces ouvrages joue un rôle important dans le soutènement du matériau retenu alors que l'action de leur poids a un rôle insignifiant

3.1.8

essai de contrôle

essai de mise en tension d'un tirant d'ancrage scellé dont l'objet est de vérifier que les tirants de l'ouvrage présentent un comportement adéquat en conditions de service

3.1.9

essai préalable

essai de mise en tension d'un tirant scellé dont l'objet est d'établir la résistance à l'arrachement et la résistance critique de fluage des tirants de l'ouvrage

3.1.10

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

3.1.11

fiche

partie totalement enterrée d'un écran dont la longueur est le plus souvent déterminante dans l'équilibre de l'écran

3.1.12

hauteur libre

distance entre le sommet de l'écran et le niveau du terrain en aval de l'écran

3.1.13

palplanche métallique

profilé en acier de faible épaisseur et de grand élanement pouvant être plat, en forme de Z ou de U, obtenu par laminage à chaud ou profilage à froid

3.1.14

panneau de paroi moulée

partie d'une paroi moulée bétonnée en un seul bloc. Un panneau peut être rectiligne, en forme de T ou de L, ou de toute autre forme sous réserve que la stabilité de la tranchée soit assurée en phase d'excavation

3.1.15

paroi armée au coulis

soutènement provisoire formé d'une tranchée remplie de coulis bentonite-ciment dans laquelle sont scellés des profilés métalliques verticaux régulièrement espacés qui constituent la structure rigide verticale. Le coulis bentonite-ciment, après prise, constitue un blindage continu relativement étanche. Une paroi armée au coulis est généralement non porteuse

3.1.16

paroi composite

soutènement constitué d'éléments principaux et d'éléments intermédiaires. Les éléments principaux sont normalement constitués par des profilés métalliques en H ou par des pieux, espacés régulièrement sur toute la longueur de l'écran, et mis en place avant le début de l'excavation. Les éléments secondaires sont en général constitués de plaques en béton (banché, projeté ou préfabriqué) ou en bois, ou constitués d'éléments métalliques, et sont mis en place au fur et à mesure du terrassement après la réalisation de chaque tranche d'excavation

3.1.17

paroi de pieux sécants

soutènement constitué de pieux forés en béton dont l'espacement est inférieur au diamètre, et est réalisé en exécutant successivement des pieux primaires, puis des pieux secondaires. Les pieux primaires ne sont pas ferrailés, peuvent être plus courts que les pieux secondaires et constituent le blindage ; les pieux secondaires viennent mordre sur les pieux primaires et sont armés pour constituer l'élément résistant de l'écran vis-à-vis de la flexion

3.1.18

paroi moulée

paroi en béton armé, moulée dans une tranchée excavée, par parties, dans le terrain. Le béton est coulé soit par la technique du tube plongeur lorsque la tranchée est soutenue par un fluide d'excavation, soit, dans certains cas, à sec

3.1.19

paroi moulée avec contreforts

paroi moulée composée d'une partie plane continue et de nervures perpendiculaires (contreforts) pour augmenter la rigidité globale du soutènement. L'armature du panneau est en T_é. Chaque élément de paroi est séparé du suivant par un dispositif de joints de reprise et est constitué d'un panneau plan de paroi moulée et d'une nervure centrée sur celui-ci. Selon les projets, le contrefort peut être soit à l'extérieur de la fouille (cas le plus courant), soit à l'intérieur de la fouille

3.1.20

paroi préfabriquée en béton

écran composé d'éléments façonnés à l'avance en béton armé ou précontraint qui sont descendus dans une tranchée contenant un coulis auto-durcissant. Le coulis est une suspension contenant du ciment ou autre liant et des additifs par exemple de l'argile (bentonite), du laitier granulé moulu de haut fourneau, des cendres volantes, des fines et des adjuvants

3.1.21**poussée, poussée des terres**

force exercée par le terrain sur l'écran lorsque l'écran se déplace vers l'aval du terrain soutenu

3.1.22**poussée limite**

poussée minimale correspondant à l'état d'équilibre limite (ou d'équilibre plastique)

3.1.23**rideau de palplanches métalliques**

écran constitué de palplanches métalliques simples, doubles, ou multiples, enclenchées les unes dans les autres, et en général directement mises en place dans le sol, par battage, vibrage ou vérinage, ou placées dans une tranchée remplie d'un coulis auto-durcissant

3.1.24**rideau mixte métallique**

rideau de soutènement constitué d'éléments principaux et d'éléments secondaires. Les éléments principaux sont normalement des tubes en acier, des profilés métalliques en H ou des caissons de palplanches métalliques, espacés régulièrement sur toute la longueur du rideau. Les éléments intermédiaires sont en général des palplanches en acier laminées à chaud du même type enclenchées les unes aux autres qui sont mises en place entre les éléments principaux et raccordées à ceux-ci par des serrures (Figure B.2.2.1)

3.1.25**tirant**

tige de raccordement d'un écran à un dispositif d'ancrage

3.1.26**tirant d'ancrage**

dispositif de retenue d'un écran constitué par une tête d'ancrage, un tirant et un ancrage

3.1.27**tirant d'ancrage passif**

tirant d'ancrage simplement bloqué sur l'écran de soutènement et qui n'est sollicité en traction que sous l'effet d'un déplacement de celui-ci vers l'aval

3.1.28**tirant d'ancrage précontraint**

tirant d'ancrage mis en tension avant la poursuite de l'excavation et qui applique à celui-ci un effort important (en général de l'ordre de l'effort nécessaire à l'équilibre de l'ouvrage en conditions de service)

3.1.29**tirant d'ancrage scellé**

dispositif de retenue d'un écran constitué d'une tête d'ancrage, d'une longueur libre de tirant et d'une longueur fixe de tirant scellée au terrain par injection, capable de transmettre à la couche de terrain dans laquelle le tirant est scellé, les forces de traction qui lui sont appliquées

3.2 Symboles et indices

(1) Les principaux symboles utilisés dans le présent document relatifs aux conditions de terrains et de l'écran sont indiqués en 3.2.1.1 et 3.2.1.2 (voir Note 1), ceux relatifs aux actions et aux résistances sont indiqués en 3.2.2 (voir NOTES 1 à 6) et ceux spécifiques aux différents niveaux sont donnés en 3.2.3 (voir Note 7). Les autres symboles sont définis aux endroits appropriés dans le corps du texte.

NOTE 1 Les indices « γ », « c » et « q » sont spécifiques respectivement au matériau pesant, à la cohésion du terrain, à la charge sur la surface du sol, pour les coefficients et les forces de poussée/butée des terres.

NOTE 2 Les indices « a » et « c » sont spécifiques à la résistance à l'arrachement et à la charge critique de fluage d'un tirant d'ancrage.

NOTE 3 L'indice « str » est propre aux actions provenant d'une superstructure ou à la résistance d'une structure.

NOTE 4 Les indices « dst » et « stb » sont propres au caractère déstabilisateur et stabilisateur de l'effet d'une action.

NOTE 5 Les indices « inf » et « sup » se rapportent au caractère favorable et défavorable de l'effet d'une action permanente pour la vérifications des états-limites ultimes STR et GEO.

NOTE 6 Les indices « k » et « d » se rapportent à la valeur caractéristique (k) et à la valeur de calcul (d) soit d'une action ou de son effet, soit d'une résistance, soit d'une propriété de matériau.

NOTE 7 Les indices « 1 » et « 2 » sont propres au côté amont et au côté aval de l'écran (voir Figure 3.2.1).

3.2.1 Sols et ouvrages

3.2.1.1 Lettres latines

- a* adhérence (entre le terrain et l'écran)
- c'* cohésion effective
- c_u* cohésion non drainée
- i* gradient hydraulique
- k* composante de la poussée / butée des terres d'obliquité δ
- K* composante de la poussée / butée des terres normale à l'écran
- k_{ay}* coefficient de poussée des terres
- k_{aq}* coefficient de poussée due à une surcharge
- K₀* coefficient de pression des terres au repos
- k_{py}* coefficient de butée des terres
- k_{pq}* coefficient de butée due à une surcharge
- u* pression interstitielle
- z* distance verticale le long de l'écran depuis le sommet de l'écran

3.2.1.2 Lettres grecques

- α angle d'inclinaison d'un tirant par rapport à l'horizontale
- α angle d'inclinaison de « q » par rapport à la normale à la surface du terrain
- β angle d'inclinaison du talus par rapport à l'horizontale
- δ_a angle d'inclinaison de la poussée des terres par rapport à la normale à l'écran
- δ_e angle de frottement à l'interface structure-terrain
- δ_p angle d'inclinaison de la butée des terres par rapport à la normale à l'écran
- Δa modification apportée à une donnée géométrique nominale pour certains besoins particuliers du calcul
- γ poids volumique du terrain
- γ_w poids volumique de l'eau
- ϕ angle de frottement effectif

- σ_a contrainte normale à l'écran à l'état-limite de poussée
 σ_p contrainte normale à l'écran à l'état-limite de butée
 τ_a contrainte tangentielle à l'écran à l'état-limite de poussée
 τ_p contrainte tangentielle à l'écran à l'état-limite de butée

3.2.2 Actions et résistances

- C force de contre butée (méthode d'équilibre limite MEL)
 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 force horizontale
 M moment fléchissant
 P force axiale appliquée à un ancrage ou à un bouton ou à une dalle
 P_a force de poussée appliquée à un écran
 P_p force de butée appliquée à un écran
 Q action variable
 q contrainte uniforme appliquée en surface du terrain
 R_a résistance à l'arrachement d'un tirant d'ancrage scellé, selon le cas R_{au} (ultime) ou R_{ac} , (critique)
 R_b résistance verticale du terrain sous la base d'un écran
 T effort tranchant
 V force verticale

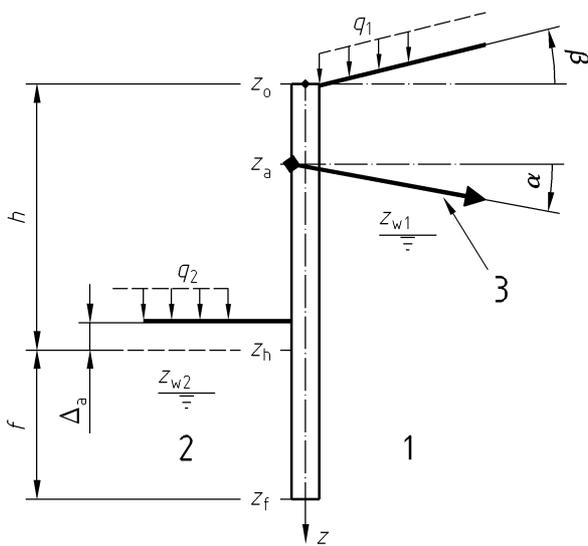
3.2.3 Niveaux particuliers

- z_a niveau d'un ancrage ou d'un bouton
 z_f niveau de la base de l'écran
 z_h niveau du fond de fouille
 z_n niveau de la surface du terrain amont
 z_o niveau du sommet du rideau
 z_w niveau d'une nappe

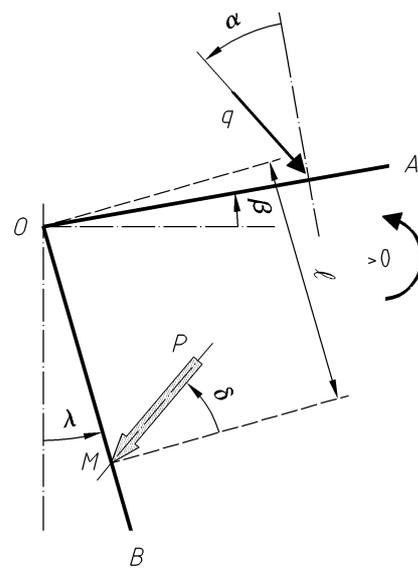
3.2.4 Abréviations

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

- ELU état-limite ultime ;
- ELS état-limite de service ;
- GEO géotechnique (état-limite ultime) ;
- STR structure (état-limite ultime) ;
- UPL soulèvement (état-limite ultime) ;
- HYD hydraulique (état-limite ultime) ;
- MISS méthode d'interaction sol structure ;
- MEL méthode d'équilibre limite.



a) Niveaux particuliers



b) Actions, terrain et écran

Légende

- 1 Côté 1
- 2 Côté 2
- 3 Tirant

Figure 3.2.1 — Notations adoptées pour les principaux niveaux et les principales inclinaisons

3.3 Conventions de signe

(1) Les conventions de signes retenues pour les orientations des obliquités (poussée agissant sur l'écran, butée s'opposant à son déplacement) et inclinaisons (surface libre OA) sont celles adoptées par Kérisel et Absi²⁾. Elles sont rappelées sur la Figure 3.2.1 b).

4 Comportement et modes de rupture des écrans

4.1 Préambule

(1) L'objet de la section 4 est de décrire les comportements des écrans de soutènement et d'identifier les mécanismes de rupture ou les désordres qui sont susceptibles de les affecter (voir NOTE 1).

NOTE 1 Il existe une grande variété d'écrans de soutènement et de dispositifs d'ancrage. Les mécanismes décrits concernent les ouvrages courants relevant du domaine d'application de ce document (voir section 1).

4.2 Mécanismes de ruine

4.2.1 Généralités

(1) Les risques de ruine des écrans à prendre en considération sont multiples et fonction du projet (type de soutènement et conditions de terrain). Ce type d'ouvrage peut périr :

- par insuffisance de résistance du terrain (défaut de butée en pied, de capacité portante, de butée en tête en cas de charge horizontale importante, soulèvement du fond de fouille, etc.) ;
- par insuffisance de résistance de la structure de l'écran ;
- par une rupture consécutive à celle d'un appui (rupture d'un tirant ou d'un buton, arrachement d'un ancrage, etc.) ;
- par instabilité d'ensemble (voir Note 1) ;
- par instabilité du massif d'ancrage du fait d'une localisation de l'ancrage trop proche de l'écran ;
- par annulation de la butée du terrain en pied de l'écran due aux écoulements et aux pressions des eaux (boulance, érosion).

NOTE 1 On rappelle que (voir 1 (2) NOTE 3) 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 est à mettre en œuvre avant travaux de façon à amener le coefficient de sécurité à la valeur prescrite.

(2) Compte tenu des risques de ruine indiqués en 4.2.1(1) les états-limites ultimes suivants sont à considérer :

- défaut de butée des terrains (voir 4.2.2) ;
- défaut de la résistance de la structure de l'écran, incluant les appuis (voir 4.2.3) ;
- défaut de portance du terrain (voir 4.2.4) ;
- instabilité des appuis (voir 4.2.5) ;
- instabilité du fond de l'excavation d'origine hydraulique (voir 4.2.6) ;

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

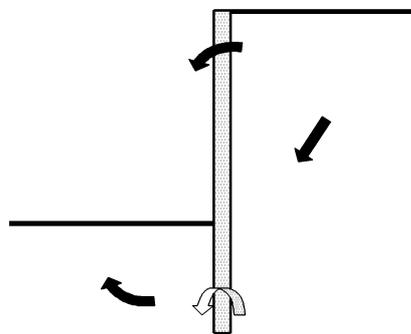
- instabilité du massif d'ancrage (voir 4.2.7) ;
- instabilité d'ensemble de l'écran (voir 4.2.8).

et on doit vérifier qu'aucun d'eux ne peut être atteint au cours de la construction d'un ouvrage ni pendant sa durée d'utilisation prévue.

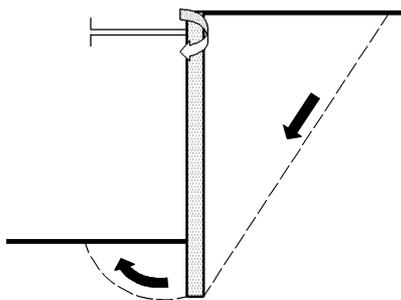
4.2.2 Défaut de butée

(1) La ruine d'un écran peut se produire lorsque la butée mobilisée en pied d'écran dépasse un seuil critique et est trop proche de la butée mobilisable (voir article 4.2.2 (4)).

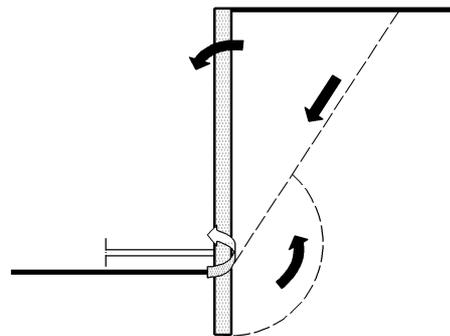
(2) Les mécanismes de rupture peuvent dans ce cas se décliner en basculement autour d'un centre de rotation situé sous le fond de fouille dans le cas d'un écran en console (Figure 4.2.2.1a), ou autour d'un appui en pied (Figure 4.2.2.1c), ou d'un appui en tête (Figures 4.2.2.1b), dans le cas d'un écran avec un niveau d'appui.



a) Basculement autour d'un centre de rotation situé sous le fond de fouille (écran non ancré)



b) Basculement autour d'un appui en tête



c) Basculement autour d'un appui en pied

Figure 4.2.2.1 — Rupture rotationnelle des écrans par insuffisance de la fiche et/ou insuffisance de la butée

(3) Les défauts de butée en pied peuvent avoir différentes conséquences :

- ruine de l'écran par déplacement et rotation excessifs ;
- ruine de l'écran par rupture, par suite d'un moment d'encastrement supérieur à celui pris en compte au niveau de l'appui le plus bas (Figure 4.2.3.1 c) ;
- désordres dans les structures liées ou voisines.

(4) Pour l'étude des mécanismes de ruine par défaut de butée en pied on doit distinguer les situations de calcul :

- où la butée limite ne doit pas être atteinte, même localement, pour éviter un risque de dégradation des propriétés du sol (voir NOTE 1) ;
- où une mobilisation locale de la butée limite est sans conséquence et où il suffit de s'assurer d'une réserve suffisante de sécurité globale (voir NOTE 2).

NOTE 1 Cet alinéa vise par exemple les cas de fatigue sous l'effet de sollicitations alternées, de fluage, de risque de dégradation des caractéristiques dans le cas de sols sur-consolidés (voir NOTE 3).

NOTE 2 Le second alinéa vise surtout les phases provisoires d'excavation dans un sol normalement consolidé ou dans un sol sur-consolidé dont la butée limite a été évaluée par référence à l'état critique (voir NOTE 3). Il laisse la possibilité de procéder à une vérification en considérant un coefficient de sécurité global de 1,5 (1,4 x 1,1) sur la seule butée limite.

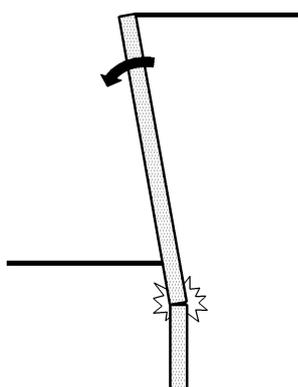
NOTE 3 Les paramètres de cisaillement drainé d'un sol sont à déterminer en distinguant, le cas échéant (sol surconsolidé), le domaine surconsolidé et le domaine normalement consolidé ou état critique (voir Annexe J – Figure J.2.1).

(5) Dans le cas d'une charge horizontale importante en tête d'un écran (précontrainte d'un tirant, actions dues à une structure associée à l'écran), un défaut de butée en tête peut également être à l'origine de désordres importants, voire de ruine, de l'écran ou des structures associées ou voisines, et il convient d'examiner également cet état-limite ultime.

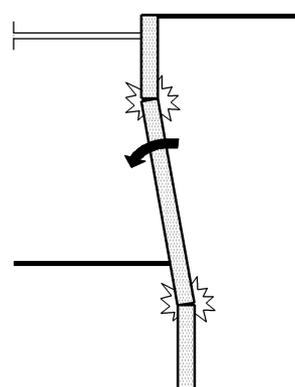
4.2.3 Structure de l'écran

(1) La ruine d'un écran peut se produire lorsque la résistance structurelle de tout ou partie d'un écran est insuffisante vis-à-vis de l'effet des actions le plus défavorable (moment fléchissant, effort tranchant, effort axial de compression ou de traction) que l'ouvrage aura à subir en cours de construction ou au cours de son utilisation (voir 4.2.3(3)).

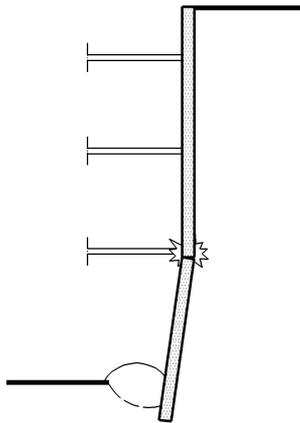
(2) Le niveau de sollicitation maximale de la structure de l'écran et donc de la rupture de celui-ci est fonction du type de soutènement et de la localisation des appuis (voir Figures 4.2.3.1 a) à c)).



a) Écran non ancré (en console)



b) Écran avec un appui en tête



c) Écran avec plusieurs niveaux d'appuis

Figure 4.2.3.1 — Exemples de rupture de structure d'un écran de soutènement

(3) Les éléments de structure d'un écran de soutènement doivent être vérifiés vis-à-vis de la rupture conformément aux spécifications de l'article 2.4 de la norme NF EN 1997-1 et selon le cas des normes NF EN 1992, NF EN 1993, NF EN 1995 et NF EN 1996 et des indications des sections 10 et 14 (pour les appuis) du présent document.

4.2.4 Charges verticales d'origine structurale

(1) Lorsqu'un écran de soutènement supporte des actions verticales descendantes importantes d'origine structurale (lorsqu'il sert par exemple de fondation pour une structure ou lorsqu'il est ancré par des tirants d'ancrage fortement inclinés), il peut périr par défaut de portance du sol dans lequel il est fiché.

(2) Lorsqu'un écran de soutènement supporte des actions verticales ascendantes importantes d'origine structurale (dans le cas par exemple de butons inclinés ou d'un radier encastré à l'écran et soumis à une sous pression hydraulique), il peut périr par défaut de résistance à l'arrachement de sa partie en fiche.

(3) Bien qu'un écran de soutènement soit un ouvrage continu, les mécanismes de ruine sont proches de ceux observés pour les fondations et on doit vérifier son équilibre vertical en appliquant les principes applicables aux fondations (en règle générale aux fondations profondes) en tenant compte du mode de rupture représenté sur la Figure 4.2.4.1.

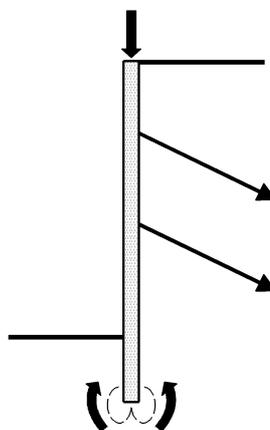


Figure 4.2.4.1 — Rupture verticale des écrans par insuffisance de capacité portante

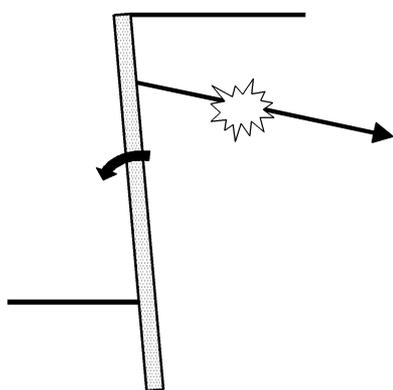
4.2.5 Ruine d'un appui

(1) Les risques de ruine des appuis à considérer sont fonction du type d'appui :

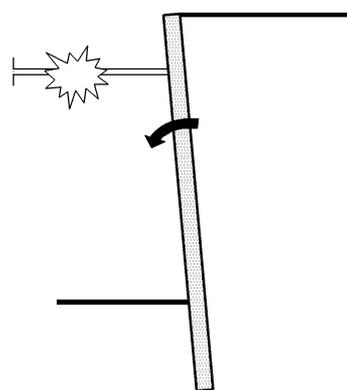
- un buton (voir 3.1.6) peut se rompre sous l'effet des efforts de compression ou de flexion qu'il doit supporter. Il peut aussi périr en raison d'un déplacement excessif lié à l'instabilité du dispositif de réaction sur lequel il prend appui ;
- un tirant d'ancrage (voir 3.1.26) peut périr par rupture du tirant (voir 3.1.25) sous l'effort de traction qu'il a à supporter. Il peut aussi périr par défaut d'ancrage (voir 3.1.2), par exemple par arrachement de l'ancrage du fait d'une insuffisance de la longueur de scellement ou de la résistance d'interaction terrain-ancrage dans le cas d'un ancrage scellé au terrain, par défaut de butée des terres dans le cas d'un ancrage par contre-rideau.

(2) La ruine ou le déplacement excessif d'un appui (buton ou tirant d'ancrage) peut entraîner la ruine de l'écran par instabilité (Figure 4.2.5.1 a), b) ou c)) ou par défaut de résistance de sa structure, du fait de la redistribution des efforts (voir Note 1).

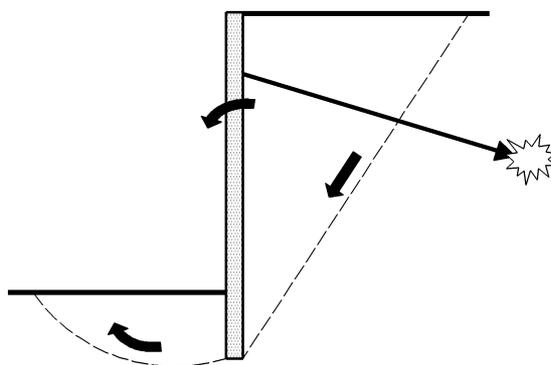
NOTE 1 Les conséquences sur l'écran sont fonction de la localisation et du nombre d'appuis, de la raideur de ceux-ci, en particulier dans le cas des tirants d'ancrage passifs.



a) Rupture d'un tirant d'ancrage



b) Rupture d'un buton



c) Arrachement d'un tirant d'ancrage

Figure 4.2.5.1 — Ruine d'un écran par rotation consécutive à la ruine d'un élément d'appui

(3) La rupture d'un appui peut être brutale et il convient autant que possible d'éviter l'occurrence d'une rupture fragile en prévoyant des possibilités de redistribution des efforts en cas de défaillance accidentelle de l'un des appuis.

(4) Le panachage des butons d'un même lit peut aussi avoir des conséquences importantes sur la répartition et l'intensité des actions qu'ils ont à supporter (voir NOTE1). Il convient donc que les butons d'un même lit soient de même nature.

NOTE 1 – Une redistribution des efforts est possible dans ce cas du fait des variations dimensionnelles différentes qui peuvent se produire (associées à l'hygrométrie pour le bois ou à la température pour le métal). Le cas échéant, il y a lieu d'évaluer les effets de cette redistribution.

(5) La stabilité du dispositif de réaction d'un buton et un déplacement acceptable sous la charge transmise par celui-ci sont également essentiels pour la stabilité de l'écran (voir NOTE 1).

NOTE 1 Dans le cas d'un buton incliné prenant appui sur un massif de fondation établi en fond de fouille, les vérifications à faire pour étudier la stabilité de ce dernier sont indiquées en 12.2.4.

4.2.6 Instabilité d'origine hydraulique du fond de l'excavation

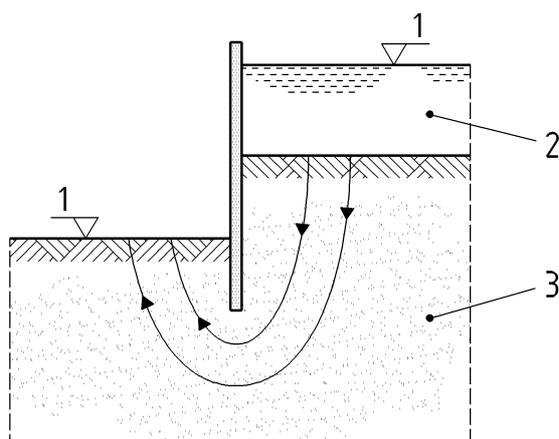
(1) La ruine d'un écran en liaison avec la pression de l'eau interstitielle et son écoulement autour de celui-ci est un risque important lorsque les conditions hydrogéologiques sont défavorables. La rupture du terrain en pied de l'écran peut se produire :

- par soulèvement hydraulique global du terrain en fond de fouille dû à la poussée d'Archimède (voir NOTE 1 et Figure 13.1.1 c) ;
- par annulation de la butée du terrain en fond de fouille due aux forces d'écoulement (voir NOTE 2 et Figure 4.2.6.1) ;
- par érosion interne et érosion régressive dues aux circulations d'eau (voir NOTE 3).

NOTE 1 Le soulèvement par poussée d'Archimède se produit lorsque la pression de l'eau sous un fond de fouille "étanche" devient supérieure à la contrainte verticale moyenne due aux couches de terrain sus-jacentes (ce cas peut par exemple se présenter lorsqu'un aquifère captif est présent sous une couche de terrain de faible perméabilité, ou lorsqu'on a réalisé un fond "étanche" pour isoler la fouille d'un aquifère).

NOTE 2 Ce mode de rupture se produit lorsque des forces d'écoulement ascendantes s'opposent au poids du sol, réduisant à zéro la contrainte effective verticale. Les particules du sol sont alors entraînées vers le haut par l'écoulement de l'eau et la rupture du terrain se produit par bouillonnement.

NOTE 3 La rupture par transport de particules de sol (érosion interne) peut se produire soit à l'intérieur du terrain en fond de fouille, soit à l'interface du sol et de l'écran de soutènement. Cette érosion peut évoluer en érosion régressive et conduire à l'effondrement de la structure du sol.



Légende

- 1 Niveau de l'excavation (gauche)
- 1 Niveau de la nappe (droite)
- 2 Eau
- 3 Sable

Figure 4.2.6.1 — Exemple de situation où le soulèvement du sol par annulation des contraintes effectives verticales peut être critique

(2) Pour les mécanismes de ruine liés aux écoulements et à la "poussée d'Archimède", il convient de porter une attention particulière aux écrans dont la fiche est discontinue (voir Annexe B.3.7 (3) et section 13) et de distinguer :

- les cas où la ruine est provoquée par un soulèvement du terrain en fond de fouille (UPL – voir NOTE 1) ;
- les cas où la ruine provient de l'action des forces d'écoulement sur la structure granulaire (HYD – voir NOTE 2).

NOTE 1 Lorsque la pression d'eau sous la partie excavée est suffisamment élevée pour mettre en danger la stabilité du fond de l'excavation par soulèvement hydraulique global, le mode de rupture (UPL) est à considérer (voir (3)) avec les dispositions éventuelles à prendre visant à réduire la pression d'eau.

NOTE 2 Ces cas de ruine ne se produisent qu'en présence d'un écoulement de l'eau interstitielle. Ils ne sont pas à examiner dans les situations où les pressions interstitielles sont hydrostatiques (gradient hydraulique nul ou négligeable, naturellement ou du fait des dispositions constructives adoptées – voir (3)).

(3) Des dispositions visant à réduire la pression d'eau et les forces d'écoulement sont souvent plus importantes pour éviter une instabilité du fond de l'excavation d'origine hydraulique que la précision des modèles de calculs et des coefficients partiels, et il convient donc d'y avoir recours au moins dans les cas suivants (voir NOTE 1) :

- lorsqu'il est nécessaire de mettre hors d'eau l'excavation à réaliser, et qu'il existe un gradient hydraulique pouvant mettre en danger la stabilité du fond de fouille, des dispositions visant à réduire ce gradient et limiter son effet (par exemple les dispositifs tels que rabattement profond, réalisation d'une jupe étanche ou d'un fond étanche – voir Annexe E.2.1) ;
- lorsqu'un état-limite ultime peut être atteint par érosion interne (voir 13.4) ou lorsque les conditions hydrauliques et de sol existantes peuvent conduire au développement d'un mécanisme d'érosion régressive mettant en danger la stabilité d'un écran (voir 13.5) des mesures prescriptives pour prévenir ces érosions sont à prendre.

NOTE 1 Lorsque des dispositifs visant à réduire la pression d'eau et les forces d'écoulement sont adoptés, il importe qu'ils soient pérennes. Des dispositions complémentaires peuvent être souhaitables pour éviter un accident (par exemple la possibilité de noyer la fouille en cours de construction).

4.2.7 Instabilité du massif d'ancrage d'un écran

(1) Un écran de soutènement peut périr ou se déplacer de manière inacceptable lorsque le dispositif d'ancrage de l'écran est situé trop près de celui-ci et génère davantage d'efforts de poussée sur sa partie active, que ceux pris en compte lors de la vérification des différents états-limites. Pour éviter ces problèmes, on doit donc vérifier que la localisation des ancrages est acceptable en vérifiant la stabilité du massif d'ancrage (voir section 14 et Annexe G).

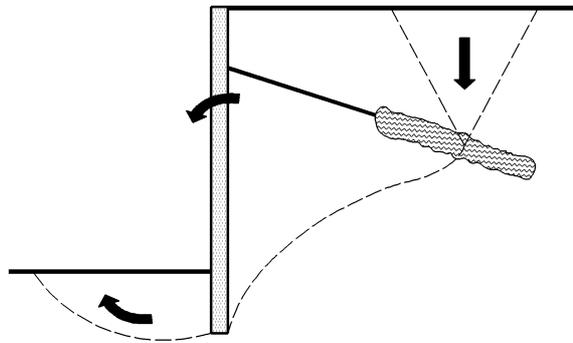


Figure 4.2.7.1 — Exemple d'un mécanisme de rupture trois blocs pouvant provoquer l'instabilité d'un écran

4.2.8 Stabilité d'ensemble de l'écran

(1) Un écran de soutènement peut périr par instabilité d'ensemble du fait :

- d'une stabilité initiale insuffisante du site des travaux (voir (2)) ;
- d'une instabilité du site provoquée par la construction (voir (3)).

(2) Dans chaque cas pertinent, une analyse spécifique de la stabilité initiale du site doit être réalisée et lorsque la stabilité initiale du site n'est pas jugée suffisante, il convient de rendre le site stable avant le début des travaux (Voir NOTES 1 à 3).

NOTE 1 Les procédures de calcul et coefficients de sécurité spécifiés dans le document vis-à-vis des états-limites d'instabilité ou de rupture locale supposent en effet implicitement que la stabilité générale du site puisse elle-même être justifiée dans toutes les phases de construction, y compris dans l'état initial.

NOTE 2 Il n'y a donc pas lieu de considérer les actions engendrées par un déplacement d'ensemble du terrain lié à un phénomène d'instabilité du site comme des actions sur l'écran.

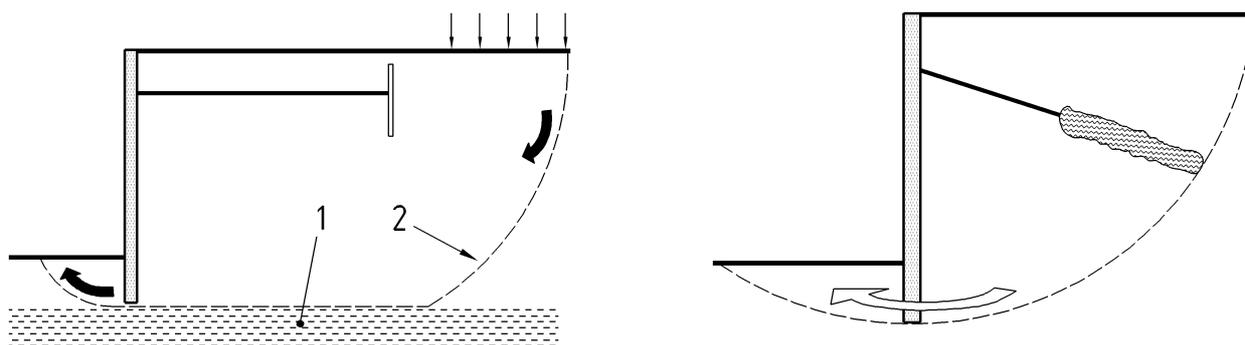
NOTE 3 Le cas où l'ouvrage de soutènement a pour objet, en plus de sa fonction de soutènement, d'améliorer la stabilité générale initiale du site, sort du domaine normal d'application de ce document (voir toutefois 1 (4) et section 15.2.6).

(3) Une étude des risques d'instabilité d'ensemble de l'écran liée à la réalisation des travaux (excavation/remblayage) doit être réalisée (voir NOTES 1 à 3).

NOTE 1 Pour les situations de projet défavorables, la stabilité d'ensemble de l'écran est à vérifier (voir section 15) vis-à-vis de tous les mécanismes de rupture potentiels qui englobent l'écran, en apportant le plus grand soin au choix des schémas de rupture et à la recherche de leur géométrie la plus défavorable (voir article 15.2.3).

NOTE 2 Les mécanismes de ruine à analyser sont fonction des conditions du site (géologique et hydraulique) et de l'ouvrage à construire (dénivelée, géométrie de l'excavation).

NOTE 3 Le choix du modèle de calcul pour rechercher le mécanisme de rupture le plus défavorable est à adapter à la complexité des conditions géotechniques et des conditions de projet. Il est admis de ne considérer que des mécanismes simplifiés, de type surfaces de rupture circulaire, lorsque cela est pertinent, en particulier lorsque les terrains sont suffisamment homogènes (voir article 15.2.4 et Figure 4.2.8.1).



a) Surface de rupture non circulaire

b) Surface de rupture circulaire

Légende

- 1 Couche « savonnette »
- 2 Surface de rupture

Figure 4.2.8.1 — Exemples de mécanismes de rupture monobloc pouvant provoquer une instabilité d'ensemble d'un écran

(4) Dans chaque cas pertinent, on doit vérifier qu'il n'y a pas de risque de soulèvement global du fond de fouille (renard solide) du fait de la réalisation de l'excavation et du déchargement du sol en aval de l'écran.

4.3 Les déplacements

(1) Les déplacements d'un écran de soutènement en cours de construction et/ou en cours d'exploitation, et ceux qu'il induit dans le terrain, peuvent entraîner des désordres dans sa structure et/ou dans les ouvrages situés dans la zone d'influence des travaux (voir NOTE 1). Il convient donc :

- d'établir les valeurs limites des déplacements à ne pas dépasser en prenant en compte la tolérance de l'écran et des ouvrages qu'il supporte (voir NOTE 2) vis-à-vis des déplacements.
- de prendre toutes les dispositions nécessaires pour se prémunir contre ces risques de désordre (voir NOTE 3).

NOTE 1 Selon leur importance et selon le cas, les déplacements de l'ouvrage peuvent également entraîner sa ruine ou celle des ouvrages portés. La vérification des états-limites ultimes de résistance du terrain et de la structure de l'écran, dispense normalement de vérifier des états-limites ultimes de déplacement et on réserve habituellement l'étude du déplacement d'un écran au calcul de l'ouvrage à l'état-limite de service.

NOTE 2 Une reconnaissance suivie d'une analyse structurale des ouvrages avoisinants situés dans la zone d'influence de l'écran est normalement à effectuer préalablement à l'étude du projet pour détecter les structures sensibles qui pourraient nécessiter des dispositions constructives plus contraignantes, voire des travaux de reprise en sous-œuvre préalable.

NOTE 3 Les dispositions à prendre ne passent pas exclusivement par un calcul des déplacements, et lorsqu'il y a lieu, le calcul est à compléter par des dispositions constructives et un contrôle d'exécution appropriés (voir 4.3 (3)).

(2) Le déplacement du sol au voisinage d'un écran de soutènement est principalement lié :

- à sa réalisation (excavation de la paroi, battage de palplanches, forage et injections des tirants, etc.) ;
- à ses déformations propres sous l'effet des sollicitations qui lui sont appliquées, donc à sa raideur et à celle de ses appuis ;
- aux déformations d'ensemble du massif, notamment dans le cas d'ancrages multiples ;

- à l'effet d'un rabattement (tassement), ou de la modification des niveaux d'eau due par exemple à l'effet barrage d'un écran ;
- au caractère gonflant ou évolutif des sols.

(3) Dans le cas d'ouvrages sensibles existants dans la zone d'influence de l'écran, il convient d'adopter des dispositions constructives appropriées pour limiter autant que possible l'importance des déplacements (voir NOTES 1 à 3).

NOTE 1 En règle générale, les calculs de déplacements des écrans et du terrain adjacent ne donnent qu'une indication approchée de leur valeur réelle. La référence à une expérience comparable est généralement plus fiable (voir article 8.3 (5)).

NOTE 2 Le suivi des déplacements de points pertinents de l'écran et des ouvrages existants en cours de travaux est normalement la règle dans ce contexte (voir L.2.3).

NOTE 3 Le déplacement total intègre également la déformation du sol et des appuis ; quelques millièmes de la hauteur totale soutenue constituent un ordre de grandeur usuel pour les ouvrages courants.

5 Actions et données géométriques

5.1 Actions

5.1.1 Principe général

(1) Les actions doivent être classées, conformément à l'article 4.1.1 de la norme NF EN 1990, en fonction de leur variation dans le temps, en distinguant :

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

(2) Les valeurs représentatives et caractéristiques des actions (voir NOTES 1 à 3) doivent être déterminées conformément aux articles 4.1.2 et 4.1.3 de la norme NF EN 1990, et de l'article 2.4.5 de la norme NF EN 1997-1.

NOTE 1 Les différentes valeurs de l'intensité des actions, dites valeurs représentatives, utilisées pour la vérification des états-limites sont :

- pour les actions permanentes les valeurs caractéristiques G_k ;
- pour les actions variables, la valeur caractéristique (Q_k) ou une valeur d'accompagnement (ψQ_k).

NOTE 2 Dans certains cas, il convient de considérer deux valeurs caractéristiques $G_{k,inf}$ et $G_{k,sup}$ pour une action permanente et suivant le cas il convient d'utiliser la plus défavorable des deux.

NOTE 3 Une valeur d'accompagnement ψQ_k d'une action variable se déduit de sa valeur caractéristique Q_k en multipliant celle-ci par un coefficient Ψ_i . Les coefficients Ψ_0 , Ψ_1 , et Ψ_2 permettent de déterminer respectivement les valeurs de combinaison, fréquente et quasi-permanente de l'action variable. Ils sont donnés pour les charges variables usuelles (bâtiment, circulations routières, chemin de roulement, etc.) dans les normes NF EN 1990 et NF EN 1991.

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

NOTE 1 Les actions à prendre en compte dans les différentes combinaisons d'actions sont fixées par la norme NF EN 1990 à l'article 6.4 pour les calculs aux états-limites ultimes et à l'article 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 ce chapitre, ou aux endroits appropriés dans ce 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 (par exemple en 5.1.3 pour celles qui découlent de la pression des terres agissant sur l'écran) et de la prise en compte des effets dues à l'eau (voir 5.1.4).

5.1.2 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 :

- en tenant compte d'une éventuelle modification défavorable de la géométrie lorsqu'elle est prévisible ;
- 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 ;
- à partir de poids volumiques représentatifs tenant compte de la nature du sol, de son mode de mise en œuvre et de sa compacité, dans le cas de sol rapporté.

NOTE 1 Des indications sont données en 6.2 et en 6.3 et à l'Annexe J.2 et J.3 pour la détermination du poids volumique respectivement des terrains en place et des matériaux de remblais.

5.1.3 Actions de poussée ou de butée des terres

5.1.3.1 Principe général

(1) Les actions de poussée ou de butée des terres qui agissent sur un écran doivent être déterminées conformément aux dispositions de la norme NF EN 1997-1, section 9.5 (voir NOTES 1 et 2) et aux dispositions du présent article 5.1.3.

NOTE 1 Les modes et amplitudes des mouvements et déformations qui peuvent se produire dans l'écran à l'état-limite sont à considérer lorsqu'on détermine la pression des terres sur un écran.

NOTE 2 Lorsqu'on détermine les intensités de la pression des terres et les directions des forces qui en résultent, les aspects suivants sont, le cas échéant, à prendre en compte :

- charge sur la surface du terrain (voir NOTE 3) et pente de cette surface ;
- nappes d'eau et forces d'écoulement dans le terrain (voir 5.1.4.1 (2)) ;
- amplitude et direction du mouvement relatif de l'écran par rapport au terrain ;
- équilibre des forces horizontales et des forces verticales qui agissent sur l'écran ;
- résistance au cisaillement et poids volumique du terrain (voir 5.1.3.1 (3)) ;
- rigidité de l'écran et des appuis (voir 5.1.3.5) ;
- rugosité de l'écran (voir 5.1.3.2).

NOTE 3 Lorsqu'il y a lieu de considérer une charge uniforme sur la surface du terrain, les dispositions de l'article 5.1.3.4 s'appliquent. Dans le cas de charges localisées, les dispositions de l'article 5.1.5 s'appliquent.

(2) Les valeurs des pressions des terres qui agissent sur un écran doivent être déterminées en tenant compte de l'enchaînement des phases de construction et de l'effet des phases antérieures.

(3) À l'exception des cas visés par la NOTE 2, les valeurs des pressions des terres qui agissent sur un écran doivent être déterminées en tenant compte du plus défavorable des comportements drainé et non drainé des terrains.

NOTE 1 Les valeurs des pressions des terres en conditions drainées sont déterminées à partir :

- des valeurs des contraintes effectives appliquées à l'écran par le terrain (en tenant compte donc, le cas échéant, du niveau des nappes statiques et des écoulements affectant les terrains autour de l'écran) ;
- des propriétés c' et φ' du terrain (voir Annexe J.2.1.2 (3) NOTE 3).

NOTE 2 Dans les sols fins et pour les phases de construction nécessitant certaines justifications complémentaires (risque d'instabilité à court terme du fond de fouille), un simple calcul en conditions non drainées du terrain peut être suffisant à partir :

- des valeurs des contraintes totales appliquées à l'écran par le terrain ;
- des propriétés c_u ($\varphi = 0$) du terrain en tenant compte le cas échéant, de la variation de la cohésion non drainée du sol avec la profondeur ;

sous réserve de s'assurer que pour la situation de projet examinée l'hypothèse d'un comportement du sol non drainé est appropriée et qu'une poussée minimale du sol sur l'écran est prise en compte (voir article (4) ci-dessous)).

NOTE 3 Lorsqu'on fait un calcul en contraintes totales, on doit veiller à reproduire un état de contrainte initial représentatif, en se fondant si possible sur des résultats d'essais oedométriques et en examinant les conditions de consolidation des couches de terrain.

NOTE 4 L'effet d'un écoulement ascendant en aval d'un écran ne peut être considéré comme négligeable que lorsque la base de l'écran est fichée dans un horizon peu perméable et/ou lorsqu'un rabattement intérieur continûment maîtrisé par des puits de pompage périphériques suffisamment rapprochés est réalisé (voir section 5.1.4 et Annexe E.2). Le contrôle des écoulements en cours de travaux est normalement la règle lorsque cette solution est adoptée (voir Annexe L.2.2).

NOTE 5 Dans certains cas particuliers (par exemple, argiles gonflantes, effet du gel), on peut être amené à compléter ces règles. Des indications sont données à l'Annexe K.

(4) On ne doit pas admettre de contraintes de traction à l'interface terrain-écran et la prise en compte de l'effet de la cohésion ne doit en aucun cas donner lieu à l'application d'une « poussée négative » sur l'écran (voir NOTE 1).

NOTE 1 Pour les terrains autres qu'un rocher sain, il est prudent de tenir compte d'une pression effective sur l'écran à un niveau donné, au moins égale au dixième de la contrainte verticale effective à ce niveau (il découle de cette disposition que la contrainte totale appliquée sur l'écran au-dessous du niveau de la nappe phréatique est au moins égale à la poussée hydrostatique majorée de $0,1 (q + \gamma z)$).

(5) Pour les écrans soutenant des sols de perméabilité moyenne ou faible (limons et argiles), en l'absence d'expérience comparable représentative ou de système de drainage fiable (voir 9.4.2 (1) de NF EN 1997-1 et 5.1.4) ou de mesures prises pour empêcher les infiltrations d'eau, on doit tenir compte d'une poussée d'eau hydrostatique derrière l'écran correspondant à une nappe dont le toit est à la surface du massif soutenu.

5.1.3.2 Inclinaison de la poussée et de la butée des terres

(1) La valeur absolue de l'angle d'inclinaison δ , par rapport à la normale à l'écran, de la poussée et de la butée des terres doit être inférieure ou égale à la valeur de l'angle de frottement δ_e qui caractérise la rugosité de l'interface écran-terrain (voir NOTE 1).

NOTE 1 La valeur de la contrainte de cisaillement le long d'un écran est au plus égale à $\sigma' \tan(\delta_e)$, σ' étant la contrainte effective normale à l'écran et δ_e l'angle de frottement à l'interface écran-terrain, lorsqu'on néglige l'adhérence écran-terrain.

(2) Il convient de déterminer la valeur de calcul de l'angle de frottement qui caractérise la rugosité de l'interface écran-terrain à partir de l'angle de frottement interne du terrain, en tenant compte des indications suivantes dans le cas d'un ouvrage en béton ou en palplanches métalliques :

- on peut admettre que $\delta_{e;d} = k \cdot \varphi'_{cv;d}$, φ'_{cv} étant l'angle de frottement interne à l'état critique ;
- il convient de limiter la valeur de k à $2/3$ (voir NOTE 1) ;
- lorsqu'on détermine $\delta_{e;d}$ en substituant l'angle de frottement interne φ' à φ'_{cv} dans l'expression précédente, il convient de considérer le fait que l'angle φ' peut dans certains cas être supérieur à l'angle φ'_{cv} .

NOTE 1 La valeur de k a été bornée à $2/3$ par sécurité pour tous les types de parement. Pour les écrans rugueux (béton coulé en place contre le sol), la valeur de k peut être plus élevée et atteindre $1,0$.

(3) Dans une couche de terrain, il convient d'adopter le même angle d'inclinaison δ_a (δ_p) pour la poussée (la butée) d'origine pondérale, la poussée (la butée) due à une surcharge et la poussée (la butée) due à sa cohésion.

5.1.3.3 Valeurs de la pression des terres au repos

(1) Lorsqu'il y a lieu, la pression des terres sur un écran doit être calculée à partir de l'état de contraintes au repos du terrain (Voir NOTES 1 à 5).

NOTE 1 Avant de subir des déplacements, le terrain se trouve dans un état de contraintes dit au repos qui dépend de son histoire géologique et que l'on définit par une relation entre les contraintes effectives horizontale et verticale dans le terrain $\sigma'_{h0} = K_0 \cdot \sigma'_{v0}$, K_0 étant le coefficient de pression des terres au repos.

NOTE 2 À défaut d'expérience comparable directement transposable, on admet généralement que la pression des terres sur un écran après sa réalisation est égale à la pression des terres au repos.

NOTE 3 La connaissance de la valeur de la pression des terres au repos est nécessaire pour définir l'état initial lors d'un calcul d'interaction sol structure.

NOTE 4 Les méthodes basées sur l'équilibre limite ne tiennent pas compte de l'état des terres au repos. Elles sont en général réservées aux études de pré-dimensionnement des appuis et à la détermination de la fiche minimale de l'écran ou bien utilisées pour déterminer la poussée sur un écran dans le cas de projets simples, sous réserve de tenir compte des conditions de terrain au repos (voir NOTE 5), et d'utiliser, le cas échéant, des diagrammes forfaitaires (par exemple ceux proposés par Terzaghi) pour tenir compte des redistributions de contraintes.

NOTE 5 Pour l'application de la NOTE 4, dans les sols normalement consolidés, on peut admettre que le terrain est dans les conditions dites de repos derrière un écran de soutènement de hauteur h lorsque le déplacement de l'écran est inférieur à $5 \cdot 10^{-4}h$.

(2) Dans le cas d'un terrain à surface horizontale, il convient de déterminer le coefficient de pression des terres au repos K_0 à partir de la formule (voir NOTE 1) :

$$K_0 = (1 - \sin \varphi') \sqrt{R_{oc}} \quad (5.1.3.1)$$

où

R_{oc} est le rapport entre la contrainte de préconsolidation σ'_p et la contrainte effective verticale σ'_{v0} des terres au repos derrière l'écran, dit rapport de surconsolidation ;

φ' est l'angle de frottement interne du terrain.

NOTE 1 Pour les terrains normalement consolidés le rapport de surconsolidation R_{oc} est égal à 1. Il n'est pas conseillé d'utiliser la formule 5.1.3.1 pour les valeurs élevées de R_{oc} .

(3) Dans le cas d'un talus incliné avec un angle β ($0 \leq \beta \leq \varphi$), il convient de déterminer le rapport entre la composante horizontale de la pression des terres effectives σ'_{h0} et la pression verticale effective σ'_{v0} des terres à partir de l'expression suivante (voir NOTE 1) :

$$K_{0;\beta} = \frac{\sigma'_{h0}}{\sigma'_{v0}} = K_0 (1 + \sin \beta) \quad (5.1.3.2)$$

NOTE 1 Il convient alors d'admettre que la direction de la force résultante est parallèle à la surface du terrain.

5.1.3.4 Valeurs limites de la pression des terres

(1) Il convient de déterminer les valeurs de la poussée et de la butée des terres sous l'effet du poids volumique, d'une surcharge uniforme q et de la cohésion, à partir des coefficients proposés par Kérisel et Absi³⁾ (voir NOTES 1 à 3) lorsque cela est approprié (voir NOTE 4).

NOTE 1 Les valeurs des coefficients de poussée et de butée à utiliser sont celles relatives 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). Des procédures de calcul des valeurs limites de la pression des terres sont donnés en Annexe C.

NOTE 2 Il est admis :

- de déterminer les coefficients de poussée-butée des terres à partir d'une procédure numérique du côté de la sécurité, comme par exemple celle indiquée en Annexe C.2 de la norme NF EN 1997-1 ;
- d'utiliser, dans les cas courants, les coefficients relatifs au milieu pesant (respectivement $k_{a\gamma}$ et $k_{p\gamma}$) en lieu et place des coefficients $k_{a\alpha}$ et $k_{p\alpha}$ relatifs aux surcharges (sauf pour les calculs des coefficients k_{ac} et k_{pc} , qui dépendent analytiquement de $k_{a\alpha}$ ($\alpha=0$) et de $k_{p\alpha}$ ($\alpha=0$), et non de $k_{a\gamma}$ et $k_{p\gamma}$).

NOTE 3 Il n'est pas admis de considérer l'effet d'un talus comme équivalent à l'effet d'une charge verticale, ceci pouvant conduire dans certains cas à des résultats exagérément optimistes.

NOTE 4 Dans certaines conditions de projet cette procédure ne s'applique pas, par exemple dans le cas d'une surface de terrain non uniforme ou d'un chargement localisé de celle-ci. Lorsqu'une couche de terrain recouvre une couche moins performante, l'application des coefficients de Kérisel et Absi peut également conduire à une surestimation de la butée fournie par la couche supérieure. On peut donc être amené à appliquer d'autres méthodes (voir les articles (3) à (5) ci-après).

(2) Dans le cas d'un écran retenant un matériau de remblai, il peut être approprié (voir NOTE 1) de retenir un coefficient de poussée K_a égal à K_0 (voir 5.1.3.3).

NOTE 1 Par exemple pour évaluer l'effet d'une phase de remblayage hydraulique.

(3) Lorsque les méthodes de calcul de la pression du terrain basées sur les coefficients de Kérisel et Absi ne s'appliquent pas, il est admis d'utiliser d'autres méthodes.

(4) Lorsqu'on détermine les valeurs limites de la pression des terres sur un écran à partir d'une méthode qui n'est pas fondée sur les coefficients de pression des terres de Kérisel et Absi on doit vérifier que les hypothèses sur lesquelles elle repose sont satisfaites, et que les valeurs obtenues s'avèrent proches des valeurs proposées par Kérisel et Absi pour des cas comparables (voir NOTE 1).

NOTE 1 Des écarts peuvent être significatifs (par exemple pour la méthode du coin de Coulomb dans le cas d'un talus d'inclinaison proche de φ) et un coefficient de méthode approprié est donc normalement à prendre en compte lorsqu'on utilise de tels modèles de calcul.

(5) Les valeurs limites de la pression des terres en poussée et en butée peuvent être déterminées dans le cadre de la théorie du calcul à la rupture (voir NOTES 1 à 3).

NOTE 1 L'approche cinématique développée dans ce cadre qui permet une estimation par excès des charges de rupture, fournit une estimation par défaut du coefficient de poussée et par excès du coefficient de butée.

NOTE 2 Les approximations obtenues en considérant des arcs de spirale logarithmique s'avèrent proches des valeurs proposées par Kérisel et Absi pour les cas comparables.

NOTE 3 La démarche peut s'appliquer à des conditions de projet (géométries ou conditions piézométriques) plus complexes que celles permises par les méthodes basées sur les coefficients de Kérisel et Absi.

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

5.1.3.5 Valeurs intermédiaires de la pression des terres

(1) La détermination des valeurs intermédiaires de la pression des terres doit tenir compte de l'importance du mouvement de l'écran et de sa direction par rapport au terrain.

NOTE 1 Des valeurs intermédiaires de la pression des terres existent lorsque les mouvements de l'écran ne sont pas suffisants pour mobiliser les valeurs limites.

NOTE 2 Les valeurs intermédiaires de la pression des terres sont fonction de la loi de comportement du sol et du chemin de contraintes suivi. Les expérimentations réalisées sur modèles montrent qu'un faible déplacement (environ 0,1 % de la hauteur de l'écran) suffit pour obtenir la poussée limite, alors que pour atteindre l'état-limite de butée des déplacements relativement importants (quelques pourcents de la hauteur de l'écran) sont nécessaires.

(2) Il convient de calculer les valeurs intermédiaires de la composante horizontale de la pression des terres par interpolation linéaire entre l'état-limite de poussée et l'état-limite de butée.

(3) Lorsqu'on utilise la méthode d'interaction sol-structure dite aux coefficients de réaction, il convient de déterminer le coefficient de réaction horizontale du terrain conformément à l'Annexe informative F, en tenant compte du fait que les valeurs de k_h ainsi déterminées :

- n'ont été validées que dans le domaine des déformations usuelles ;
- ne tiennent pas compte de l'évolution possible des déformations à long terme, notamment dans les terrains susceptibles de fluer.

5.1.4 Actions dues à l'eau

5.1.4.1 Généralités

(1) Pour déterminer l'effet de l'eau sur les actions et sur les résistances du terrain et se prémunir contre les modes de ruptures hydrauliques, il convient avant toute chose d'avoir une bonne connaissance des conditions hydrogéologiques du site de l'ouvrage et de prévoir des dispositifs de pompage (provisoires ou permanents) et des dispositifs d'étanchement appropriés aux conditions de projet (voir NOTES 1 et 2).

NOTE 1 Pour éviter ou réduire les gradients ascendants côté aval, il est courant de prévoir un dispositif de maîtrise et de contrôle des écoulements, par exemple un pompage par puits filtrants associé à des dispositifs d'étanchement (jupe et/ou fond injecté) pour exécuter les travaux et mettre hors d'eau une fouille et/ou pour permettre l'exploitation de l'ouvrage définitif. Des indications sont données en 4.2.6 et en Annexe E.2, sur les dispositifs qu'il convient d'adopter dans les principaux cas de figures rencontrés.

NOTE 2 Un dispositif d'observation de l'évolution des écoulements interstitiels pendant les travaux peut être nécessaire pour détecter des anomalies pouvant entraîner des conséquences dommageables, et pour améliorer la connaissance de l'hydrogéologie et donc les prévisions pour l'ouvrage en service.

(2) Pour acquérir une bonne connaissance des conditions hydrogéologiques du site et élaborer des modèles de calculs représentatifs il convient de prévoir un programme de reconnaissance du site suffisamment développé (voir NOTES 1 et 2).

NOTE 1 On rappelle que les objectifs minimaux de la reconnaissance hydrogéologique (voir Annexe J.1) sont, en particulier, d'établir la succession et la nature des terrains (stratigraphie, lithologie) au droit, et si besoin, à proximité, de l'écran, d'estimer la perméabilité des terrains et de définir les conditions d'alimentation latérales et les risques potentiels apportés par un aquifère profond.

NOTE 2 Des essais de pompage sont le plus souvent nécessaires pour préciser ces données (voir (3) ci-après). Ces essais sont les seuls qui permettent une estimation réaliste des débits de pompage. Les essais ponctuels, type Lefranc, conduisent souvent à une sous-estimation de la perméabilité du terrain, liée au remaniement de celui-ci autour de la zone testée, et donc à une sous-estimation préjudiciable des débits.

(3) En présence de conditions complexes ou de risques élevés, il convient d'utiliser une méthode numérique (type différences finies ou éléments finis) pour l'étude de l'écoulement associée à des essais de pompage et à des sondages carottés avec prise d'échantillons pour définir les conditions d'alimentation et la perméabilité des terrains en place (voir NOTE 1).

NOTE 1 D'autres informations peuvent dans ces cas être nécessaires pour établir des modèles géologique et hydraulique représentatifs (par exemple les risques associés à l'histoire géologique tels que présence de faille, de zones de dissolution ou de cavités souterraines, de résurgence, ou des informations complémentaires sur les écoulements tels que la localisation et la quantification des niveaux de source).

(4) Les actions dues à l'eau et en particulier les valeurs des pressions d'eau agissant sur un écran de soutènement et les forces d'écoulement agissant sur le terrain doivent être déterminées en tenant compte des dispositions constructives prévues (Voir NOTES 1 et 2).

NOTE 1 Le modèle géotechnique prend en compte habituellement les dispositions constructives prévues en supposant leur bon fonctionnement. Leur dysfonctionnement, peut toutefois être à considérer dans le modèle hydraulique (voir (5) ci-après par exemple dans le cas où un rabattement de nappe est prévu).

NOTE 2 Lorsque cela est justifié par les dispositions constructives (voir 4.2.6 (3) et Annexe E.2) et les dispositions de contrôle (lorsqu'on s'assure par exemple que les écoulements n'engendrent pas un entraînement du matériau autour de l'ouvrage ou que les conditions de filtre existent autour d'un pompage pour bloquer cet entraînement tout en laissant passer l'eau), on peut adopter pour le calcul des pressions d'eau, une distribution hydrostatique à l'amont et à l'aval de l'écran du soutènement. Dans ce cas, il n'y a pas d'écoulement ascendant à considérer en général coté excavation. À l'amont il est sécuritaire de négliger l'écoulement descendant.

(5) Il convient de ne pas tenir compte, lorsqu'il est incertain, de l'effet d'un rabattement, sur les positions des surfaces de l'eau libre et des nappes souterraines pour la vérification des états-limites. Le dysfonctionnement d'un dispositif de pompage, dès lors qu'il ne peut être écarté avec certitude, doit être envisagé comme une situation accidentelle.

5.1.4.2 Principe de calcul

(1) Les pressions d'eau doivent être traitées, pour une situation de projet donnée, comme des actions permanentes dans les combinaisons d'actions (Voir NOTE 1).

NOTE 1 C'est par l'intermédiaire des différentes situations de projet étudiées que leur caractère variable est pris en compte, et pour une situation de projet donnée, il n'y a pas lieu normalement de pondérer le niveau de l'eau (voir 5.2.2).

5.1.5 Actions dues aux charges localisées transmises par le terrain

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

NOTE 1 Les charges d'exploitation (circulation routière, chemin de roulement, aire de stockage), les charges de neige sont des exemples typiques d'actions variables. Le poids d'une structure établie derrière un écran de soutènement (culée de ponts, bâtiments) relève des charges permanentes.

NOTE 2 On rappelle (voir 5.1.3.4 (1) NOTE 3) qu'il n'est pas admis de considérer les talus en retrait et les risbermes comme de simples charges verticales localisées appliquées à la surface du terrain horizontal et que la prise en compte des actions variables pour le calcul des déplacements aux états-limites de service fait l'objet de l'article 7.3.4.

(2) Il convient de déterminer la valeur des actions dues aux charges localisées sur le terrain à partir des procédures indiquées en Annexe D ou à partir de procédures équivalentes, en tenant compte du modèle de calcul utilisé pour déterminer l'effet des actions et de l'état-limite étudié (voir NOTES 1 et 2).

NOTE 1 Les modèles de diffusion généralement utilisés pour calculer les actions transmises par le terrain à un écran vertical sont indiqués dans les articles D.2 (théorie de l'élasticité) et D.3 (théorie de la plasticité) dans les cas de chargement usuels (charge linéique ou localisée constante).

NOTE 2 Il n'est toutefois pas précisé comment on les combine ou dans quel cas il est préférable d'avoir recours à l'un ou à l'autre de ces modèles. Le choix est à faire cas par cas, de manière appropriée, en fonction du problème examiné. Des indications sont cependant données en D.1 (2) et aux endroits appropriés des articles D.2 et D.3, sur les conditions et le domaine d'application des modèles de diffusion recommandés.

5.1.6 Actions hydrodynamiques

(1) Le plus souvent, il convient de classer les actions hydrodynamiques (voir NOTE 1) dans les catégories des actions variables et/ou accidentelles suivant leur nature et leur intensité. Dans certains cas elles peuvent toutefois être prises en compte comme des actions permanentes à l'intérieur d'une situation de projet donnée (par exemple les actions hydrodynamiques de courant lorsque cela est approprié).

NOTE 1 Les actions hydrodynamiques peuvent être les efforts dus à un courant fluvial, à la houle, au courant de marée, au batillage. Il peut aussi s'agir d'efforts engendrés par un séisme. Dans ce dernier cas, l'intensité des actions à considérer et la justification de la résistance de l'ouvrage relèvent de la norme NF EN 1998.

(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.

5.1.7 Actions à transmission directe

(1) Les actions transmises directement à un ouvrage de soutènement doivent être prises en compte (voir NOTES 1 à 3).

NOTE 1 Cet article vise les actions transmises par des structures établies sur (ou liées à) l'écran de soutènement, par exemple un tablier de pont, un radier, l'appui d'une grue ou une barrière de sécurité. Selon leur origine, il peut donc s'agir d'actions permanente, variable ou accidentelle.

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 lorsqu'elles découlent de la seule structure portée (cas où les sollicitations exercées sont indépendantes des déformations de l'écran) ;
- sont à déterminer lors de l'étude de projet en cas d'interaction avec l'écran.

NOTE 3 Cet article vise également les actions générées par les structures provisoires utilisées pour la construction de l'écran (par exemple les forces transmises à l'écran qui découlent de l'effet de la température sur des boutons métalliques provisoires).

5.1.8 Actions géotechniques particulières

5.1.8.1 Actions sismiques

NOTE 1 Cité pour mémoire, le calcul des écrans de soutènement en 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.

5.1.8.2 Actions dues au gel, au gonflement des terrains et au compactage

(1) Lorsque cela est approprié, il convient de prendre en compte les actions qui peuvent être transmises à l'écran sous l'effet du compactage des remblais, sous l'effet du gel du terrain et sous l'effet du gonflement du terrain.

NOTE 1 Des dispositions constructives (choix des matériaux de remblai, compactage avec des engins légers à proximité des écrans, etc.) sont à adopter par priorité pour limiter les effets de ces actions particulières.

NOTE 2 Des indications sur les classes de sol susceptibles de générer des actions dues au gel et les actions susceptibles d'être générées par les argiles gonflantes sont données en Annexe informative K.

(2) Lorsque des actions géotechniques dues à l'effet du compactage des remblais, à l'effet du gel ou à l'effet du gonflement du terrain sont prises en compte, les règles de calcul adoptées doivent avoir été agréées par le maître d'ouvrage ou son représentant avant le début des travaux.

NOTE 1 Il n'existe pas de règles consensuelles pour la détermination des valeurs de ces actions. Il convient donc le cas échéant, de les définir cas par cas en fonction des conditions du projet.

5.2 Données géométriques

(1) La cote et la pente de la surface du terrain, les niveaux d'eau, les niveaux des interfaces entre les couches, les niveaux des excavations et les dimensions des structures géotechniques doivent être traités comme des données géométriques et leurs valeurs nominales doivent tenir compte de la variation des valeurs réelles *in situ*.

(2) En ce qui concerne le fond de fouille, on tiendra compte en particulier des tolérances d'exécution fixées par le marché.

(3) Lorsque l'incertitude Δa relative à une donnée géométrique est importante et susceptible d'avoir des répercussions significatives sur la fiabilité du projet, la valeur de calcul de cette donnée, a_d , doit être déduite de la valeur nominale a_{nom} en appliquant la relation :

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

NOTE 1 Dans la mesure où les valeurs caractéristiques des niveaux de la surface du terrain, des interfaces de couches et de l'eau sont déterminées de manière prudente l'incertitude Δa à considérer est nulle.

5.2.1 Niveaux du terrain

(1) Il doit être tenu compte des valeurs réelles *in situ* du niveau du terrain derrière l'ouvrage, et le cas échéant des excavations prévues et de l'affouillement éventuel du terrain devant l'ouvrage.

NOTE 1 Ces données importantes sont normalement fournies dans le marché.

(2) Lors des calculs aux états-limites ultimes où intervient la butée du terrain, lorsque le niveau du terrain devant l'écran n'est pas facilement contrôlable et qu'aucun contrôle de ce niveau n'est spécifié, il convient de diminuer le niveau du terrain en butée devant la structure d'une quantité Δa égale à (voir NOTES 1 et 2) :

- 10 % de la distance entre le niveau de l'appui le plus bas et le niveau de l'excavation, avec une valeur limite maximale de 0,5 m, pour un écran butonné ou ancré ;
- 10 % de la hauteur de l'écran au-dessus du niveau d'excavation, avec une valeur limite maximale de 0,5 m, pour un écran auto-stable (en console).

NOTE 1 Il convient d'utiliser des valeurs plus grandes de Δa lorsque le niveau de la surface de l'excavation est particulièrement incertain.

NOTE 2 Le niveau du terrain en butée devant la structure n'est à diminuer d'une quantité Δa qu'en l'absence de contrôle de ce niveau pour la situation de projet examiné. L'incertitude Δa à considérer est nulle lorsque le niveau du terrain aval est facilement vérifiable (par exemple pour l'étude de la situation en cours d'exploitation dans le cas d'un passage inférieur routier, lorsque le fond de fouille est bétonné, etc.)

(3) Lorsque le calcul montre que le niveau du terrain en butée a une forte influence sur la sécurité pour une situation de projet donnée en cours de construction, il convient de spécifier un contrôle fiable du niveau du terrain devant l'écran pendant les travaux et il est prudent que le contrôle constitue un point d'arrêt dans l'exécution des travaux, lorsqu'il met en évidence un niveau du terrain non sécuritaire.

5.2.2 Niveaux d'eau

(1) Le choix des valeurs caractéristiques des niveaux piézométriques des eaux extérieures au terrain et des eaux souterraines (voir NOTE 1) doit être fondé sur la reconnaissance des conditions hydrauliques et hydrogéologiques du site.

NOTE 1 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 l'écran fait barrage à l'écoulement d'une nappe).

(2) La valeur caractéristique des niveaux piézométriques à considérer doit être fixée par le marché et être une estimation prudente du niveau le plus défavorable vis-à-vis de l'état-limite considéré, susceptible de se produire au cours de la situation de projet examinée (voir NOTES 1 à 4).

NOTE 1 La valeur caractéristique est, selon le cas, une valeur par excès ou par défaut des niveaux mesurés, nominaux ou estimés. Elle dépend du caractère favorable ou défavorable de l'effet des actions qui en découle pour l'état-limite considéré.

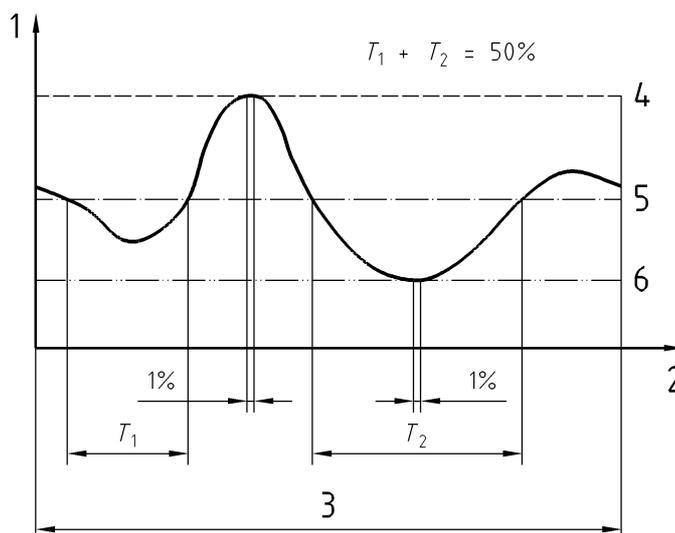
NOTE 2 En général les niveaux piézométriques des eaux sont fixés dans les situations de projet durables et transitoires, en se référant au niveau PHE des plus hautes eaux, au niveau ME des moyennes eaux et au niveau PBE des plus basses eaux. À défaut d'autres spécifications, le niveau ME peut être défini comme celui correspondant au niveau susceptible d'être dépassé pendant 50 % de la durée de vie de l'ouvrage et le niveau PBE pendant 99 % (Figure 5.2.2.1). Le niveau PHE peut lui correspondre au niveau de la crue décennale pour les projets de bâtiment et la crue ou la marée centennale pour les projets de ponts.

NOTE 3 Habituellement dans une situation de projet accidentelle le niveau piézométrique est fixé en se référant à un niveau EE exceptionnel des eaux et s'accompagne usuellement d'un dispositif d'écrêtement garantissant qu'on ne le dépasse pas. À défaut d'autres spécifications, le niveau EE peut être défini selon la classe de conséquence de l'ouvrage comme :

— le niveau susceptible d'être dépassé pendant 1 % du temps de référence (Figure 5.2.2.1) ;

— le niveau susceptible d'être dépassé pendant 5 % du temps de référence.

NOTE 4 Les niveaux à considérer peuvent être différents des niveaux tels que définis dans la note 2, en particulier en phases travaux.



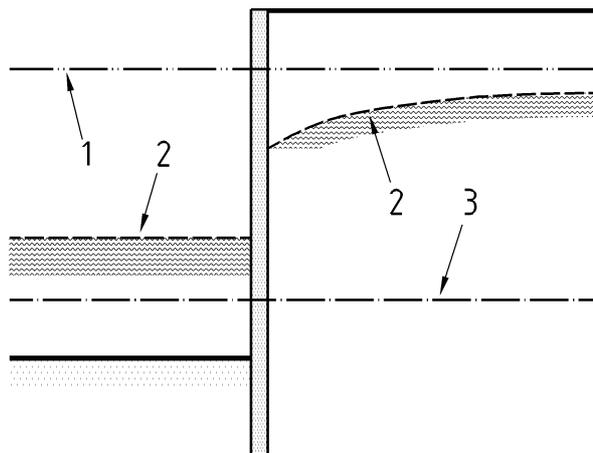
Légende

- 1 Niveau de l'eau
- 2 Temps
- 3 Temps de référence
- 4 Eaux exceptionnelles (EE)
- 5 Moyennes eaux (ME)
- 6 Plus basses eaux (PBE)

Figure 5.2.2.1 — Niveaux d'eau habituellement utilisés pour le calcul des écrans de soutènement

(3) Lorsque des variations rapides des niveaux de l'eau peuvent se produire, les conditions transitoires existant pendant la modification de ces niveaux et les conditions d'équilibre initiale et finale doivent être considérées et prises en compte dans le modèle de calcul (Figure 5.2.2.2).

NOTE 1 Cet article vise surtout le cas des variations brusques du niveau des eaux extérieures au terrain. Ce peut être le cas d'un ouvrage établi en site aquatique soumis à un marnage important avec un risque de dénivelée d'eau entre l'intérieur et l'extérieur de l'ouvrage. Il peut également s'appliquer aux variations brusques de l'eau dans le terrain (par exemple, pour les ouvrages à conséquence élevée (voir Annexe I.2 – classe CC3), la remontée accidentelle d'un niveau d'eau due à un dysfonctionnement du dispositif de drainage).



Légende

- 1 Niveau initial
- 2 Phase transitoire
- 3 Niveau final

Figure 5.2.2.2 — Exemples de situations transitoires à considérer pour les ouvrages soumis à un marnage rapide

(4) Sauf autre spécification, la valeur de calcul d'un niveau d'eau doit être prise égale à sa valeur caractéristique (voir NOTES 1 et 2).

NOTE 1 Un niveau d'eau est normalement traité comme une donnée géométrique et sa valeur de calcul est déduite de sa valeur caractéristique ou nominale à partir de la relation 5.2.1. Dans la mesure où la valeur caractéristique de la position d'un niveau d'eau est fixée de manière prudente en tenant compte par exemple des fluctuations d'une nappe pour définir son niveau caractéristique, l'incertitude Δa à considérer est nulle.

NOTE 2 Lorsqu'on définit un niveau d'eau caractéristique, il y a toutefois lieu de tenir compte du fait que lorsqu'on utilise l'approche de calcul 2 (la règle générale) on applique aux pressions d'eau un facteur multiplicatif, et lorsqu'on utilise l'approche de calcul 3 l'effet de l'eau n'est pas majoré. Prendre $\Delta a = 0$ dans une approche de type 3 impose un degré de prudence supplémentaire dans le choix de la valeur caractéristique.

6 Propriétés des terrains et des matériaux

6.1 Généralités

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

(2) Les valeurs caractéristiques des propriétés des matériaux constitutifs des écrans de soutènement doivent être déterminées conformément aux normes de calcul pertinentes (voir NOTES 1 et 2) et lorsqu'il y a lieu aux normes produits appropriés.

NOTE 1 Par exemple conformément aux spécifications de la norme NF EN 1992-1-1 pour les parois en béton, de la norme NF EN 1993-1-1 pour les rideaux métalliques.

NOTE 2 Les règles complémentaires applicables aux produits classiques (béton armé, acier de construction) pour le calcul des écrans de soutènement sont toutefois indiquées en 6.4.

6.2 Terrains en place

(1) On doit procéder à une reconnaissance géotechnique du site (voir NOTES 1 à 4) pour identifier les terrains en place et les conditions hydrogéologiques, pour 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, et lorsqu'il y a lieu pour définir l'agressivité des terrains et des eaux souterraines et libres.

NOTE 1 Pour les ouvrages visés par ce document, il n'est pas possible d'assurer que les exigences minimales seront satisfaites avec un risque négligeable sur la base de la seule expérience et ou d'une simple 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. Une étude géologique et hydrogéologique du site complétée par une reconnaissance avec des essais sur le sol en place et des essais en laboratoire est le plus souvent nécessaire.

NOTE 3 Les exigences essentielles concernant l'objectif et le contenu des reconnaissances géotechniques sont indiquées dans les normes NF EN 1997-1 et NF EN 1997-2. On rappelle en Annexe J des points importants à considérer pour les écrans de soutènement.

NOTE 4 Des recommandations sur la progressivité et la consistance des investigations peuvent également être trouvées dans la norme NF P 94-500.

(2) Un modèle géotechnique du terrain doit être établi avant le début de l'étude de projet et comporter :

- les valeurs caractéristiques des paramètres des différentes couches de terrain ;
- les conditions aux limites géométriques (couches de terrain, etc.), mécaniques (surcharges, etc.) et hydrauliques (conditions d'alimentation, etc.).

NOTE 1 Un modèle géotechnique est indispensable pour concevoir, étudier et dimensionner un écran de soutènement, mais aussi pour suivre et contrôler son exécution.

(3) Les propriétés géotechniques des terrains et la valeur caractéristique des paramètres géotechniques doivent être déterminées, y compris pour les phases de construction, conformément aux articles 2.4.3 et 2.4.5.2 de la norme NF EN 1997 (voir NOTES 1 et 2).

NOTE 1 Il importe en particulier que les valeurs des propriétés géotechniques soient fondées sur les résultats d'essais en place et en laboratoire, complétées par les enseignements de l'expérience, et le cas échéant, que les corrélations utilisées pour les obtenir, soient documentées et appropriées aux conditions de terrains et aux matériels d'essais utilisés.

NOTE 2 Les paramètres qui peuvent être mesurés ou déduits des principaux essais en place et en laboratoire ainsi que les procédures d'essais normalisés sont indiqués en Annexe J.

6.3 Matériaux rapportés

(1) La nature du matériau de remblai et les valeurs de ses propriétés doivent être spécifiées avant le début des études de projet en distinguant le cas où la provenance du matériau n'est pas prescrite (voir NOTE 1), de celui où elle est imposée (matériau provenant du site ou d'un emprunt proche du site).

NOTE 1 Lorsque la provenance des matériaux 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 en fonction des conditions du projet et à fixer des critères à respecter afin de les obtenir et de permettre la mise en place correcte du matériau ;
- 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 œuvre.

(2) Les propriétés géotechniques à définir avant les études de projet doivent inclure :

- le poids volumique et les paramètres de cisaillement du matériau de remblai une fois mis en œuvre (angle de frottement interne et cohésion) et quand c'est approprié les modules de déformation pertinents ;
- les exigences concernant la distribution granulométrique (classe du matériau, coefficient d'uniformité) et quand c'est approprié celles concernant la mise en œuvre du matériau (teneur en eau, masse volumique optimale, etc.).

NOTE 1 Lorsqu'il y a lieu (par exemple pour les ouvrages ancrés en remblai-déblai) les propriétés électrochimiques, chimiques et biologiques relatives à l'agressivité du matériau de remblai vis-à-vis de la durabilité des ancrages sont également à définir.

6.4 Matériaux constitutifs des écrans

6.4.1 Béton

(1) Pour la vérification de la résistance structurelle des éléments et des parois en béton armé moulé dans le terrain ou en béton armé préfabriqué, les dispositions de la norme NF EN 1992-1-1 avec son Annexe nationale NF EN 1992-1-1/NA s'appliquent, complétées par celles indiquées dans cette section, et lorsqu'il y a lieu celles indiquées dans la norme applicable aux fondations profondes (voir NOTE 1).

NOTE 1 On vise ici les écrans constitués de pieux en béton et les dispositions complémentaires de la norme NF P 94-262 pour la vérification de la résistance structurelle des pieux en béton. Cette norme est en cours de préparation. En attendant sa parution les dispositions actuelles s'appliquent pour les valeurs de k_1 , k_2 et C_{max} .

(2) Conformément aux dispositions de la norme NF EN 1992-1-1 avec son Annexe nationale NF EN 1992-1-1/NA, pour l'établissement des projets, un béton doit être défini :

- par sa résistance caractéristique à la compression f_{ck}^* ;
- par sa résistance caractéristique à la traction $f_{ctk0,05}$;
- par son module de déformation longitudinale E_{cm} ;

(3) La résistance caractéristique à la compression du béton des écrans de soutènement, doit être déterminée à partir de la formule suivante :

$$f_{ck}^* = \inf(f_{ck}(t); C_{max}; f_{ck}) \frac{1}{k_1 k_2} \quad (6.4.1.1)$$

avec

f_{ck}^* résistance caractéristique à la compression à prendre en compte pour les vérifications de contraintes de compression du béton de structure de l'écran ;

f_{ck} résistance caractéristique à la compression à 28 jours (voir Tableau 3.1 de la norme NF EN 1992-1-1) ;

$f_{ck}(t)$ résistance caractéristique à la compression à t jours (voir 3.1.2 (5) de la norme NF EN 1992-1-1) ;
t ≤ 28 jours ;

C_{max} résistance caractéristique à la compression à la mise en œuvre (voir NOTE 1 et Tableau 6.4.1.1) ;

k_1 coefficient empirique tenant compte du mode de mise en place dans le sol ainsi que des variations possibles de sections selon la technique utilisée (voir Tableau 6.4.1.1) ;

k_2 coefficient empirique tenant compte des difficultés de bétonnage liées à la géométrie de la fondation, donné ci-après (voir ci-dessous Tableau 6.4.1.1).

NOTE 1 C_{\max} tient compte de la consistance qu'il est nécessaire de donner au béton frais suivant la technique utilisée.

NOTE 2 La vérification du béton à l'ELS (voir article (9) ci-dessous) constitue une disposition suffisante qui dispense de prendre en compte l'abattement forfaitaire sur les dimensions nominales tel qu'envisagé à l'article 2.3.4.2 de la norme NF EN 1992. Dans certains cas toutefois, pour tenir compte des déviations par exemple, un abattement sur les dimensions nominales est à prendre en compte.

NOTE 3 Les coefficients k_1 et k_2 , qui tiennent compte des conditions de mise en œuvre, sont eux destinés à se substituer au coefficient k_f (1,1) de l'article 2.4.2.5 de la norme NF EN 1992-1-1.

(4) La résistance de calcul à la compression du béton des écrans de soutènement, doit être déterminée à partir de la formule suivante :

$$f_{cd} = \text{Min} \left(\alpha_{cc} k_3 \frac{f_{ck}^*}{\gamma_C}; \alpha_{cc} \frac{f_{ck}(t)}{\gamma_C}; \alpha_{cc} \frac{C_{\max}}{\gamma_C} \right) \quad (6.4.1.2)$$

avec

f_{ck}^* résistance caractéristique à la compression (voir Formule 6.4.1.1) ;

k_3 coefficient empirique tenant compte des contrôles d'intégrité effectués (voir Tableau 6.4.1.1) ;

α_{cc} coefficient (= 1) ;

γ_C coefficients partiels relatifs au béton (voir article 2.4.2.4 de la norme NF EN 1992-1-1).

Tableau 6.4.1.1 – Coefficients applicables à la détermination de la résistance caractéristique de compression du béton des parois moulées et des barrettes et du béton projeté

		C_{\max} MPa	k_1	k_2	k_3
Ouvrages					
	Parois moulées	35 (1)	1,3 (2)	1 (3)	1 (4)
	Barrettes forées simples	35 (1)	1,3 (2)	1 (3)	1 (4)
	Béton projeté	25 (5)	1	1	1
NOTES					
(1) Sauf spécification du marché (pour les écrans de soutènement en paroi moulée appartenant à un ouvrage de génie civil, la valeur de C_{\max} est habituellement bornée à 25 MPa). Une valeur supérieure à C_{\max} pourra être retenue si des contrôles suffisants sur l'ouvrage exécuté sont menés.					
(2) k_1 peut être diminué de 0,1 dans le cas des barrettes et parois moulées forées simples lorsque la nature des terrains traversés garantit la stabilité des parois du forage.					
(3) $k_2=1,05$ pour les éléments dont le rapport de la plus petite dimension, d à la longueur est inférieur à 1/20 $k_2=1,3-d/2$ pour les éléments dont la plus petite dimension est inférieure à 0,60 m $k_2=1,35-d/2$ pour les éléments réunissant les deux conditions ci-dessus					
(4) $k_3 = 1,2$ dans le cas d'un contrôle renforcé de la qualité et de la continuité du fût (voir Tableau 6.4.1.2).					
(5) Une valeur supérieure à C_{\max} pourra être retenue si des contrôles suffisants sur l'ouvrage exécuté sont menés.					

Tableau 6.4.1.2 – Nombre minimal de barrettes ou de panneaux de parois moulée à ausculter pour des contrôles renforcés d'intégrité

Ouvrages	Méthodes d'auscultation (1)	
	A	B
Parois moulées	1/6 par transparence (2)	--
Barrettes forées simples	1/6 par transparence (2)	1/8 par transparence (2) + 1/6 par impédance (3)
NOTES		
<p>(1) Les procédures d'auscultation A ou B peuvent être appliquées indifféremment. Sur chaque élément où une anomalie est détectée, un carottage du béton jusqu'à la base de l'anomalie présumée est à réaliser, et des essais d'écrasement sur les échantillons prélevés sont à faire. Par ailleurs, pour chaque panneau ou barrette comportant une anomalie, des essais non-destructifs sur trois éléments supplémentaires sont à faire.</p> <p>(2) Selon la norme NF P 94-160-1 (méthode sonore par transparence). Dans ce cas, les tubes métalliques utilisés, de 40 mm de diamètre intérieur minimum, sont à placer de façon à ne pas nuire à l'enrobage des armatures principales des cages.</p> <p>(3) Selon la norme NF P 94-60-4 (méthode vibratoire par impédance). Lorsque cette méthode n'est pas applicable, il convient d'effectuer des auscultations selon la méthode sismique parallèle (MSP) selon la norme NF P 94-160-3.</p>		

(6) La contrainte ultime d'adhérence, f_{bd} des armatures à haute adhérence doit être déterminée conformément à la norme NF EN 1992-1-1 (voir article 8.4.2 de la norme NF EN 1992-1-1) avec un coefficient η_1 égal à 1,0.

NOTE 1 Pour déterminer la contrainte ultime d'adhérence f_{bd} des armatures à haute adhérence on se réfère à f_{ck} et non à f_{ck}^* qui n'est utilisée que pour la vérification de la résistance à la compression du béton vis-à-vis des différents états-limites.

(7) Le module de déformation E_{cm} du béton des écrans de soutènement doit être déterminé conformément à l'article 3.1.3 de la norme NF EN 1992-1-1.

NOTE 1 Pour déterminer E_{cm} , on se réfère à f_{ck} et non à f_{ck}^* qui n'est utilisée que pour la vérification de la résistance à la compression du béton vis-à-vis des différents états-limites.

(8) Pour la vérification de la stabilité à long terme des parois continues en béton, il convient de prendre en compte un module de déformation longitudinale du béton égal à :

$$\frac{E_{cm}}{3} \tag{6.4.1.3}$$

NOTE 1 Pour le calcul d'une paroi en béton armé, il est usuel de déterminer le produit d'inertie E.I de la paroi en adoptant une valeur du module E égale à :

- 20 000 MPa pour les phases provisoires de construction ;
- 10 000 MPa dans le cas d'efforts de longue durée d'application ;
- 30 000 MPa pour les sollicitations de courte durée d'application (chocs par exemple).

Il est également habituel de déterminer l'inertie de la paroi sans déduction des éventuelles réservations métalliques pour auscultation ou carottage c'est-à-dire celle correspondant à l'inertie brute non fissurée de l'élément structurel.

NOTE 2 Pour le calcul des contraintes à l'ELS, il est usuel de considérer le coefficient dit d'équivalence suivant :

$$n = (1 + \varphi_{\text{ef,ELS}}) \frac{E}{E_{\text{cm}}} \quad (6.4.1.4)$$

pris égal à 15 pour les bétons courants⁴⁾

NOTE 3 Le cas particulier des ouvrages composites est traité en Annexe B.

NOTE 4 Les effets du retrait du béton de fondation ne sont pas à prendre en compte. Le retrait des structures est traité par des dispositions constructives appropriées (bandes de clavage, joints, etc.).

(9) Les valeurs moyenne ($\sigma_{c \text{ moy}}$) et maximale ($\sigma_{c \text{ max}}$) des contraintes de compression du béton à l'état-limite de service caractéristique ne doivent pas dépasser respectivement $0,3k_3 f_{ck}^*$ et $\text{Min}(0,6k_3 f_{ck}^*; 0,6 f_{ck})$, et ce quelle que soit la classe d'exposition.

NOTE 1 – $\sigma_{c \text{ moy}}$ et $\sigma_{c \text{ max}}$ sont respectivement les contraintes moyenne et maximale calculées sur la surface comprimée de la section la plus sollicitée de l'élément.

(10) Le calcul de l'ouverture des fissures est mené selon l'article 7.3.4 de la norme NF EN 1992-1-1 et son Annexe nationale NF EN 1992-1-1/NA, en considérant une hauteur h égale à la hauteur totale de la section.

6.4.2 Acier

(1) Le comportement des aciers doit être défini, lorsque c'est pertinent (voir NOTES 1 et 2), conformément :

- à la norme NF EN 1993-1-1 pour les aciers de construction ;
- à la norme NF EN 1993-5 pour la vérification des pieux et les palplanches ;
- à la norme NF EN 1992-1-1 pour les aciers de béton armé et les aciers de précontrainte.

NOTE 1 La norme NF EN 1993-1-1 s'applique aux structures métalliques en acier de construction dont la limite d'élasticité f_y (= R_{eh} dans la norme produit) est normalement comprise entre 235 MPa et 460 MPa. Les autres propriétés (ductilité, allongement à la rupture, etc. sont indiquées dans la section 3.2 de la norme NF EN 1993-1-1).

NOTE 2 La norme NF EN 1992-1-1 s'applique aux ouvrages en béton armé avec :

- des armatures à haute adhérence et soudables dont la limite élastique f_{yk} est normalement comprise entre 400 MPa et 600 MPa ;
- des armatures de précontrainte constituées de fils, barres et torons possédant un niveau suffisamment faible de susceptibilité à la corrosion sous tension.

6.4.3 Bois

(1) Pour l'établissement des projets d'écrans de soutènement réalisés à partir de palplanches en bois ou utilisant des blindages en bois, les éléments en bois doivent être définis conformément aux spécifications de la norme NF EN 1995 et de la norme NF EN 12063.

4) Voir "Recommandations professionnelles pour l'application de la norme NF EN 1992-1 (NF P 18-711-1) et de son Annexe nationale (NF P 18-711-1/NA - Eurocode 2, partie 1-1) relatives au calcul des structures en béton".

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 des rideaux et parois de soutènement doivent être sélectionnées et classées conformément aux principes définis dans l'article 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 en tenant compte également des dispositions de l'article 2.2 de la norme NF EN 1997-1.

(3) Les phases de construction et les critères de déplacement de l'écran doivent être fixés avant la justification du dimensionnement de l'écran.

NOTE 1 Les phases de construction (réalisation des appuis et des excavations notamment) 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 peuvent conditionner certaines options constructives. Il importe donc, s'il y a lieu, de les fixer avant le début de l'étude.

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.

NOTE 1 Les situations de projet accidentelles qui peuvent être liées aux conditions de site ou à l'exécution des travaux sont à considérer.

(2) Les situations suivantes doivent être considérées :

- les étapes de terrassement et de construction intermédiaires, nécessaires à la mise en place des appuis hors fiche ;
- les phases critiques de terrassement, incluant au minimum la phase d'excavation maximale, et le cas échéant (ouvrage en remblai), la phase finale de remblayage.

NOTE 1 Les étapes intermédiaires peuvent être des phases successives d'excavation (appuis mis en place en descendant), ou des phases de substitution des appuis provisoires par des appuis permanents une fois l'excavation finale réalisée (appuis mis en place en remontant).

NOTE 2 Les phases critiques sont celles où la prévention d'un état-limite ultime provoqué par un défaut de résistance du terrain (défaut de capacité portante, défaut de butée, instabilité du fond de fouille ou instabilité générale) conditionne le choix de certaines dispositions constructives importantes (fiche de l'écran, dispositif de pompage, traitement du terrain).

7.1.3 Situations en cours d'exploitation

(1) On doit vérifier les situations de 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.

NOTE 1 Les situations de projet accidentelles qui peuvent être liées aux conditions de site ou à l'exécution des travaux sont à considérer.

NOTE 2 Les différents cas de charge d'exploitation sont à considérer pour définir la situation transitoire la plus défavorable vis-à-vis de chaque état-limite ultime.

NOTE 3 Il convient que les niveaux d'eaux considérés soient compatibles avec la situation envisagée.

NOTE 4 En général, pour un ouvrage établi en site aquatique ou en contact avec un aquifère, plusieurs situations de projet peuvent avoir à être considérées pour définir la situation la plus défavorable en cours d'exploitation vis-à-vis d'un état-limite ultime donné :

- une situation durable définie par le niveau d'eau le plus défavorable entre le niveau des plus basses eaux EB et le niveau des plus hautes eaux EH (voir 5.2.2) ;
- une situation transitoire définie par la dénivelée d'eau la plus défavorable entre les deux côtés de l'ouvrage (voir Figure 5.2.2.2).

7.2 Combinaison d'actions

(1) Les effets des actions doivent être déterminés en combinant les actions conformément aux dispositions de la norme NF EN 1990 avec son Annexe nationale NF P 03-100-2 et de la norme NF EN 1990/A1 avec son Annexe nationale NF EN 1990/A1/NA (voir NOTE 1).

NOTE 1 Les différentes combinaisons d'actions à considérer sont données dans la norme NF EN 1990, article 6.4.3. Les dispositions particulières aux ponts font l'objet de la norme NF EN 1990/A1. Les dispositions particulières aux écrans de soutènement sont indiquées en 7.3 ci-après.

(2) Les différentes combinaisons d'actions à considérer pour les états-limites ultimes sont :

- 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).

(3) Les différentes combinaisons d'actions à considérer pour les états-limites de service sont :

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

(4) 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.

(5) 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, voir NOTE 1).

NOTE 1 Par exemple on ne peut considérer la composante verticale de la poussée des terres comme une action stabilisante et sa composante horizontale comme une action déstabilisante, lors de la vérification d'un état-limite ultime de mobilisation de la butée en pied de l'écran.

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

NOTE 1 Ceci exclut donc d'affecter à un terrain deux masses volumiques différentes selon que l'on évalue une action de poussée ou une action pondérale de ce terrain.

7.3 Dispositions applicables au calcul des écrans de soutènement

7.3.1 Notations

- « + » signifie « doit être combiné à »
- S signifie « l'effet combiné de »
- A_d valeur de calcul de l'action accidentelle
- G_{dst} / G_{stb} action permanente déstabilisatrice / stabilisatrice
- G_{inf} / G_{sup} action permanente favorable / défavorable
- $\psi_{0,1} Q_{k,1} / \psi_{0,i} Q_{k,i}$ valeur de combinaison de l'action variable défavorable dominante / d'accompagnement i
- $\psi_{1,1} Q_{k,1} / \psi_{1,i} Q_{k,i}$ valeur fréquente de l'action variable défavorable dominante / d'accompagnement
- $i \psi_{2,1} Q_{k,1} / \psi_{2,i} Q_{k,i}$ valeur quasi-permanente de l'action variable défavorable dominante / d'accompagnement i
- $\gamma_{Gj,sup} / \gamma_{Gj,inf}$ facteurs partiels pour les actions permanentes défavorables / favorables
- $\gamma_{Q,1} / \gamma_{Qj}$ facteurs partiels pour les actions variables dominantes / d'accompagnement i

NOTE 1 Les indices de ψ pour les valeurs de combinaison des actions variables Q ont la signification suivante :

- le premier indice : (0) indique qu'il s'agit d'une valeur de combinaison, (1) indique qu'il s'agit d'une valeur fréquente, (2) d'une valeur quasi-permanente ;
- le second indice fait référence au numéro de l'action variable.

7.3.2 Combinaisons d'actions aux E.L.U

(1) Pour la vérification des états-limites ultimes GEO ou STR dans des situations de projet durables ou transitoires, on doit considérer les combinaisons d'actions suivantes (voir NOTES 1 à 4) :

- lorsqu'on applique les facteurs partiels aux actions :

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup} "+" \sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf} "+" \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right\} \quad (7.3.1)$$

- lorsqu'on applique les facteurs partiels à l'effet des actions :

$$E_d = \gamma_{Gj,sup} E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{kj,sup} "+" \sum_{j \geq 1} \frac{\gamma_{Gj,inf}}{\gamma_{Gj,sup}} G_{kj,inf} "+" \frac{\gamma_{Q,1}}{\gamma_{Gj,sup}} \psi_{0,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \frac{\gamma_{Q,i}}{\gamma_{Gj,sup}} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right\} \quad (7.3.2)$$

NOTE 1 Pour le calcul des écrans on ne distingue pas les actions permanentes défavorables et les actions permanentes favorables.

NOTE 2 Les valeurs des facteurs partiels γ sont données dans les normes NF EN 1990 et NF EN 1990/A1 avec leur Annexe nationale.

NOTE 3 Les valeurs des coefficients ψ_0 sont inférieures ou égales à 1 pour tenir compte de la probabilité de combinaison des actions variables. Elles sont données pour les charges usuelles aux endroits appropriés des normes NF EN 1990 et NF EN 1991 (voir aussi (4) ci-dessous).

NOTE 4 Les réactions d'appuis relèvent des actions permanentes défavorables G_{sup} .

NOTE 5 Dans le cas des modèles d'interaction sol structure, il convient en toute rigueur, de procéder à deux calculs pour juger de l'effet favorable ou défavorable d'une action sur un paramètre donné (par exemple la butée mobilisée). Pour les projets courants le caractère favorable ou défavorable des actions variables a été défini en fonction de leur situation par rapport à l'écran (voir article 9.2.2 (3)). Pour certains ouvrages complexes, il peut toutefois s'avérer utile d'avoir à rechercher la combinaison d'actions la plus défavorable.

(2) Pour la vérification des états-limites ultimes UPL et HYD dans des situations de projet durables ou transitoires, on doit déterminer la valeur de calcul de l'effet des actions à partir de l'expression générale suivante (voir NOTES 1 et 2) :

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,dst} G_{kj,dst} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,stab} G_{kj,stab} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right\} \quad (7.3.3)$$

NOTE 1 Les valeurs des facteurs partiels γ sont données dans l'Annexe normative A de la norme EN 1997-1. Elles sont rappelées en Annexe A du présent document dans les Tableaux A.3.1 et A.4.1 respectivement pour le états-limites ultimes UPL et HYD.

NOTE 2 Les valeurs des coefficients ψ_0 sont données pour les charges usuelles aux endroits appropriés des normes NF EN 1990 et NF EN 1991 (voir aussi (3) ci-après).

(3) Sauf spécification contraire, pour les situations de projet durables et transitoires, il est loisible d'affecter globalement, à l'ensemble des actions variables défavorables transmises par le terrain, un produit $\gamma_{0,1} \psi_{0,1}$ égal à 1,35.

(4) Pour des situations de projet accidentelles, on doit déterminer la valeur de calcul de l'effet des actions à partir de l'expression générale suivante (combinaison accidentelle pour des états-limites ultimes STR et GEO) :

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{kj,sup} + \sum_{j \geq 1} G_{kj,inf} + A_d (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad (7.3.4)$$

NOTE 1 Les valeurs des coefficients ψ_1 et ψ_2 sont inférieures à 1 pour tenir compte de la probabilité de combinaison des actions variables. Elles sont données pour les charges usuelles aux endroits appropriés des normes NF EN 1990 et NF EN 1991.

NOTE 2 Dans la plupart des cas, il n'y a pas lieu de considérer d'actions variables concomitantes avec l'action accidentelle, leurs effets étant généralement faibles par rapport à la partie d'origine accidentelle des sollicitations.

7.3.3 Combinaisons d'actions aux E.L.S.

(1) Pour les combinaisons caractéristiques on doit déterminer la valeur de calcul de l'effet des actions E_d à partir de l'expression générale suivante :

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{kj,sup} + \sum_{j \geq 1} G_{kj,inf} + \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right\} \quad (7.3.5)$$

(2) Pour les combinaisons fréquentes on doit déterminer la valeur de calcul de l'effet des actions à partir de l'expression générale suivante :

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{kj,sup} + \sum_{j \geq 1} G_{kj,inf} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad (7.3.6)$$

(3) Pour les combinaisons quasi-permanentes on doit déterminer la valeur de calcul de l'effet des actions à partir de l'expression générale suivante :

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k_j, \text{sup}} "+" \sum_{j \geq 1} G_{k_j, \text{inf}} "+" \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad (7.3.7)$$

(4) Sauf spécification contraire, il convient d'affecter aux actions variables défavorables transmises par le terrain des coefficients ψ égaux à l'unité.

7.3.4 États-limites de déplacement

(1) Pour la vérification des états-limites de déplacement (voir 8.4.2 (4)), sauf dispositions contraires du marché, il est admis de ne tenir compte que des actions variables quasi-permanentes et des actions permanentes (voir NOTES 1 à 5).

NOTE 1 Les états-limites de déplacement ne sont normalement associés qu'à la vérification des états-limites de service pour les écrans de soutènement.

NOTE 2 Les méthodes de calcul disponibles ne permettent pas de prendre en compte l'effet des sollicitations variables, cycliques ou dynamiques.

NOTE 3 Compte tenu du caractère approximatif des estimations prévisionnelles (voir 8.3 (5)), le déplacement de l'écran fait normalement l'objet d'un suivi en cours de travaux. Lorsque cette incertitude pose problème, le recours à la méthode observationnelle peut s'avérer nécessaire.

NOTE 4 Les charges de circulation routière transmises à un écran et les charges dues à une aire de stockage sont des exemples de cas de charges quasi-permanentes qu'il convient de cumuler aux charges permanentes.

NOTE 5 Les valeurs des actions variables à considérer sont les valeurs caractéristiques Q_k et de combinaison $\psi_0 Q_k$ pour les combinaisons d'actions de projet durables ou transitoires aux états-limites ultimes et les valeurs quasi-permanentes $\psi_2 Q_k$ pour toutes les autres combinaisons d'actions.

(2) Pour la vérification des états-limites de déplacement, les valeurs de ψ_0 et de ψ_2 à considérer sont celles définies dans le marché. À défaut il convient d'adopter respectivement les valeurs 0,7 et 0,3.

8 Règles générales de justification des écrans de soutènement

8.1 Généralités

(1) L'objet de la section 8 est d'indiquer les principes généraux à suivre pour la justification des écrans de soutènement et le choix des états-limites ultimes et de service à considérer, en se référant aux mécanismes de rupture décrits dans la section 4 et propres au type d'écran et aux conditions de terrain (voir NOTES 1 à 3).

NOTE 1 Tous les événements susceptibles d'entraîner la ruine d'un écran ou des désordres inacceptables pour celui-ci et les ouvrages avoisinants sont à prendre en considération pour définir les vérifications à faire et choisir les situations les plus défavorables.

NOTE 2 Les situations de projet accidentelles qui peuvent se produire en liaison avec les conditions de site (rupture de canalisation passant à proximité de l'écran par exemple), ou liés à l'exécution des travaux (arrêt accidentel du rabattement par exemple) sont à considérer.

NOTE 3 Les conditions de site et de terrain, le type d'ouvrage (écran continu ou apparenté), la position et le nombre d'appuis (écran non ancré ou écran avec un seul niveau d'appui en tête ou écran avec un seul niveau d'appui en pied ou écran avec plusieurs niveaux d'appui échelonnés sur toute la hauteur libre de l'écran), leur mode de réalisation, le type d'appui (buton ou ancrage, ancrage scellé ou ancrage constitué par un contre-rideau ou ancrage constitué par un corps mort) et sa précontrainte éventuelle interviennent en particulier lors de la sélection des situations et des états-limites à étudier.

(2) Les règles énoncées dans cette section ne s'appliquent pleinement qu'aux projets relevant de la catégorie géotechnique 2 (voir NOTES 1 et 2).

NOTE 1 Lorsqu'un écran présente une structure complexe ou lorsque les conditions de terrain sont inhabituelles ou lorsque les critères de déplacement sont sévères, des analyses ou des dispositions spécifiques peuvent être nécessaires.

NOTE 2 Parmi les analyses spécifiques complémentaires on peut par exemple penser à l'emploi des modèles de calcul aux éléments finis pour identifier un mécanisme de rupture ou estimer des déplacements.

(3) Il convient que la justification d'un écran de soutènement 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 de la section 7.1 ;
- en déterminant les sollicitations et les résistances compte tenu des dispositions de la section 5 pour l'évaluation des actions et des données géométriques, de la section 6 pour l'évaluation des propriétés des matériaux, et des normes de calcul appropriées aux matériaux constitutifs de l'écran (voir Note 1) ;
- en sélectionnant les combinaisons d'actions conformément aux dispositions des sections 7.2 et 7.3.

NOTE 1 La vérification de la résistance structurale d'un écran se faisant conformément à la norme appropriée au matériau constitutif des éléments de sa structure, ceci implique l'adoption des propriétés exigées par cette norme (par exemple la valeur du produit EI d'un rideau en palplanches métalliques à considérer est celle définie dans la norme NF EN 1993-5).

(5) Pour chaque profil en travers, lorsqu'il y a lieu (voir NOTE 1), on doit vérifier vis-à-vis des états-limites ultimes (voir NOTE 2) :

- la stabilité initiale du site (voir section 15) ;
- la stabilité de l'écran vis-à-vis d'une rupture par défaut de butée (voir section 9) ;
- la résistance de la structure de l'écran (voir section 10) ;
- la portance de l'écran (voir section 11) ;
- la résistance des appuis (voir section 12) ;
- la stabilité du fond de l'excavation (voir section 13) ;
- l'absence d'interaction entre l'écran et un ancrage (voir section 14) ;
- la stabilité d'ensemble de l'écran (voir section 15).

NOTE 1 Les vérifications minimales qu'il convient de faire, en fonction des conditions de projet, sont indiquées dans le Tableau 8.2.1.

NOTE 2 La justification vis-à-vis d'un état-limite n'est pas à faire obligatoirement par le calcul (par exemple, la vérification de la stabilité générale du site avant travaux est indispensable, mais il est admis de justifier cet état-limite ultime par expérience comparable, en l'absence de pente ou de surcharge importante et en présence de terrains de bonnes caractéristiques).

(6) Pour chaque profil en travers, on doit vérifier vis-à-vis des états-limites de service que les déformations et les déplacements de l'écran sont acceptables pour ne pas nuire à sa fonction pendant sa durée de vie prévue (voir NOTES 1 et 2).

NOTE 1 – Faute de modèle de calcul fiable pour estimer le déplacement d'un ancrage au cours de la durée de vie d'un écran, il est admis (et demandé) dans ce cas de procéder de manière indirecte et de vérifier que le niveau de sollicitation de l'ancrage demeure suffisamment faible en conditions de service (voir section 16.3). Une procédure analogue (voir section 16.4) est demandée pour vérifier le déplacement vertical d'un écran supportant un ouvrage.

NOTE 2 La limitation de la fissuration de sorte qu'elle ne porte pas préjudice à la fonction ou à la durabilité d'une structure (écran, tirant, etc.) peut également relever de la limitation des contraintes.

8.2 États-limites ultimes

(1) On doit au moins 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 indiqués dans le Tableau 8.2.1 ne sont pas atteints (voir NOTES 1 à 5).

NOTE 1 Les états-limites ultimes à considérer relèvent des états-limites de rupture ou de déformation excessive d'un élément de structure ou du terrain (STR et GEO) et des états-limites de rupture d'origine hydraulique par soulèvement global de la structure ou du terrain (UPL) ou par soulèvement local ou par érosion du terrain sous l'effet des gradients hydrauliques (HYD).

NOTE 2 Les états-limites ultimes d'équilibre (EQU) ne s'appliquent pas à la justification des écrans de soutènement.

NOTE 3 Des dispositions particulières de protection contre la corrosion sont applicables aux tirants d'ancrage lorsque leur durée d'utilisation prévue est supérieure à 2 ans (NF EN 1537). On peut également être conduit à préconiser la protection des tirants provisoires, lorsque les analyses préalables ont mis en évidence un milieu particulièrement agressif.

NOTE 4 Dans certaines conditions de projet (ouvrage établi en site aquatique, terrain soumis à des forces d'écoulement des eaux souterraines ou à une nappe en charge) il importe aussi d'adopter des dispositions constructives appropriées pour se prémunir contre les risques de ruine liés aux sollicitations hydrauliques, indépendamment des vérifications STR et GEO.

NOTE 5 D'une façon générale, la conception d'un ouvrage géotechnique a pour objet d'éviter l'occurrence d'une rupture fragile, par exemple les possibilités de redistribution des efforts sont à considérer pour palier la défaillance accidentelle d'un appui (voir 4.2.5 (3)).

(2) Lorsqu'il y a lieu, les situations de calcul accidentelles et sismiques les plus défavorables doivent être considérées.

(3) Sauf exception (voir NOTE 1), on doit adopter l'approche de calcul 2 pour vérifier qu'un état-limite ultime STR et GEO n'est pas atteint dans les situations durables et transitoires (voir Tableau 8.2.1) et on doit procéder aux justifications (voir NOTE 2) conformément aux spécifications du présent document.

NOTE 1 Lorsqu'il y a lieu, l'approche de calcul 3 est admise pour la vérification de la stabilité générale du site et les analyses basées sur des modèles de calcul aux éléments finis.

NOTE 2 Pour cela, on vérifie d'une manière générale 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 une action.

(4) L'effet des actions doit être déterminé en considérant la combinaison d'actions appropriée à la situation de calcul (durable ou transitoire, accidentelle, sismique).

NOTE 1 Les différentes combinaisons à considérer vis-à-vis des états-limites ultimes sont indiquées dans la norme NF EN 1990. Les dispositions particulières applicables aux écrans sont données dans la section 7.3 de ce document.

(5) Pour la vérification de l'état-limite ultime GEO de défaut de butée, dans des situations de projet durables ou transitoires, on doit déterminer la valeur de calcul de la butée mobilisée :

- soit en découplant les coefficients partiels sur les actions et sur les résistances ;
- soit en prenant un coefficient de sécurité global sur la seule butée du terrain au lieu de découpler les coefficients partiels sur les actions et sur les résistances ;
- soit en appliquant le facteur global de sécurité sur le coefficient de butée.

(6) Pour la vérification des états-limites ultimes STR, dans des situations de projet durables ou transitoires, on doit déterminer la valeur de calcul de l'effet des actions (les moments et les efforts tranchants dans l'écran, les efforts de traction ou de compression dans les appuis, etc.) en pondérant l'effet des actions.

(7) Pour la vérification des états-limites ultimes STR, dans des situations de projet durables ou transitoires, on doit également vérifier la résistance de la structure vis-à-vis des sollicitations découlant, le cas échéant, de la vérification de l'état-limite ultime de défaut de butée effectuée en mettant des coefficients partiels sur les actions et/ou sur les résistances.

(8) La résistance d'une structure (écrans, tirants, buton, etc.) doit être vérifiée, vis-à-vis de la rupture, conformément aux spécifications de la norme de calcul appropriée au matériau qui la constitue (par exemple la norme NF EN 1992 pour une structure en béton, la norme NF EN 1993 pour une structure en acier, etc.).

Tableau 8.2.1 – 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

	Type ELU	Approche de calcul	Procédure voir
Tous les écrans de soutènement			
Stabilité générale (1)	GEO	2	Section 15
Défaut de butée (2)	GEO	2	Section 9
Résistance de la structure	STR	2	Section 10
Stabilité du fond de fouille (3)	GEO	2	Section 15
Écrans porteurs			
Poinçonnement du sol support	GEO	2	Section 11
Écrans avec appuis			
Stabilité du massif d'ancrage	GEO	2	Section 14
Résistance de l'ancrage (4)	STR/GEO	2	Section 12
Résistance de l'appui (5)	STR/GEO	2	Section 12
Écrans concernés par les ruines d'origine hydraulique			
Érosion interne ou régressive / Boulance (6)	HYD	-	Section 13
Soulèvement du fond de fouille (7)	UPL	-	Section 13
NOTES			
(1) Approche de calcul 2 (en règle générale).			
(2) Ruine par rotation, en général par défaut de butée en fiche, mais ce défaut de butée peut se produire en tête, par exemple dans le cas d'ancrage précontraint dans des terrains très mous.			
(3) Ruine d'une excavation profonde par déchargement du terrain (renard solide).			
(4) Résistance à l'arrachement d'une part et résistance structurale d'autre part, hors les dispositions constructives de protection contre la corrosion (voir 8.2(1) – Note 3)).			
(5) Résistance structurale d'une part et le cas échéant (buton) résistance du dispositif de réaction.			
(6) Écoulement d'eau autour de l'écran.			
(7) Pression d'eau sous la partie excavée (fond de fouille peu perméable).			

8.3 États-limites de service

(1) Tous les phénomènes qui peuvent être préjudiciables à la fonction de l'écran de soutènement, et le cas échéant, à celle de l'ouvrage lié et aux constructions voisines doivent être considérés (voir NOTE 1, article 4.3 et section 16).

NOTE 1 Les états-limites de service sont essentiellement associés aux déplacements et aux déformations de l'écran. Les valeurs limites à ne pas dépasser peuvent toutefois être des niveaux de sollicitations (voir 8.1 (6) NOTES 1 et 2).

(2) On doit vérifier pour toutes les situations de projet durables ou transitoires les plus défavorables en cours de construction ou en cours d'exploitation que les états-limites de service pertinents ne sont pas atteints (voir NOTES 1 à 3) :

- vis-à-vis des combinaisons caractéristiques pour les phases de construction ;
- vis-à-vis des combinaisons caractéristiques et quasi-permanentes pour les phases d'exploitation.

NOTE 1 On vérifie d'une manière générale que $E_d \leq C_d$ où E_d est la valeur de calcul de l'effet des actions, C_d est la valeur limite correspondante.

NOTE 2 Habituellement, la justification d'un écran vis-à-vis des états-limites de service consiste à vérifier :

- que les déplacements de l'écran sont inférieurs aux valeurs limites fixées ;
- que les efforts supportés par l'écran restent admissibles pour la structure de l'écran (pour éviter par exemple une fissuration inacceptable, ou des problèmes de corrosion) ;
- et le cas échéant, que l'effort supporté par un tirant reste admissible pour sa structure et pour éviter un fluage important de l'ancrage.

NOTE 3 D'autres vérifications peuvent être nécessaires (par exemple l'admissibilité du débit d'exhaure et des fuites à travers l'écran, l'absence de matière solide en suspension dans les fuites ainsi que d'éventuelles modifications du niveau de la nappe phréatique). Elles sortent du cadre de ce document.

(3) Les valeurs limites de déplacement d'un écran doivent être établies avant le début de l'étude de projet (voir NOTES 1 à 3).

NOTE 1 Elles sont à établir, par des experts en structure s'il y a lieu, en tenant compte des tolérances de déplacement et de distorsion angulaire de l'écran et des structures portées, associée ou établie dans la zone d'influence des travaux.

NOTE 2 L'estimation des valeurs limites est à faire si possible, à partir d'une expérience comparable et de la reconnaissance des ouvrages avoisinants. Des indications sont données en Annexe L.2.3 pour établir les valeurs limites de déformation d'un ouvrage établi dans la zone d'influence d'un écran. L'Annexe H de la norme NF EN 1997-1 traite également des valeurs limites des déformations des structures et des mouvements des fondations.

NOTE 3 La sensibilité des ouvrages avoisinants peut dans certains cas conduire à imposer plus en amont des prescriptions de mesures de protection préalable des ouvrages eux-mêmes ainsi que des prescriptions concernant la réalisation de l'écran lui-même (voir article 16.2 (3), NOTE 4).

(4) Les déplacements doivent être déterminés à partir d'un modèle de calcul approprié à la complexité de la géométrie de l'ouvrage et des conditions de terrain (voir NOTES 1 et 2 et l'article 8.4.2 (4)).

NOTE 1 En règle générale le recours à la méthode d'interaction sol-structure dite au coefficient de réaction (voir Annexe F) est suffisant pour évaluer le déplacement d'un écran.

NOTE 2 Le recours à un modèle numérique aux éléments finis ou aux différences finies est souhaitable voire nécessaire dans certaines conditions de projet (géométrie complexe, interaction entre ouvrages, déformations d'ensemble non négligeables, etc.).

(5) En règle générale, on doit considérer que les résultats de calcul de déplacement ne donnent qu'une indication approchée de leur valeur réelle (voir NOTES 1 et 2) et dans tous les cas adopter des dispositions constructives qui permettent de limiter l'importance des déplacements (voir NOTE 3 et article 16.2 (3)).

NOTE 1 Selon leur origine, certains déplacements ne sont pas calculables (par exemple lorsqu'ils sont liés à l'évolution des conditions du terrain ou à la réalisation de l'écran).

NOTE 2 Lorsque les déplacements sont calculables, sauf exception (par exemple dans le cas d'une expérience comparable, associée à une reconnaissance de sol extrêmement complète et à un modèle de calcul reposant sur une connaissance approfondie de la loi de comportement réelle du sol), une estimation du déplacement d'un écran à quelques centimètres près constitue un objectif raisonnable et une précision inférieure au centimètre est généralement illusoire.

NOTE 3 L'attention est attirée sur le fait que, pour les ouvrages courants, des dispositions constructives adaptées peuvent être suffisantes pour assurer la compatibilité du projet vis-à-vis des déplacements limites et même dispenser de calcul de déplacement.

(6) Lorsque les valeurs limites de déplacement d'un écran sont incompatibles avec la précision des calculs, on doit avoir recours à l'une ou l'autre des dispositions suivantes :

- prévoir des contrôles pertinents de déplacement de l'écran en cours d'exécution (voir NOTE 1) et, si besoin, des structures voisines ;
- avoir recours lorsque c'est approprié (voir NOTE 2), à la méthode observationnelle (voir Annexe L.4).

NOTE 1 Malgré l'imprécision des calculs et sauf exception (voir 8.3 (5) NOTE 1), l'évaluation préalable des déplacements est indispensable, car elle permet le plus souvent de prévoir l'évolution des déplacements réels pendant les phases de travaux et constitue une référence nécessaire pour le suivi des déplacements et l'extrapolation des seuils d'alerte intermédiaires en cas de recours à la méthode observationnelle.

NOTE 2 On vise les cas où les déplacements limites de l'écran et du terrain sont faibles et/ou les classes de conséquence sont moyennes ou élevées (voir Annexe I.2) et/ou on ne dispose pas d'une expérience comparable.

(7) On doit vérifier une structure (écran, tirants, buton, etc.) vis-à-vis des états-limites de service, ainsi que les conditions de durabilité des matériaux (ouverture des fissures, corrosion), conformément aux normes pertinentes.

(8) On doit vérifier, conformément aux dispositions de l'article 16.4, que la charge maximale en conditions de service d'un tirant d'ancrage scellé est inférieure à sa traction critique.

8.4 Modèles de calcul

8.4.1 Dispositions générales

(1) Le choix des modèles de calcul doit être adapté :

- à la complexité des problèmes posés, tant du point de vue du fonctionnement de la structure que du point de vue géotechnique (voir NOTE 1) ;
- au mode de rupture, à l'état-limite visé et au type d'écran étudié (voir NOTE 2).

NOTE 1 On veillera à utiliser des lois de comportement des matériaux fondées sur des propriétés de terrain « mesurables » et suffisamment simples et réalistes pour ne pas nuire à la clarté des justifications.

NOTE 2 On veillera à utiliser des modèles de calcul reproduisant les conditions de rupture du mécanisme étudié et appropriés aux conditions de projet.

(2) Les propriétés exigées par la norme appropriée au matériau constitutif des éléments structuraux doivent être adoptées (voir NOTE 1).

NOTE 1 Par exemple la valeur du produit EI d'un rideau en palplanches métalliques à considérer est celle définie dans la norme NF EN 1993-5.

(3) Le pied d'un écran doit être considéré comme libre par défaut (voir NOTE 1).

NOTE 1 Un encastrement partiel peut être pris en compte moyennant justification dans certains cas (ancrage dans un terrain rocheux, par exemple).

(3) On doit tenir compte des conditions d'appui dans le modèle de calcul (voir NOTES 1 à 4).

NOTE 1 Des indications sont données en Annexe H.3.2 et H.3.3 sur les dispositions habituellement retenues pour considérer une liaison écran-butons articulée ou encastree.

NOTE 2 Dans le cas d'une liaison de type encastrement, la raideur angulaire et les moments fléchissants exercés par la structure sont à prendre en compte pour définir la raideur du dispositif d'appui.

NOTE 3 Dans le cas d'une liaison articulée, seule la raideur axiale est à considérer.

NOTE 4 Lorsqu'une continuité des sollicitations est prise en compte entre l'écran et une structure (comme dans le cas d'un portique), la matrice de rigidité et le moment d'encastrement induit par l'élément d'infrastructure sont à prendre en compte.

(4) On doit tenir compte de la raideur axiale des appuis pour la vérification d'un état-limite de service (voir NOTES 1 et 2).

NOTE 1 Les procédures pour déterminer la raideur d'un tirant et d'un buton sont données en Annexe F.4 et F.5 pour le modèle MISS au coefficient de réaction.

NOTE 2 Dans le cas d'un bouton s'appuyant sur une structure en vis-à-vis de l'écran, une étude particulière fondée sur la cohérence des réactions d'appui, déplacements des appuis et raccourcissement du bouton est nécessaire pour estimer la raideur axiale de l'élément butant.

8.4.2 Dispositions particulières

(1) On doit vérifier la stabilité d'un écran vis-à-vis de l'état-limite de défaut de butée à partir d'un modèle de calcul d'interaction sol-structure ou d'un modèle d'équilibre limite, conformément aux dispositions de la section 9 (voir NOTES 1 à 5).

NOTE 1 Les modèles d'équilibre limite visés ceux sont décrits dans la section 9.3. Ils sont dénommés « MEL » dans ce document.

NOTE 2 Les modèles de calcul d'interaction sol-structure dits « MISS » recouvrent aussi bien les modèles aux coefficients de réaction (voir Annexe F) que les modèles numériques aux éléments finis ou aux différences finies (voir Annexe M).

NOTE 3 Le modèle « MEL » ne s'applique en toute rigueur qu'aux écrans non ancrés (écrans en console) ou aux écrans avec un seul niveau d'appui. Sauf exception, le modèle « MISS » est par corollaire à utiliser pour tous les autres types d'écrans.

NOTE 4 Le modèle MEL demeure un outil de calcul légitime même pour les écrans hyperstatiques dès lors que son usage reste limité à la détermination de la fiche minimale et sous réserve de prendre soin d'annuler les réactions d'appuis supérieurs dont le signe est incorrect (tirants comprimés ou boutons tendus).

NOTE 5 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.

(2) On doit vérifier la fiche minimale des écrans en console vis-à-vis de l'état-limite ultime de défaut de butée, à partir du modèle de calcul MEL.

(3) On doit vérifier la résistance de la structure d'un écran (incluant les appuis) vis-à-vis des effets des actions (moments, efforts tranchants, traction, compression, etc.) les plus défavorables, déduits d'un modèle de calcul MISS et du modèle de calcul MEL lorsque celui-ci est utilisé pour vérifier l'état-limite ultime de défaut de butée (voir NOTE 1).

NOTE 1 Dans certaines conditions de projet, il est admis de ne vérifier la résistance de la structure d'un écran que vis-à-vis des moments, efforts tranchants, etc., déduits du seul modèle de calcul MEL. Ces exceptions à la règle générale sont précisées à l'article 10.1 (4).

(4) On doit déterminer les déplacements d'un écran à partir d'un modèle de calcul MISS (voir 8.3 (4)), en tenant compte des raideurs du sol, de l'écran et des appuis (voir NOTE 1 et article 8.4.1), du phasage des travaux, et, lorsqu'il y a lieu, des actions variables (voir 7.3.4), mais en considérant que les résultats de calcul de déplacement ne donnent qu'une indication approchée de leur valeur réelle (voir 8.3 (5) et NOTE 2).

NOTE 1 Des indications sont données en Annexe K pour déterminer les modules de déformation des terrains et en Annexe F pour déterminer les « raideurs » du sol pour le modèle MISS aux coefficients de réaction.

NOTE 2 Dans le cas des modèles aux éléments finis ou aux différences finies, le recours à une étude paramétrique est habituellement la règle pour apprécier la sensibilité des déplacements de l'écran et du massif de sol, ainsi que des sollicitations associées.

(5) On doit vérifier la stabilité d'un écran vis-à-vis de l'état-limite de portance à partir d'un modèle de calcul de fondation, conformément aux dispositions de la section 11.2 (voir NOTE 1).

NOTE 1 Selon la hauteur d'encastrement de l'écran dans la couche portante, il peut s'agir d'un modèle de calcul applicable aux fondations superficielles, semi-profondes ou profondes.

(6) On doit vérifier la stabilité d'un tirant d'ancrage scellé vis-à-vis de l'état-limite ultime d'arrachement à partir des résultats d'essais de tirants menés à la rupture ou d'essais de contrôle (voir NOTE 1), conformément aux dispositions de la section 12.

NOTE 1 Faute de modèle de calcul fiable, il n'est pas admis de justifier la stabilité d'un ancrage scellé à partir d'un calcul théorique. Il est néanmoins admis d'utiliser, au stade du pré-dimensionnement, un modèle de calcul fondé sur le comportement réel du type de tirant prévu (voir par exemple celui décrit en Annexe H).

9 Défaut de butée

9.1 Principe général

(1) La stabilité d'un écran de soutènement vis-à-vis d'une rupture par défaut de butée doit être assurée tant pendant les phases de construction qu'une fois l'ouvrage achevé, et on doit vérifier que la fiche de l'écran est suffisante pour que la butée mobilisée sous le niveau d'excavation demeure suffisamment éloignée de la butée limite.

(2) Pour démontrer que la butée mobilisée sur la hauteur de la fiche de l'écran est acceptable, les vérifications doivent être effectuées conformément aux dispositions de la norme NF EN 1997-1, article 9.7.4 et du présent document (voir NOTES 1 à 5).

NOTE 1 La vérification est à effectuer (voir l'article 8.2) suivant l'approche de calcul 2 en utilisant pour les situations de projet durables et transitoires, les ensembles de facteurs partiels A1, M1 et R2 définis à l'Annexe A, articles A.2.1, A.2.2 et A.2.5 respectivement pour les actions ou leurs effets, les propriétés des terrains et les résistances des terrains.

NOTE 2 La vérification du mode de rupture par défaut de butée peut être effectuée (voir l'article 8.4.2 (1)), à partir d'un modèle de calcul d'interaction sol-structure (MISS) ou d'un modèle de calcul d'équilibre limite (MEL).

NOTE 3 La fiche minimale des écrans en console (voir l'article 8.4.2 (2)) est toujours à vérifier à partir du modèle de calcul MEL vis-à-vis de l'état-limite ultime de défaut de butée.

NOTE 4 En général, on applique les facteurs partiels aux actions lorsqu'on utilise un modèle MEL, et aux effets des actions lorsqu'on utilise un modèle MISS (voir les articles 7.3.2 (1), 9.2 et 9.3).

NOTE 5 Il est admis (voir l'article 8.2 (5)), quel que soit le modèle de calcul retenu, de déterminer la valeur de calcul de la butée mobilisée en appliquant un coefficient de sécurité global sur la seule butée du terrain ou sur le coefficient de butée au lieu de découpler les coefficients partiels sur les actions et sur les résistances

(3) Lorsqu'il y a lieu, on doit par ailleurs démontrer que la direction et l'intensité des forces de poussée-butée prises en compte pour vérifier l'état-limite ultime de défaut de butée sont compatibles avec les valeurs des forces prises en compte lors de la vérification de l'état-limite ultime de portance (voir NOTES 1 et 2) et à défaut, on doit modifier la direction des forces de poussée et de butée, en restant dans les limites des valeurs indiquées en 5.1.3.2.

NOTE 1 La vérification de l'état-limite ultime de défaut de butée n'est acceptable en toute rigueur que lorsque la résultante des forces verticales descendantes qui découlent de la direction des forces de poussée-butée adoptée pour le calcul, peut être équilibrée par les forces verticales ascendantes susceptibles d'être mobilisées, conformément aux dispositions de la section 11.

NOTE 2 En l'absence de charges verticales d'origine structurale (charges en tête, tirants ou butons inclinés, planchers, radiers, etc.), l'équilibre vertical des forces peut en général être réputé vérifié (voir l'article 11.1 (1) NOTE 2)).

(4) Lorsque l'équilibre des forces verticales ne peut être démontré, avec des valeurs d'inclinaison des forces de poussée-butée conformes à 5.1.3.2, le projet doit être adapté en conséquence (par exemple allongement de la fiche de l'écran).

(5) Lorsque l'écran doit supporter une charge verticale ascendante (butons inclinés, radier ancré transmettant des sous-pressions hydrostatiques, etc.), il convient également de démontrer que la direction et l'intensité des forces de poussée-butée prises en compte sont compatibles avec cette action (voir NOTES 1 et 2).

NOTE 1 Il convient de considérer l'inversion de l'inclinaison des actions de butée éventuellement nécessaire à la justification de l'équilibre vertical dans la justification de l'équilibre horizontal.

NOTE 2 La stabilité de l'écran au soulèvement est par ailleurs à vérifier (voir l'article 12.2.5).

9.2 Modèle d'interaction sol structure (MISS)

(1) Pour démontrer que la butée mobilisée sur la hauteur de la fiche d'un écran est acceptable, on doit vérifier que l'inégalité suivante est satisfaite, pour tous les cas de charge et de combinaisons de charge :

$$B_{t;d} \leq B_{m;d} \quad (9.2.1)$$

où

$B_{t;d}$ est la valeur de calcul de la butée mobilisée sur la face aval de l'écran nécessaire à son équilibre (voir NOTE 1) ;

$B_{m;d}$ est la valeur de calcul de la butée mobilisable sur la face aval de l'écran jusqu'à sa base.

NOTE 1 La butée mobilisée sur la partie en fiche de l'écran résultant du calcul est ici considérée comme l'effet des actions qui sollicitent l'écran.

9.2.1 Butée mobilisable

(1) À l'exception des cas visés par l'article 9.2.1 (2), la valeur de calcul de la butée mobilisable $B_{m;d}$ doit être déterminée à partir de la relation suivante :

$$B_{m;d} = \frac{B_{m;k}}{\gamma_{R;b}} \text{ avec } \gamma_{R;b} = 1,4 \quad (9.2.2)$$

(2) Pour les situations de projet transitoires, et lorsque la mobilisation locale de la butée limite est jugée sans conséquence (voir l'article 4.2.2 (4)), la valeur de calcul de la butée mobilisable $B_{m;d}$ peut être déterminée à partir de la relation suivante :

$$B_{m;d} = \frac{B_{m;k}}{\gamma_{R;b}} \text{ avec } \gamma_{R;b} = 1,1 \quad (9.2.3)$$

(3) La valeur caractéristique de la butée mobilisable $B_{m;k}$ doit être déterminée à partir des valeurs caractéristiques des paramètres des sols et des actions.

9.2.2 Butée mobilisée

(1) La valeur de calcul de la butée mobilisée $B_{t;d}$ doit être déterminée à partir de la relation suivante (voir NOTE 1) :

$$B_{t;d} = 1,35 B_{t;k} \quad (9.2.4)$$

où

$B_{t;d}$ est la valeur de calcul de la butée mobilisée sur la face aval de l'écran nécessaire à son équilibre ;

$B_{t;k}$ est la valeur caractéristique de la butée mobilisée correspondante.

NOTE 1 Il résulte des relations 9.2.2, 9.2.3 et 9.2.4 que le rapport entre la butée mobilisable et la butée mobilisée est de l'ordre de 1,9 dans le cas général et que dans les situations de projet transitoires lorsque la mobilisation locale de la butée est jugée sans conséquence (voir article 4.2.2 (4)), il peut être réduit à 1,5.

(2) Sauf pour les cas visés en (3) ci-après, $B_{t;k}$ doit être déterminée à partir des valeurs caractéristiques des actions permanentes et des seules actions variables défavorables, sans tenir compte du fait que les valeurs des facteurs partiels diffèrent selon la nature des actions.

(3) Lorsque cela est approprié (cas d'actions variables défavorables importantes) et que cela ne nuit pas à la clarté des justifications, il convient de prendre en compte le fait que les facteurs partiels diffèrent selon la nature des actions :

— en appliquant aux actions les facteurs de pondération suivants pour déterminer $B_{t;k}$:

— $\frac{\gamma_{G_{sup}}}{1,35}$ et $\frac{\gamma_{G_{inf}}}{1,35}$ aux actions permanentes respectivement défavorable et favorable et ;

— $\frac{\gamma_{G_o}}{1,35}$ et 0 aux actions variables respectivement défavorable et favorable.

— en considérant (voir toutefois l'article 7.3.2 (1) NOTE 5)) :

— les charges appliquées sur le terrain en amont de l'écran et les actions dirigées vers l'aval comme des actions défavorables et ;

— les charges appliquées sur le terrain en aval de l'écran et les actions dirigées vers l'amont, comme des actions favorables.

9.3 Modèles d'équilibre limite (MEL)

9.3.1 Écran non ancré

(1) Pour démontrer que la butée mobilisée sur la hauteur de la fiche d'un écran non ancré est acceptable, on doit successivement vérifier (voir NOTE 1) :

— que l'inégalité suivante est satisfaite (voir NOTES 2 et 3) :

$$f_b \geq 1,2 f_0 \quad (9.3.1)$$

où (voir Figure 9.3.1 a))

f_b est la fiche de l'écran sous le point de pression différentielle nulle ;

f_0 est la fiche minimale sous le point de pression différentielle nulle nécessaire à l'équilibre des moments en pied de l'écran ;

— et, lorsqu'il y a lieu (voir NOTE 4), que la mobilisation de la contre-butée nécessaire est possible en s'assurant que l'inégalité suivante est satisfaite :

$$C_{t;d} \leq C_{m;d} \quad (9.3.2)$$

où

$C_{t;d}$ est la valeur de calcul de la contre butée nécessaire à l'équilibre des forces horizontales ;

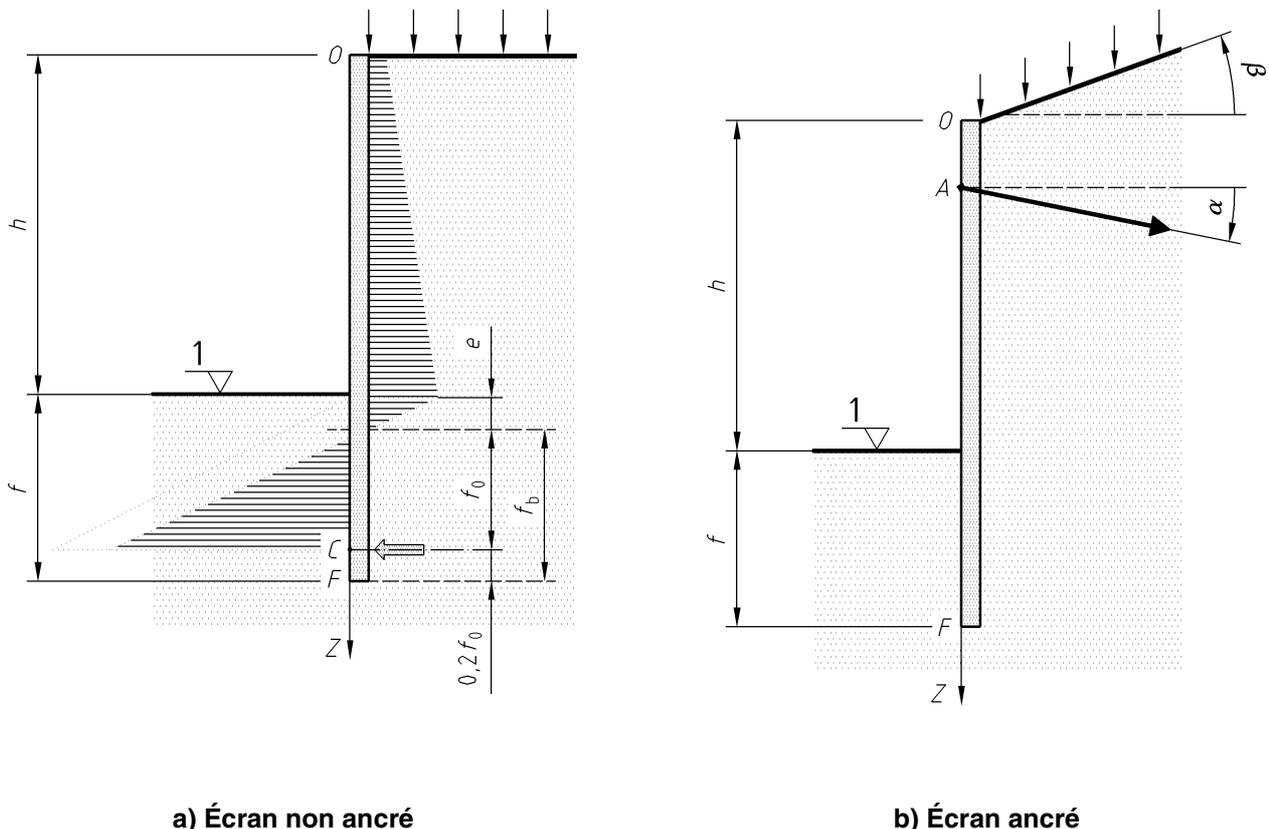
$C_{m;d}$ est la valeur de calcul de la composante horizontale de la contre butée mobilisable de part et d'autre du point C.

NOTE 1 Selon l'approche de calcul 2 c'est-à-dire en appliquant en général un facteur partiel de sécurité de 1,4 sur la butée associée à 1,35 sur les actions (ou un facteur de sécurité global de 1,4 x 1,35 sur la seule butée ou sur le coefficient de butée, voir l'article 9.1 (2) NOTE 5) avec la possibilité, pour les situations de projet transitoires lorsque la mobilisation locale de la butée limite est jugée sans conséquence, d'appliquer un facteur partiel de sécurité de 1,1 sur la butée associée à 1,35 sur les actions.

NOTE 2 On vise à ce que la hauteur pour mobiliser la contre-butée nécessaire à l'équilibre des forces horizontales soit au moins égale à 20 % de la fiche minimale de part et d'autre du point d'application de la contre-butée nécessaire à l'équilibre des moments en pied de l'écran.

NOTE 3 Dans le cas d'une charge verticale appliquée en tête d'un écran en console, il convient de s'assurer de la compatibilité de cette charge avec la résistance sous la base de l'écran, conformément à la section 11, et de la compatibilité du déplacement de l'écran en conditions de service avec les exigences de la structure (voir la section 16).

NOTE 4 Lorsque les propriétés de résistance des terrains décroissent avec la profondeur, il importe de s'assurer que la contre-butée mobilisable sous le point C est supérieure à la contre-butée nécessaire à l'équilibre des forces horizontales. Dans le cas contraire, il est admis de ne pas faire cette vérification.



a) Écran non ancré

b) Écran ancré

Légende

1 Niveau de l'excavation

Figure 9.3.1 — Notations

9.3.2 Écran avec un niveau d'appui

(1) Pour démontrer que la butée mobilisée sur la hauteur de la fiche d'un écran avec un niveau d'appui (ancrages, butons ou élément de structure) est acceptable, on doit vérifier (voir NOTE 1) que la hauteur de fiche est suffisante pour assurer l'équilibre des forces et des moments (voir NOTE 2).

NOTE 1 Selon l'approche de calcul 2 c'est-à-dire en appliquant en général un facteur partiel de sécurité de 1,4 sur la butée associée à 1,35 sur les actions (ou un facteur de sécurité global de 1,4 x 1,35 sur la seule butée ou sur le coefficient de butée, voir l'article 9.1 (2) Note 5) avec la possibilité, pour les situations de projet transitoires lorsque la mobilisation locale de la butée limite est jugée sans conséquence, d'appliquer un facteur partiel de sécurité de 1,1 sur la butée associée à 1,35 sur les actions.

NOTE 2 D'un point de vue pratique cela revient à s'assurer que l'inégalité suivante est satisfaite :

$$M_{dst;d} \leq M_{stb;d} \tag{9.3.3}$$

où

$M_{dst;d}$ est la valeur de calcul du moment par rapport au point A de toutes les forces déstabilisantes ;

$M_{stb;d}$ est la valeur de calcul du moment par rapport au point A de toutes les forces stabilisantes.

10 Résistance de la structure de l'écran

10.1 Principe

(1) La stabilité d'un écran vis-à-vis d'une rupture de sa structure (voir Figure 4.2.3.1) doit être assurée tant pendant les phases de construction qu'une fois l'ouvrage achevé.

(2) Pour démontrer que la résistance de la structure d'un écran est assurée avec une sécurité adéquate, on doit vérifier que la résistance des éléments qui la constitue est suffisante pour supporter les efforts tranchants, moments fléchissants, efforts normaux, etc. qui sont appliqués.

(3) Les vérifications doivent être effectuées conformément aux dispositions de la norme de calcul appropriée au matériau constitutif de l'écran (voir NOTES 1 et 2), de la norme NF EN 1997-1, article 9.7.6 et du présent document (voir NOTE 3).

NOTE 1 On rappelle (voir l'article 8.4.1 (2)) que pour déterminer l'effet des actions dans un élément de structure les propriétés exigées par la norme appropriée au matériau qui le constitue sont à adopter.

NOTE 2 Les vérifications de la résistance de la structure d'un écran sont à faire par exemple, selon la norme NF EN 1992 pour les parois moulées en béton armé et selon la norme NF EN 1993-5 pour les rideaux de palplanches métalliques.

NOTE 3 On rappelle (voir l'article 8.4.2 (3)) que la résistance de la structure d'un écran est à vérifier vis-à-vis des valeurs des moments, efforts tranchants, etc., les plus défavorables découlant d'un modèle de calcul MISS, et du modèle de calcul MEL lorsque celui-ci est utilisé pour vérifier l'état-limite ultime de défaut de butée.

(4) Dans le cas d'ouvrages particulièrement simples, pour lesquels il peut être montré que les résultats d'une approche de type MEL sont équivalents à ceux d'une approche de type MISS, il est admis de justifier la résistance de la structure d'un écran uniquement vis-à-vis des effets issus du calcul de type MEL.

10.2 Effet des actions

(1) Lorsque l'effet des actions est déduit d'un modèle de calcul MISS, la valeur caractéristique de cet effet (moment, effort tranchant, etc.) doit être établie en appliquant un facteur partiel de sécurité égal à 1 aux actions et aux résistances (voir NOTE 1) et sa valeur de calcul doit être déterminée à partir de la relation suivante :

$$E_d = 1,35 E_k \quad (10.2.1)$$

où

E_d est la valeur de calcul de l'effet des actions ;

E_k est la valeur caractéristique de l'effet des actions.

NOTE 1 La valeur caractéristique de l'effet des actions E_k est déterminée dans ce cas à partir des valeurs caractéristiques des actions et des propriétés des matériaux, selon l'expression générale suivante :

$$E_k = E \{F_k, X_k, a_d\} \quad (10.2.2)$$

où

E_k est la valeur caractéristique de l'effet des actions ;

F_k est la valeur caractéristique d'une action ;

X_k est la valeur caractéristique des propriétés des matériaux ;

a_d est la valeur de calcul des données géométriques.

(2) Lorsque l'effet des actions est déduit d'un modèle de calcul de type MEL dans lequel les facteurs partiels de sécurité sont directement appliqués aux actions et/ou aux résistances, il doit être vérifié que la structure est capable de résister à l'effet des actions (moment, effort tranchant, etc.) qui en découle.

10.3 Résistance des éléments de structure de l'écran

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

10.3.1 Paroi moulée en béton armé et paroi préfabriquée en béton armé

(1) Les dispositions de la norme NF EN 1992 s'appliquent, complétées par celles de l'article 6.4.1 du présent document.

10.3.2 Rideaux de palplanches métalliques et rideaux mixtes

(1) Les dispositions de la norme NF EN 1993-5 s'appliquent, complétées pour les tirants en acier de précontrainte par les dispositions de la section 12 du présent document.

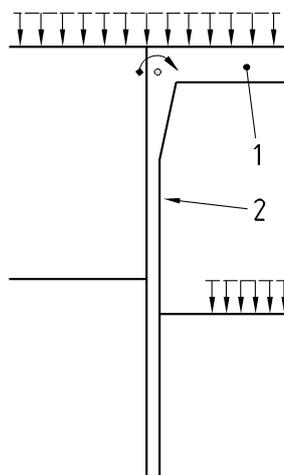
11 Stabilité d'un écran soumis à des charges verticales d'origine structurale

11.1 Principe général

(1) La stabilité d'un écran de soutènement doit être assurée vis-à-vis des charges verticales ascendantes ou descendantes (voir article 4.2.4 et les NOTES 1 et 2) tant pendant les phases de construction qu'une fois l'ouvrage achevé.

NOTE 1 La vérification par le calcul de la capacité portante d'un écran n'est en principe à faire que dans le cas où l'écran supporte des charges verticales descendantes transmises par une structure portée (Voir par exemple la Figure 11.1.1) et/ou par des tirants d'ancrage fortement inclinés (voir Figure 4.2.4.1).

NOTE 2 La vérification par le calcul de la résistance d'un écran aux charges verticales ascendantes n'est en principe à faire que dans le cas où l'écran est lié à une structure (par exemple un radier, un buton incliné) susceptible de lui transmettre des efforts ascendants importants.



Légende

- 1 Dalle
- 2 Écran

Figure 11.1.1 — Exemple de situation (tranchée couverte) où la portance du terrain peut être critique (écran supportant une dalle en béton)

(2) La vérification de la portance du terrain ou de la stabilité de l'écran vis-à-vis des charges ascendantes doit être effectuée conformément aux dispositions de la norme NF EN 1997-1, article 9.7.5, et du présent document (Voir NOTE 1 et les articles 11.2 et 11.3).

NOTE 1 On rappelle que conformément à l'article 8.4.2 (3), la vérification de la portance du terrain ou de la stabilité de l'écran vis-à-vis des charges ascendantes est à effectuer suivant l'approche de calcul 2.

NOTE 2 Les normes de calcul des fondations (NF P 94-261 pour les fondations superficielles et NF P 94-262 pour les fondations semi-profondes et profondes) sont en préparation. En attendant leur parution les modèles de calcul usuels sont ceux qu'il convient d'appliquer pour vérifier la portance du terrain et la stabilité d'un écran vis-à-vis des charges ascendantes.

11.2 Portance du terrain

(1) Pour démontrer que l'écran supportera les charges verticales descendantes avec une sécurité adéquate vis-à-vis d'une rupture par défaut de portance du terrain, on doit vérifier l'inégalité suivante :

$$F_{c;d} \leq R_{c;d} \quad (11.2.1)$$

où

$F_{c;d}$ est la valeur de calcul de la charge transmise par l'écran au terrain de fondation ;

$R_{c;d}$ est la valeur de calcul de la résistance en compression du terrain de fondation.

11.2.1 Charge verticale

(1) La valeur de calcul $F_{c;d}$ de la charge transmise au terrain de fondation doit être déterminée en tenant compte de toutes les actions verticales descendantes dues aux structures liées à l'écran (ouvrage porté, radier, tirants d'ancrage, etc.), à la poussée des terres et, s'il y a lieu, de la force d'enfoncement due au frottement négatif, au-dessus du point d'effort tranchant nul (voir 11.2.2 (1) NOTE 3).

(2) En principe, il convient d'inclure dans $F_{c;d}$ le poids de l'écran et dans $R_{c;d}$ la pression verticale des terres au niveau de la base de l'écran avant sa réalisation. Toutefois, ces deux termes peuvent être omis s'ils se neutralisent approximativement.

11.2.2 Résistance ultime du terrain

(1) On doit déterminer la valeur de calcul $R_{c;d}$ de la résistance en compression du terrain avec un modèle de calcul de fondation approprié aux conditions d'encastrement de l'écran dans la couche portante (voir NOTES 1 à 5).

NOTE 1 Un modèle de calcul de fondations profondes, semi-profondes ou superficielles est à utiliser en fonction de la hauteur d'encastrement de l'écran dans la couche portante.

NOTE 2 En attendant la parution des normes NF P 94-261 et NF P 94-262, en cours de préparation, pour le calcul des fondations superficielles, semi-profondes et profondes, il convient d'évaluer la valeur caractéristique de la résistance du terrain à partir des modèles de calculs traditionnels (par exemple ceux figurant dans les normes P 11-212 et XP P 11-211 ou le fascicule 62 – Titre V du CCTG), en tenant compte des indications données dans les NOTES 3 à 5 qui suivent, puis de déterminer la valeur de calcul $R_{c;d}$ en appliquant à la valeur caractéristique ainsi obtenue, les facteurs partiels de résistance appropriés fixés par la norme NF EN 1997-1/NA.

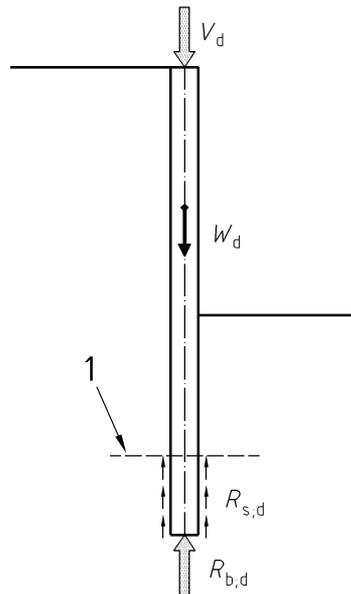
NOTE 3 Lorsqu'on utilise un modèle de calcul de fondations semi-profonde ou profonde pour déterminer la résistance caractéristique $R_{c;k}$ du terrain il convient de considérer :

- une hauteur d'encastrement moyenne tenant compte de la fiche minimale de l'écran prévue dans le terrain au cours de sa construction ou de son exploitation, pour déterminer la résistance de pointe de l'écran ;
- une résistance par frottement sur l'écran nulle côté amont, sur la hauteur décomprimée (voir NOTES 4 et 5) ;
- une contrainte de frottement latéral dans une couche de terrain inférieure ou égale à la plus faible des valeurs données, d'une part par le modèle de calcul de portance retenu et d'autre part, par la composante verticale de la butée des terres utilisée pour vérifier l'état-limite ultime de défaut de butée.

NOTE 4 Lorsqu'on ne considère que la partie de l'écran située sous le niveau du point d'effort tranchant nul (Figure 11.2.1) déduit de l'étude de l'état-limite ultime de défaut de butée pour déterminer la valeur de la résistance par frottement $R_{s;k}$, la cohérence des deux calculs (portance, défaut de butée) peut être réputée vérifiée.

NOTE 5 Il est admis de tenir compte d'un frottement positif côté terres (amont) au-dessus du point d'effort tranchant nul, à conditions :

- de prendre en compte l'inversion de l'inclinaison des actions de poussée dans le calcul de l'équilibre horizontal de l'écran ;
- de prendre en compte une valeur de la contrainte de frottement latéral dans une couche de terrain inférieure ou égale à la composante verticale de la poussée des terres ainsi recalculée ;
- de prévoir une précontrainte des appuis permettant d'éviter une décompression du terrain incompatible avec la mobilisation du frottement nécessaire à l'équilibre.



Légende

1 Niveau d'effort tranchant nul

$F_{c;d} = V_d + W_d$: Valeur de calcul de la charge transmise par l'écran au terrain de fondation

$R_{c;d} = R_{b;d} + R_{s;d}$: Valeur de calcul de la résistance en compression du terrain de fondation

Figure 11.2.1 — Principe de vérification de la portance d'un écran lorsqu'on ne considère que la résistance des terrains sous le point d'effort tranchant nul (modèle de calcul fondation profonde)

11.3 Résistance à la traction

(1) Pour démontrer que l'écran supportera les charges verticales ascendantes avec une sécurité adéquate vis-à-vis d'une rupture par défaut de résistance à la traction, l'inégalité suivante doit être satisfaite :

$$F_{t;d} \leq R_{t;d} \tag{11.3.1}$$

où

$F_{t;d}$ est la valeur de calcul de la force de traction axiale sollicitant l'écran ;

$R_{t;d}$ est la valeur de calcul de la résistance à la traction de l'écran par frottement sur le terrain.

11.3.1 Charge verticale

(1) La valeur de calcul $F_{t;d}$ de la force de traction axiale de l'écran doit être déterminée en tenant compte de toutes les actions verticales ascendantes dues aux structures liées à l'écran (radier, buton incliné, etc.).

11.3.2 Résistance à la traction de l'écran

(1) On doit déterminer la valeur de calcul $R_{t;d}$ de la résistance par frottement conformément à la norme NF P 94-262 (voir NOTE 1), lorsque le comportement de l'écran sous charge axiale de traction peut être assimilé à celui d'une fondation semi-profonde ou profonde (voir NOTE 2).

NOTE 1 En attendant sa parution, il convient d'évaluer la valeur caractéristique de la résistance $R_{t;k}$ à partir des modèles de calculs traditionnels (par exemple ceux figurant dans les normes P 11-212 et XP 11-211 ou le fascicule 62 – Titre V du CCTG), puis de déterminer la valeur de calcul $R_{t;d}$ en appliquant à la valeur caractéristique ainsi obtenue les facteurs partiels de résistance appropriés fixés par la norme NF EN 1997-1/NA.

NOTE 2 Dans certains cas, pour démontrer que l'écran supportera les charges verticales ascendantes, on peut être amené à compléter la vérification visée par l'article 11.3 (1) par une vérification de type stabilité d'ensemble, consistant par exemple (Figure 11.3.1) à rechercher la force de traction minimale égale au poids des coins « plastiques » et du frottement mobilisé sur les faces latérales de l'écran sous le niveau des coins.

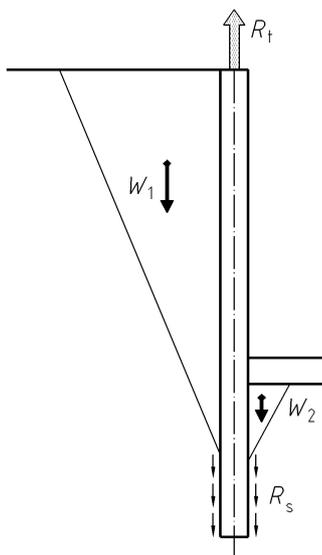


Figure 11.3.1 — Exemple de schéma de calcul pouvant être adopté pour vérifier la résistance à la traction d'un écran

12 Stabilité des appuis

12.1 Tirants d'ancrage

12.1.1 Principe général

(1) La stabilité d'un tirant d'ancrage vis-à-vis d'une rupture de sa structure ou d'une rupture par défaut d'ancrage (Figure 4.2.5.1 a) et c)) doit être assurée tant pendant les phases de construction qu'une fois l'ouvrage achevé (voir NOTES 1 à 3).

NOTE 1 La section 12.1 s'applique aux tirants d'ancrage précontraints (voir 3.1.28) et aux tirants passifs (voir 3.1.27).

NOTE 2 Un tirant d'ancrage précontraint est habituellement constitué par une armature en acier de construction ou de précontrainte liée à l'écran par une tête d'ancrage et comportant une partie libre et une partie scellée au terrain par injection pour constituer l'ancrage.

NOTE 3 Un tirant d'ancrage passif est habituellement constitué par une armature en acier de construction lié à l'écran par une tête d'ancrage et ancré dans le terrain par une injection de scellement ou par l'intermédiaire d'un corps mort pouvant prendre différentes formes (contre-rideau en palplanches métalliques ou en paroi moulée, etc.).

(2) Pour démontrer que la stabilité d'un tirant d'ancrage est assurée avec une sécurité adéquate, on doit vérifier (voir NOTES 1 à 3) :

- la résistance de sa structure (voir NOTE 4) ;
- la résistance à l'arrachement de l'ancrage.

NOTE 1 Dans la section 12.1 on considère comme nulle l'interaction entre l'écran et l'ancrage. Cette vérification relève de la section 14.

NOTE 2 On considère également que la longueur libre du tirant est suffisante pour permettre d'exercer efficacement un effort de précontrainte (minimiser les pertes dues à la rentrée des organes de blocage ou aux déformations différées du terrain derrière l'écran par exemple), ou pour permettre de mobiliser la butée nécessaire dans le cas d'un ancrage de type écran (voir 12.1.4).

NOTE 3 Dans les cas courants, la vérification de l'absence d'interaction entre l'écran et l'ancrage selon les spécifications de la section 14 suffit à définir la longueur libre minimale du tirant. Il convient, dans tous les cas, qu'elle ne soit pas inférieure à 5 m.

NOTE 4 La vérification de la résistance de la structure d'un tirant inclut la vérification de la résistance des éléments de liaison du tirant avec l'écran (par exemple une lierne) et avec l'ancrage et le cas échéant celle de la résistance du corps mort (par exemple celle d'un contre-rideau).

(3) Les vérifications doivent être effectuées conformément aux dispositions de la norme NF EN 1997-1, articles 8 et 9.7.7, et du présent document (voir NOTES 1 à 3).

NOTE 1 On rappelle (voir 4.2.5 (3) et 8.2 (1), NOTE 5) que la rupture d'un tirant d'ancrage peut être brutale et qu'il convient de faire en sorte d'éviter l'occurrence d'une rupture fragile en prévoyant des possibilités de redistribution des efforts en cas de défaillance accidentelle de l'un d'entre eux.

NOTE 2 On rappelle (voir l'article 8.4.1 (2)) que pour déterminer l'effet des actions dans un élément de structure, les propriétés exigées par la norme appropriée au matériau qui le constitue sont à adopter.

NOTE 3 On rappelle (voir l'article 8.4.2 (3)) que les vérifications sont à faire vis-à-vis de la charge de calcul P_d (traction) la plus défavorable découlant d'un modèle de calcul MISS, et du modèle de calcul MEL lorsque celui-ci est utilisé pour vérifier l'état-limite ultime de défaut de butée.

12.1.2 Résistance de la structure

(1) Pour démontrer qu'un tirant supportera un effort de traction avec une sécurité adéquate vis-à-vis d'une rupture de sa structure on doit vérifier l'inégalité suivante (voir Note 1) :

$$P_d \leq R_{t,d} / \gamma_{Rd} \tag{12.1.1}$$

où

P_d est la valeur de calcul de la charge (traction) appliquée au tirant ;

$R_{t,d}$ est la valeur de calcul de la résistance à la traction du tirant ;

γ_{Rd} est un facteur partiel de modèle défini en 12.1.2 (5) (voir NOTES 2 et 3).

NOTE 1 Un tirant d'ancrage peut également casser par flexion ou cisaillement (par exemple sous l'effet d'un tassement du terrain ou de fortes surcharges appliquées en surface). La justification de ce type d'état-limite sort du cadre de ce document. Lorsqu'un tel risque existe (aire de stockage en tête de l'écran, murs de quais, par exemple) il convient de le considérer et d'adopter des dispositions appropriées (par exemple choix d'un bon matériau de remblai, tête d'ancrage articulée).

NOTE 2 La valeur du facteur partiel de modèle a été choisie de sorte que le niveau de sollicitation des différents types d'acier aux ELS soit proche de celui actuellement admis (voir article 12.1.2 (5)).

NOTE 3 Le facteur de modèle vise à prendre en compte d'une part la fragilité des aciers de précontrainte, et d'autre part les efforts "parasites" dont il n'est pas tenu compte dans les modèles de calcul, par exemple la flexion pour les aciers de construction dont l'inertie n'est pas négligeable.

(2) La valeur de calcul de la résistance à la traction d'un tirant en acier de construction doit être déterminée selon la norme NF EN 1993-5/NA (voir NOTES 1 à 4).

NOTE 1 On rappelle que selon la norme NF EN 1993-5, la valeur de calcul de la résistance est à déterminer en considérant la plus petite des valeurs acceptables dans la partie filetée (relation 12.1.2) et dans la partie non filetée (relation 12.1.3) :

$$R_{t;d} = k_t f_{u;k} A_s / \gamma_{M2} \quad (12.1.2)$$

où

$f_{u;k}$ est la valeur caractéristique de la résistance à la rupture de l'acier ;

A_s est la section résistante de la partie filetée (section en fond de filet) ;

γ_{M2} est le facteur partiel pour la résistance à la rupture de l'acier ;

k_t est un coefficient dont la valeur recommandée dans la norme NF EN 1993-5 est 0,9.

et,

$$R_{t;d} = f_{y;k} A_g / \gamma_{M0} \quad (12.1.3)$$

où

$f_{y;k}$ est la valeur caractéristique de la limite élastique de l'acier ;

A_g est la section brute de la partie résistante de la partie non filetée ;

γ_{M0} est le facteur partiel pour la résistance limite élastique de l'acier.

NOTE 2 Pour les aciers de construction les valeurs nominales de la limite de rupture f_u et de la limite d'élasticité f_y sont celles tirées directement de la norme produit. Elles correspondent respectivement aux valeurs R_m et R_{eh} indiquées dans ces dernières.

NOTE 3 Lorsqu'il y a lieu une perte d'acier uniforme due à la corrosion est à prendre en compte à partir des indications données dans la section 4.4 de la norme NF EN 1993-5.

NOTE 4 Les valeurs des coefficients partiels à considérer pour les tirants en acier de construction sont rappelées en Annexe A.5. Les valeurs de γ_{M2} et γ_{M0} sont celles recommandées par la norme NF EN 1993-1-1 et son Annexe nationale NF EN 1993-1-1/NA, c'est-à-dire respectivement 1,25 et 1,0.

(3) La valeur de calcul de la résistance à la traction d'un tirant en acier de béton armé doit être déterminée à partir de l'expression suivante (voir NOTES 1 à 3) :

$$R_{t;d} = f_{y;k} A_s / \gamma_s \quad (12.1.4)$$

où

$f_{y;k}$ est la valeur caractéristique de la limite élastique ;

A_s est la section d'acier ;

γ_s est le facteur partiel pour la résistance limite élastique.

NOTE 1 La valeur caractéristique de la limite d'élasticité ($f_{y;k} = f_{0,2k}$) est à déterminer conformément à la norme NF EN 1992-1-1.

NOTE 2 En l'absence de dispositions de protection reconnues contre la corrosion, une perte d'acier uniforme est à prendre en compte.

NOTE 3 La valeur du coefficient partiel γ_s à considérer est indiquée en Annexe A.5. Elle correspond à celle fixée par la norme NF EN 1992-1-1/NA pour la vérification des structures en béton armé.

(4) La valeur de calcul de la résistance à la traction d'un tirant en acier de précontrainte doit être déterminée à partir de l'expression suivante (voir NOTES 1 à 3) :

$$R_{t;d} = f_{p;k} A_s / \gamma_s \quad (12.1.5)$$

où

$f_{p;k}$ est la valeur caractéristique de la limite élastique conventionnelle à 0,1 % ;

A_s est la section d'acier ;

γ_s est le facteur partiel pour la résistance limite élastique.

NOTE 1 La valeur caractéristique de la limite d'élasticité $f_{p;k}$ (ou $f_{p0,1k}$) est à déterminer conformément à la norme NF EN 1992-1-1.

NOTE 2 Conformément aux spécifications de la norme NF EN 1537, des dispositions de protection contre la corrosion sont obligatoires pour ce type d'acier. Des exemples de protections appropriées peuvent être trouvés dans la norme NF EN 1537 et les recommandations nationales sur les tirants d'ancrage dites T.A. 95.

NOTE 3 La valeur du coefficient partiel γ_s à considérer pour les tirants en acier de précontrainte est indiquée en Annexe A.5. Elle correspond à celle fixée par la norme NF EN 1992-1-1/NA pour la vérification des structures en béton précontraint.

(5) Pour vérifier l'inégalité 12.1.1, il convient de prendre en compte (voir NOTES 1 et 2) :

- une valeur de facteur partiel de modèle (γ_{Rd}) de 1,0 pour les aciers de construction et pour les aciers de béton armé, et de 1,05 pour les aciers de précontrainte dans le cas d'un tirant permanent ;
- une valeur de facteur partiel de modèle (γ_{Rd}) de 0,85 pour les aciers de précontrainte dans le cas d'un tirant provisoire.

NOTE 1 Compte tenu des facteurs partiels propres aux différents types d'acier (voir Annexe A – Tableau A.5.1), et en admettant $P_d = 1,35 P_k$, il en découle une contrainte de traction $\sigma_{t;k}$ dans un tirant permanent inférieure ou égale à 0,6 $f_{y;k}$ pour les aciers de précontrainte, à 0,65 $f_{y;k}$ pour les aciers de béton et à 0,75 $f_{y;k}$ pour les aciers de construction et inférieure ou égal, pour un tirant provisoire, à 0,75 $f_{y;k}$ pour les aciers de précontrainte.

NOTE 2 La norme NF EN 1537 définit conventionnellement un tirant provisoire comme étant un tirant dont la durée d'utilisation prévue est inférieure à deux ans. Cette limite peut être retenue pour la justification de la résistance de la structure des tirants scellés à condition que leur protection contre la corrosion soit appropriée aux conditions de site (voir NOTE 3).

NOTE 3 Les recommandations nationales pour la protection contre la corrosion des tirants indiquées dans le T.A. 95 sont réputées être équivalentes aux spécifications de la norme NF EN 1537 en la matière.

12.1.3 Résistance à l'arrachement d'un tirant scellé

(1) Pour démontrer qu'un tirant scellé supportera les efforts de traction avec une sécurité adéquate vis-à-vis de la résistance à l'arrachement de sa partie ancrée, on doit vérifier l'inégalité suivante (voir NOTE 1) :

$$P_d \leq R_{a;d} / \gamma_{Rd} \quad (12.1.6)$$

où

P_d est la valeur de calcul de la charge (traction) appliquée ;

$R_{a;d}$ est la valeur de calcul de la résistance à l'arrachement de l'ancrage ;

γ_{Rd} est un facteur de modèle (voir Note 2).

NOTE 1 C'est en général la vérification à l'état-limite de service vis-à-vis de la charge critique de fluage qui sera dimensionnante (voir section 16.4).

NOTE 2 Le facteur de modèle vise à tenir compte de l'incertitude du modèle de calcul. Il est sans objet (voir article 12.1.3 (5)) lorsque la valeur caractéristique de la résistance à l'arrachement est déduite, comme c'est recommandé, d'un essai préalable de tirant et selon la procédure indiquée en 12.1.3 (4).

(2) La valeur de calcul $R_{a;d}$ de la résistance à l'arrachement d'un tirant scellé, doit être déterminée à partir de l'équation suivante :

$$R_{a;d} = R_{a;k} / \gamma_a \quad (12.1.7)$$

où

$R_{a;k}$ est la valeur caractéristique de la résistance à l'arrachement de l'ancrage ;

γ_a est la valeur du facteur partiel pour la résistance de l'ancrage (voir NOTE 1).

NOTE 1 Les valeurs du facteur partiel γ_a sont données dans le Tableau A.2.3 de l'Annexe A (jeu R2).

(3) Il convient de déterminer la valeur caractéristique $R_{a;k}$ de la résistance à l'arrachement d'un tirant scellé à partir d'essais d'arrachement menés à la rupture (voir NOTES 1 à 3).

NOTE 1 Les modèles de calcul tel que celui présenté en Annexe H.1.2 pour les tirants scellés au terrain par injection globale unitaire (IGU) ou par injection sélective répétitive (IRS) ne sont admis que pour estimer la valeur de la résistance à l'arrachement d'un ancrage scellé au stade d'un pré-dimensionnement d'ouvrage.

NOTE 2 La norme NF EN 1997-1, article 8.7 demande de spécifier des essais de contrôle (voir 3.1.8) pour chaque tirant et recommande l'exécution d'au moins trois essais pour chaque condition de terrain et de tirant. Pour l'application du présent document, il faut comprendre que trois essais de tirants sont à réaliser dont deux essais préalables (voir 3.1.9) pour chaque condition de terrain et de technologie de tirant.

NOTE 3 Ces essais sont à réaliser selon la méthode par palier de chargement (voir Annexe H.1) conformément aux normes d'essais appropriés.

(4) La valeur caractéristique $R_{a;k}$ de la résistance à l'arrachement d'un tirant scellé, doit être déterminée à partir de l'équation suivante (voir NOTE 1) :

$$R_{a;k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{a;m})_{\text{moyen}}}{\xi_{a1}} ; \frac{(R_{a;m})_{\text{min}}}{\xi_{a2}} \right\} \quad (12.1.8)$$

où

$R_{a;k}$ est la valeur caractéristique de la résistance à l'arrachement ;

$R_{a;m}$ est la valeur mesurée de la résistance à l'arrachement ;

ξ_{a1} est un facteur de corrélation qui dépend du nombre d'essais d'arrachement réalisés et est appliqué à la valeur moyenne de $R_{a;m}$;

ξ_{a2} est un facteur de corrélation qui dépend du nombre d'essais d'arrachement réalisés et est appliqué à la valeur minimale de $R_{a;m}$.

NOTE 1 Les valeurs des facteurs de corrélation ξ_{a1} et ξ_{a2} sont données dans le tableau A.2.4 de l'Annexe A.

(5) Lorsque la valeur caractéristique $R_{a;k}$ de la résistance à l'arrachement d'un tirant scellé est déterminée à partir d'un essai préalable de tirant un facteur de modèle γ_{Rd} de 1,0 doit être utilisé (voir NOTE 1).

NOTE 1 Un facteur de modèle supérieur ou égal à 1,4 est à adopter et à agréer dans le cas où la valeur de $R_{a;k}$ est déduite d'un modèle de calcul. On attire l'attention sur le caractère approximatif et le peu de fiabilité des modèles de calcul existants en l'absence d'expérience comparable, tout particulièrement dans les sols argileux.

12.1.4 Résistance d'un ancrage mobilisant la butée du terrain

(1) Pour démontrer qu'un ancrage constitué par un contre-rideau supportera la charge de calcul P_d avec une sécurité adéquate on doit vérifier que l'inégalité suivante est satisfaite pour tous les cas de charge et de combinaisons de charges :

$$B_{t;d} \leq B_{m;d} \quad (12.1.9)$$

où

$B_{t;d}$ est la valeur de calcul de la butée mobilisée sur la face aval du contre-rideau ;

$B_{m;d}$ est la valeur de calcul de la butée mobilisable par le contre-rideau sur sa face aval.

(2) Il convient de déterminer les valeurs de calcul de la butée mobilisée $B_{t;d}$ et de la butée mobilisable $B_{m;d}$ conformément à la section 9 du présent document.

12.1.5 Résistance d'un ancrage constitué par une plaque frottante

(1) Pour démontrer qu'une plaque frottante supportera les efforts de traction avec une sécurité adéquate vis-à-vis de sa résistance à l'arrachement, on doit vérifier l'inégalité suivante :

$$P_d \leq R_{af;d} = R_{af;k} / \gamma_a \quad (12.1.10)$$

où

P_d est la valeur de calcul de la charge maximale (traction) appliquée au tirant d'ancrage ;

$R_{af;d}$ est la valeur de calcul de la résistance par frottement de la plaque ;

$R_{af;k}$ est la valeur caractéristique de la résistance par frottement de la plaque ;

γ_a est la valeur du facteur partiel pour la résistance par frottement de la plaque.

NOTE 1 La valeur du facteur partiel γ_a à appliquer à $R_{af;k}$ et les paramètres de frottement plaque-terrain à considérer pour déterminer $R_{af;k}$ sont à définir de manière prudente et à agréer avant le début des travaux.

12.2 Butons

12.2.1 Principe général

(1) La stabilité d'un buton vis-à-vis d'une rupture de sa structure (Figure 4.2.5.1 b)) ou d'une rupture par défaut du dispositif de réaction doit être assurée pendant les phases de construction de l'écran, et lorsqu'il y a lieu, une fois l'ouvrage achevé (voir NOTES 1 et 2).

NOTE 1 La section 12.2 s'applique aux butons en bois, en acier, ou en béton armé. Ils peuvent prendre appui sur une structure provisoire ou définitive située en vis-à-vis de l'écran butonné, ou sur un massif provisoire de réaction situé en fond de fouille.

NOTE 2 La section 12.2 va de pair avec une bonne conception du dispositif de butonnage, incluant les liaisons entre le buton et l'écran et entre le buton et la structure de réaction. On donne en Annexe H.3 des indications sur les dispositions à adopter pour ces liaisons et les hypothèses d'articulation à considérer.

(2) Pour démontrer que la stabilité d'un buton est assurée avec une sécurité adéquate, on doit vérifier :

- la résistance de sa structure, incluant les éléments de liaison à l'écran et au dispositif de réaction ;
- la résistance et la stabilité du dispositif de réaction (voir NOTE 1).

NOTE 1 On vise ici les massifs de réaction réalisés en pied d'un buton incliné, mais aussi les structures situées en vis-à-vis de l'écran dont la résistance et la stabilité sont à vérifier, particulièrement lorsqu'il existe une dissymétrie de chargement ou de géométrie entre les deux structures, aussi bien vis-à-vis de la composante axiale que de la composante tangentielle de la réaction d'appui.

(3) Les vérifications doivent être effectuées conformément aux dispositions de la norme NF EN 1997-1, article 9.7.6 et du présent document (voir NOTES 1 à 4).

NOTE 1 On vise en particulier l'exigence 9.7.6 (3) de la norme NF EN 1997-1 qui demande de vérifier que les résistances requises peuvent être mobilisées dans le terrain et dans l'ouvrage avec des déformations compatibles.

NOTE 2 On rappelle (voir 4.2.5 (3) et 8.2 (1), NOTE 5) que la rupture d'un buton peut être brutale et qu'il convient de faire en sorte d'éviter l'occurrence d'une rupture fragile en prévoyant des possibilités de redistribution des efforts en cas de défaillance accidentelle de l'un d'entre eux.

NOTE 3 On rappelle (voir l'article 8.4.1 (2)) que pour déterminer l'effet des actions dans un élément de structure, les propriétés exigées par la norme appropriée au matériau qui le constitue sont à adopter.

NOTE 4 On rappelle (voir l'article 8.4.2 (3)) que les vérifications sont à faire vis-à-vis des charges de calcul P_d (compression axiale du buton et effort tangentiel à ses extrémités) les plus défavorables découlant d'un modèle de calcul MISS, et du modèle de calcul MEL lorsque celui-ci est utilisé pour vérifier l'état-limite ultime de défaut de butée.

12.2.2 Résistance structurale

(1) Pour démontrer qu'un buton supportera un effort de compression avec une sécurité adéquate, vis-à-vis d'une rupture de sa structure, on doit vérifier l'inégalité suivante (voir NOTES 1 et 2) :

$$P_d \leq R_{b,d} \quad (12.2.1)$$

où par mètre linéaire d'écran

P_d est la valeur de calcul de la charge (compression axiale) appliquée au buton ;

$R_{b,d}$ est la valeur de calcul de la résistance du buton.

NOTE 1 La vérification implique en général de vérifier les modes de rupture par compression et par flambement, en prenant en compte le poids propre, les variations dimensionnelles sous l'effet de variations hygrométriques (bois) ou de température (métal), et les charges latérales de service ou accidentelles.

NOTE 2 Les procédures de vérification sont données dans les normes NF EN 1992-1-1, NF EN 1993-1-1 et NF EN 1995, respectivement pour les butons en béton, en acier et en bois.

(2) On doit également vérifier, pour tous les cas de charge et de combinaisons de charges et selon la norme appropriée, que les efforts (effort tranchant, moment fléchissant) appliqués aux éléments de liaison du buton avec l'écran et avec le dispositif de réaction sont compatibles avec leur résistance structurelle (voir NOTE 1).

NOTE 1 La liaison entre un buton et une paroi en béton est à justifier en tenant compte des dispositions constructives adoptées. Par exemple, dans les conditions d'un contact rugueux (voir Annexes H.3.2 et H.3.3), la liaison peut être justifiée en tenant compte de la mobilisation du frottement buton-paroi, et la dimension et la longueur de scellement des barres de liaison est à justifier en fonction du type d'articulation adopté.

12.2.3 Résistance et stabilité du dispositif de réaction

(1) Pour démontrer qu'un dispositif de réaction supportera avec une sécurité adéquate les efforts qui lui sont transmis, on doit vérifier les états-limites ultimes de résistance et de stabilité du dispositif de réaction (voir NOTES 1 à 3) vis-à-vis des composantes normale et tangentielle de l'effort de compression axiale du buton.

NOTE 1 Selon qu'il s'agit d'un massif de réaction réalisé en pied d'un tirant incliné ou d'une structure située en vis-à-vis de l'écran de soutènement, les vérifications de stabilité peuvent relever des états-limites GEO/STR propres aux fondations superficielles ou aux écrans de soutènement.

NOTE 2 La vérification de la résistance structurale du dispositif de réaction est à faire conformément à la norme de calcul appropriée au matériau qui le constitue.

NOTE 3 La vérification de la stabilité du dispositif de réaction inclut de vérifier que les déplacements de celui-ci sont compatibles avec ceux de l'écran de soutènement (voir 12.2.1 (3) NOTE 1 et 12.2.4).

12.2.4 Stabilité d'un massif de réaction établi en fond de fouille

(1) Pour démontrer qu'un massif de réaction établi en fond de fouille supportera l'effort transmis par un buton avec une sécurité adéquate vis-à-vis d'une rupture du terrain de fondation ou d'un glissement sur sa base, on doit vérifier les états-limites ultimes suivants (voir NOTE 1) :

- la portance du terrain d'assise du massif (voir H.3.4.1) ;
- la résistance au glissement du massif sur sa base (voir H.3.4.2).

NOTE 1 Les procédures recommandées pour vérifier ces deux états-limites sont données en Annexe H.3.4.

12.2.5 Poussées au vide

(1) Dans le cas de butons inclinés, on doit tenir compte de la force verticale ascendante (F sur la Figure 12.2.1) qui est appliquée à l'écran et on doit vérifier :

- que la stabilité de l'écran est assurée vis-à-vis du soulèvement induit par cette force ascendante, conformément aux dispositions de la section 11.3 (voir NOTE 1) ;
- que la résistance de la paroi en flexion composée est assurée (voir NOTE 2).

NOTE 1 Il convient de vérifier que cette force de soulèvement peut être équilibrée par le frottement sol/paroi et le poids propre de l'écran (écran uniforme) ou par le frottement sol/paroi, le frottement sol/pieu et le poids propre du voile (écran composite).

NOTE 2 En tenant compte dans ce cas de la diminution de la butée des terres induite par la mobilisation du frottement dans la partie fichée.

(2) Lorsqu'il y a lieu (angles saillants), on doit également vérifier la stabilité de l'écran de soutènement vis-à-vis des poussées au vide.

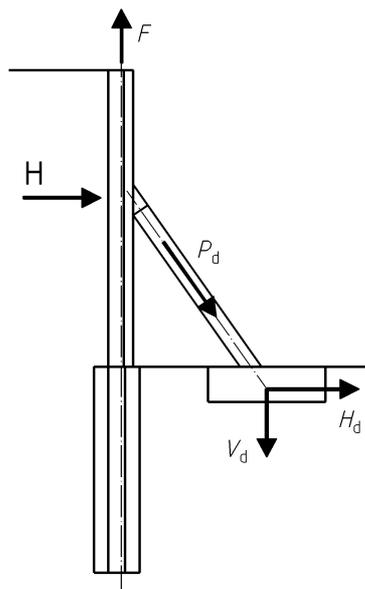


Figure 12.2.1 – Stabilité d'une paroi au soulèvement - Effet des composantes tangentielles dans le cas d'un buton incliné

13 Rupture du fond de l'excavation d'origine hydraulique

13.1 Généralités

(1) La stabilité du fond de l'excavation, vis-à-vis d'une rupture induite par la pression ou par l'écoulement de l'eau interstitielle doit être assurée tant pendant les phases de construction, qu'une fois l'ouvrage achevé et on doit vérifier, lorsqu'il y a lieu, les modes de rupture suivants (voir NOTES 1 à 7) :

- rupture par soulèvement hydraulique global du terrain ou d'une structure ;
- rupture par soulèvement hydraulique des particules du sol (appelée aussi boulangage) ;
- rupture par érosion interne ;
- rupture par érosion régressive.

NOTE 1 Le premier mode de rupture relève d'un état-limite de type UPL. Il se produit lorsque la pression de l'eau sous une structure (par exemple un batardeau) ou une couche de terrain (se trouvant par exemple sous le fond d'une excavation) devient supérieure à la contrainte verticale moyenne (due à la structure et/ou aux couches de terrains sus-jacentes).

NOTE 2 Ce mode de rupture peut se produire lorsque la pression de l'eau sous la partie excavée est suffisamment élevée pour provoquer un soulèvement global du fond de l'excavation (par exemple lorsqu'une nappe en charge est présente sous un fond de fouille peu perméable, ou sous un fond étanche réalisé pour isoler la fouille d'un aquifère). Dans ces situations, il convient d'examiner si des dispositions visant à réduire la pression d'eau sont à adopter (voir le cas traité en Annexe E.2.2).

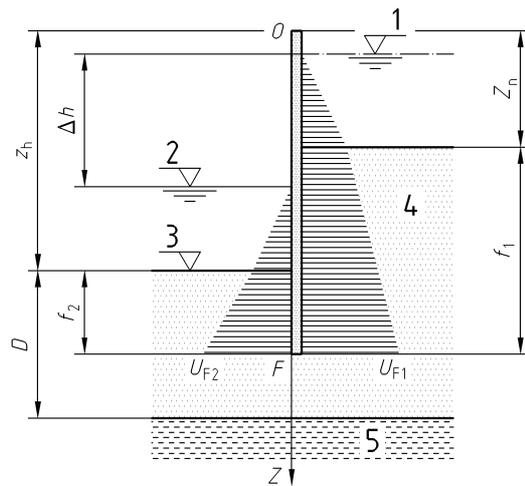
NOTE 3 Le second mode de rupture relève d'un état-limite de type HYD et se produit lorsque les forces d'écoulement ascendantes s'opposent au poids du sol et annulent la contrainte effective verticale. Les particules du sol sont entraînées vers le haut et la rupture se produit par bouillonnement (phénomène dit de boulangage).

NOTE 4 Dans les situations où existe un gradient hydraulique qui peut mettre en danger, par un phénomène de boulangage, la stabilité d'un fond de fouille à mettre hors d'eau, des dispositions constructives sont, si possible, à adopter pour réduire ce gradient et limiter son effet (par exemple les dispositifs indiqués en Annexe E.2.1 tels que rabattement profond, réalisation d'une jupe étanche ou d'un fond étanche).

NOTE 5 Lorsqu'un état-limite ultime peut être atteint par érosion interne (voir 13.4) ou lorsque les conditions hydrauliques et de sol existantes peuvent conduire au développement d'un mécanisme d'érosion régressive mettant en danger la stabilité d'un écran (voir 13.5) des dispositions constructives pour prévenir ces érosions sont à prendre.

NOTE 6 Les trois derniers modes de rupture ne peuvent se produire qu'en présence d'une vitesse d'écoulement de l'eau interstitielle du terrain supérieure à un seuil d'entraînement appelée vitesse critique, et ne sont donc pas à examiner en cas de gradient hydraulique négligeable (naturellement ou du fait des dispositions constructives adoptées).

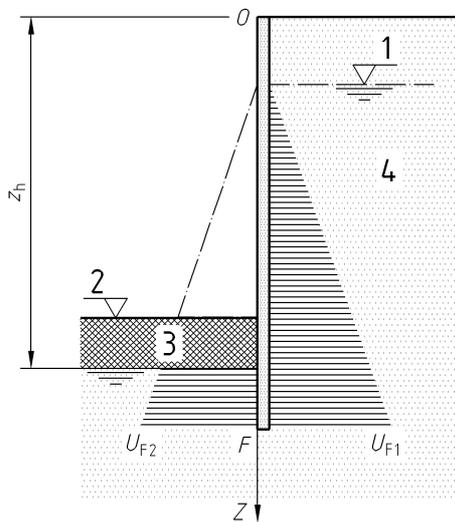
NOTE 7 Des exemples de situations où le soulèvement du sol par annulation des contraintes effectives verticales (HYD) et où le soulèvement hydraulique global du terrain (UPL) peuvent se produire sont donnés sur la Figure 13.1.1.



a) Rideau en bord de rivière (HYD)

Légende

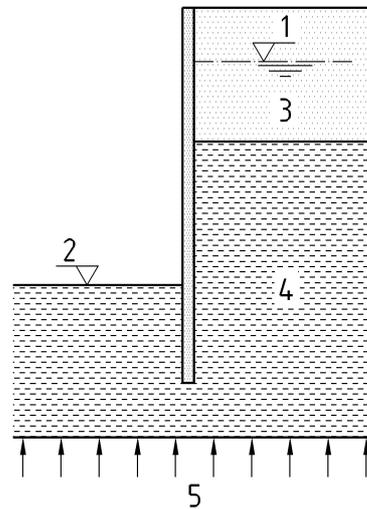
- 1 Niveau d'eau côté amont (Z_{w1})
- 2 Niveau d'eau côté aval (Z_{w2})
- 3 Fond de l'excavation
- 4 Sol grossier
- 5 Substratum imperméable



b) Fond étanche (UPL)

Légende

- 1 Niveau d'eau côté amont (Z_{w1})
- 2 Niveau de l'excavation
- 3 Fond étanche
- 4 Sol grossier



c) Nappe sous-jacente en charge (UPL)

Légende

- 1 Niveau d'eau côté amont (Z_{w1})
- 2 Niveau de l'excavation
- 3 Sable
- 4 Argile
- 5 Nappe artésienne

Figure 13.1.1 — Exemples de situations où le soulèvement du sol par annulation des contraintes effectives verticales (a) et où le soulèvement hydraulique global du terrain (b, c) peuvent se produire

(2) Pour démontrer que la stabilité d'un écran de soutènement est assurée vis-à-vis d'une rupture du fond de l'excavation d'origine hydraulique, les vérifications doivent être effectuées conformément aux dispositions de la norme NF EN 1997-1, article 10 et du présent document.

13.2 Soulèvement global du terrain (UPL)

(1) Pour démontrer que le soulèvement global du fond de fouille n'est pas possible, on doit vérifier l'inégalité suivante (voir NOTES 1 à 4) :

$$G_{dst;d} + Q_{dst;d} \leq G_{stb;d} + R_d \quad (13.2.1)$$

où

$G_{dst;d}$ est la valeur de calcul des actions verticales permanentes déstabilisatrices ;

$Q_{dst;d}$ est la valeur de calcul des actions verticales variables déstabilisatrices ;

$G_{stb;d}$ est la valeur de calcul des actions verticales permanentes stabilisatrices ;

R_d est la valeur de calcul de toute résistance additionnelle au soulèvement.

NOTE 1 Cette vérification vise les situations de projet où un niveau "étanche" sous le fond de la fouille existe et est soumis à une pression hydraulique. On peut rencontrer de telles conditions par exemple :

- à la base d'un fond injecté pour isoler la fouille des couches aquifères (Figure 13.1.1 b) ;
- à la base d'une couche d'argile ou d'une couche rocheuse de faible perméabilité surmontant une couche de sable ou de sol grossier avec une nappe en charge ;
- à l'interface entre une couche sous le fond de fouille et la couche sous-jacente, lorsque le rapport de perméabilité est supérieur à 10 entre la couche inférieure et la couche supérieure, avec une nappe en charge dans la première.

NOTE 2 Pour juger de la pertinence de cette vérification, la connaissance des conditions géologiques et hydrauliques du terrain en profondeur est indispensable (voir Annexe J.1).

NOTE 3 De même pour définir la base d'un fond injecté et/ou vérifier la stabilité au soulèvement du fond de fouille, il est nécessaire de connaître la valeur de l'action déstabilisatrice (poussée due à l'eau) et donc le niveau piézométrique des différentes nappes à considérer, pour chaque situation de projet étudiée tant en cours de construction qu'en cours d'exploitation de l'ouvrage (voir articles 5.1.4 et 5.2.2).

NOTE 4 La résistance à l'arrachement d'ancrages verticaux ou les forces de frottement sol-écran s'opposant au soulèvement sont des exemples de résistances additionnelles qui peuvent être prises en compte lors de la vérification d'un état-limite de type UPL (voir toutefois l'article (3) ci-après).

(2) Sauf dans les cas visés en NOTE 1, les valeurs de calcul des actions verticales déstabilisatrices ($G_{dst;d}$ et $Q_{dst;d}$) et des actions verticales stabilisatrices $G_{stb;d}$ doivent être déterminées, pour les situations de projet durables et transitoires, en appliquant aux valeurs caractéristiques de ces actions les facteurs partiels indiqués dans le Tableau A.3.1.

NOTE 1 Pour les phases de construction, il est admis d'adopter un facteur partiel $\gamma_{G;stb}$ de 0,95 à la place de 0,9 (voir Tableau A.3.1) lorsque c'est approprié, par exemple lorsqu'un contrôle avec écrêtement de la pression interstitielle de la nappe en charge et des actions stabilisantes (valeur prudente du poids volumique, etc.) est prévu.

(3) Lorsque l'on prend en compte une résistance au soulèvement R_d la valeur de calcul de cette résistance doit être déterminée en appliquant aux valeurs caractéristiques des paramètres des sols et des résistances les facteurs partiels indiqués dans le Tableau A.3.2 (voir NOTE 1).

NOTE 1 Lorsqu'on vérifie la stabilité d'un fond de fouille, il convient de ne pas considérer comme résistance additionnelle la résistance due à la cohésion du terrain, lorsque ce dernier a une forte propension à fissurer. Il convient d'une façon générale d'être prudent lorsqu'on prend en compte une résistance additionnelle due au frottement du terrain.

13.3 Boullance (HYD)

(1) Pour démontrer que la rupture du fond de fouille par boullance, du fait d'un écoulement ascendant de l'eau n'est pas possible, on doit vérifier l'inégalité suivante (voir NOTES 1 à 3) :

$$S_{dst;d} \leq G'_{stb;d} \quad (13.3.1)$$

où

$S_{dst;d}$ est la valeur de calcul de la force d'écoulement déstabilisatrice ;

$G'_{stb;d}$ est la valeur de calcul des actions verticales permanentes stabilisatrices (poids déjaugé).

NOTE 1 Lorsqu'il est nécessaire de mettre hors d'eau le fond de fouille, la modélisation des écoulements et l'estimation des forces qui en découlent étant souvent peu réalistes, il convient de mettre en place un dispositif de pompage avant le terrassement (voir Annexe E.2.1 (3)) afin d'éviter ou réduire les écoulements ascendants et leurs conséquences.

NOTE 2 La vérification du risque de rupture par boullance est capitale lorsque les conditions de projet (situations et ou types de sols) ne permettent pas d'adopter un dispositif pour éviter un écoulement ascendant en aval d'un écran. Elle n'est pas à faire pour les situations de projet où l'absence d'écoulement a été retenue, compte tenu des conditions de terrain (nature, propriétés mécaniques et hydrauliques).

NOTE 3 Lorsqu'un dispositif de rabattement par pompage (du type de celui représenté sur la Figure 13.3.1) est adopté pour éviter en principe ce mode de rupture, il convient d'étudier le risque de mise en boullance du terrain, pour définir un système efficace et optimal vis-à-vis de la sécurité.

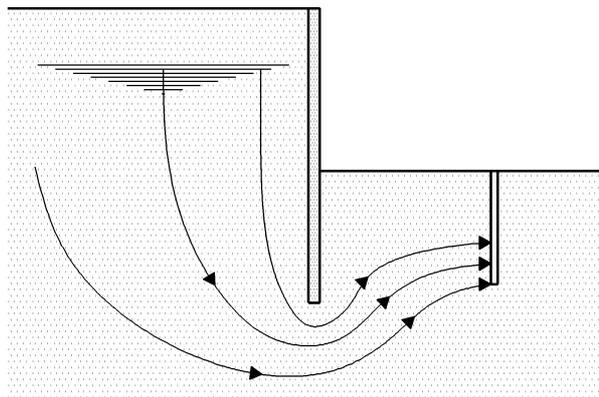


Figure 13.3.1 – Exemple de dispositif (pompage) destiné à éviter le mode de rupture du fond de fouille par annulation des contraintes effectives

(2) Sauf dans les cas visés en NOTE 1, les valeurs de calcul de la force d'écoulement déstabilisatrice $S_{dst;d}$ et du poids déjaugé stabilisateur $G'_{stb;d}$ doivent être déterminées, pour les situations de projet durables et transitoires, en appliquant à leurs valeurs caractéristiques, les facteurs partiels indiqués dans le Tableau A.4.1.

NOTE 1 Lorsque le terrain recoupé en fond de fouille présente une forte anisotropie et/ou hétérogénéité, il convient de tenir compte des variations des gradients sur la zone d'exhaure (voir 13.3 (3)) et lorsqu'il y a lieu, il convient d'être prudent et d'adopter un facteur partiel $\gamma_{G;dst}$ plus important que la valeur (1,35) indiquée en Annexe A - Tableau A.4.1.

(3) Les gradients hydrauliques, les pressions interstitielles et les forces d'écoulement caractéristiques doivent être déterminés conformément à la norme NF EN 1997 (section 10), et aux dispositions du présent document (voir NOTES 1 et 2) en tenant compte de toutes les conditions pouvant induire des valeurs élevées de ces paramètres, telles que :

- l'anisotropie des couches de terrains ;
- la présence de fines couches de sol moins perméables (argile) ou de niveaux très perméables dans la couche de terrain où se produisent les écoulements ;

- la géométrie du problème (excavations étroites, circulaires ou rectangulaires, voisinage des angles rentrants) ;
- la variation des conditions aux limites naturelles ou accidentelles (charges hydrauliques et débits).

NOTE 1 Des indications sont données en 5.1.4 pour le calcul de l'effet de l'eau et en Annexe E.1 pour l'établissement des modèles géologiques et hydrauliques et l'étude des écoulements.

NOTE 2 La stabilité vis-à-vis de l'annulation des contraintes effectives verticales ne protège par nécessairement contre l'érosion interne, qui doit être considérée indépendamment, lorsque c'est approprié.

13.4 Érosion interne

(1) Lorsqu'un état-limite ultime peut être atteint par érosion interne (voir NOTES 1 à 3), il convient de capter et de rabattre les eaux sous le fond de fouille à l'aide d'ouvrages filtrants tels que ceux décrits en Annexe E.2.1 (3), avec des filtres adaptés pour limiter le transport de particules autour des puits filtrants.

NOTE 1 La rupture par érosion interne (entraînement des fines dit suffusion ou entraînement des grains par érosion de contact) est rare et exige du temps pour se développer. La suffusion se développe dans les terrains à granulométrie étalée. L'érosion de contact se développe soit à l'interface entre deux couches de terrain, soit à l'interface entre le terrain et une structure drainante. Ces érosions peuvent conduire dans un premier temps à des déformations, et en dernier stade évoluer en érosion régressive et conduire à l'effondrement de la structure du terrain.

NOTE 2 Ce risque est limité par un captage profond et un rabattement des eaux sous le fond de fouille muni d'un système de filtres. Dans certaines conditions de terrains où le captage des eaux est en limite d'efficacité (silt ou limon) ou dans certaines conditions de projet (choix de conception), il convient d'apprécier ce risque d'érosion interne afin d'adapter le projet pour limiter le gradient prévisible.

NOTE 3 Pour juger du risque d'érosion interne, la valeur du gradient hydraulique critique est à établir avec prudence en tenant compte au minimum :

- de la courbe granulométrique du terrain (mise en évidence en particulier d'un squelette granulaire grossier et d'un remplissage partiel de fines) ;
- de la stratification du sol et des conditions de filtre entre couches ;
- des risques associés au projet (par exemple la mise en danger du pied du soutènement).

À noter que la valeur du gradient critique vertical varie selon les terrains et qu'elle est en général notablement inférieure à la valeur du gradient qui initie le phénomène de boulangerie.

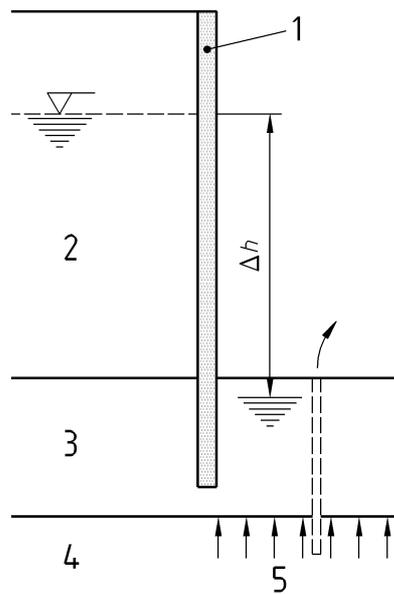
13.5 Érosion régressive

(1) Lorsque les conditions hydrauliques et de sol peuvent conduire à un mécanisme d'érosion régressive (voir NOTE 1 et Figure 13.5.1) et lorsque ce phénomène est susceptible de mettre en danger la stabilité de pied de l'écran, ou entraîner des décompressions et des effondrements dans le voisinage de celui-ci, il convient d'adopter des mesures pour prévenir l'initiation du processus (par exemple en mettant en œuvre des puits de pompage ou puits de décharge pour maîtriser les sous-pressions (voir Annexe E.2.1 (3) et Note 2) et en contrôlant les zones où ce phénomène peut se développer (voir NOTE 3).

NOTE 1 Une rupture par érosion régressive ou « renard hydraulique » peut se produire en présence de passages ouverts fortement perméables (tels que des forages non rebouchés, des fissures existantes dans une couche de terrain ou consécutive à une déformation de celle-ci, un phénomène d'érosion interne sous le fond de fouille, des diaclases d'un grès peu cimenté, des karsts d'un calcaire altéré) qui concentrent l'écoulement. Les vitesses d'écoulement au droit de ces « drains non protégés » sont telles que les grains peuvent être entraînés de façon régressive, avec comme conséquence la génération de chenaux de plus en plus importants et l'accélération du phénomène pouvant conduire à la nécessité de noyer la fouille pour le stopper.

NOTE 2 Ces dispositifs peuvent être associés à un choix de fiche hydraulique et un type d'écran adapté aux conditions hydrogéologiques pour réduire au mieux le débit de pompage.

NOTE 3 Pendant les périodes de conditions hydrauliques extrêmement défavorables, comme les crues, il convient d'inspecter régulièrement les zones sensibles à l'érosion régressive, afin de pouvoir prendre sans délai les mesures de protection nécessaires et de stocker à proximité de l'ouvrage les matériaux nécessaires à leur mise en œuvre.



Légende

- 1 Écran
- 2 Alluvions
- 3 Calcaire
- 4 Sable
- 5 Sous-pression

Figure 13.5.1 — Exemple de situation pouvant conduire à une rupture du fond de fouille par érosion régressive en cas de fissuration de la couche en fond de fouille

14 Stabilité du massif d'ancrage

(1) La stabilité du massif d'ancrage doit être vérifiée tant pendant les phases de construction qu'une fois l'ouvrage achevé (voir NOTES 1 et 2).

NOTE 1 Cette vérification s'applique à tous les types d'ancrage installés dans le massif de sol en amont de l'écran (ancrage scellé, ancrage par plaque frottante ou ancrage par contre-rideau).

NOTE 2 L'objectif de la vérification est de démontrer que la localisation des ancrages est acceptable et ne remet pas en cause la valeur des efforts considérés pour la vérification de la résistance et de la stabilité de l'écran de soutènement et des appuis. En d'autres termes, il s'agit de s'assurer que les efforts d'ancrage appliqués au massif de sol sont exercés suffisamment loin de l'écran pour ne pas lui transmettre d'effort supplémentaire et générer davantage d'efforts sur la partie active de l'écran que le mécanisme de poussée traditionnel pris en compte lors des différentes étapes de son dimensionnement (états-limites de rotation, de résistance, et de déformations).

(2) Pour vérifier la stabilité d'un massif d'ancrage, on doit démontrer que le massif de terrain compris entre l'écran et l'ancrage est stable, avec une sécurité adéquate (voir Figure G.1.1).

(3) La vérification doit être effectuée conformément aux dispositions du présent document (voir NOTES 1 et 2).

NOTE 1 On rappelle (voir section 8.2) que la vérification est à effectuer suivant l'approche de calcul 2 en utilisant les ensembles de facteurs partiels A1 et M1 définis à l'Annexe A, articles A.2.1, A.2.2 respectivement pour les actions et les propriétés des terrains, et les ensembles de facteurs partiels R2 définis à l'Annexe A, article A.2.6 pour la résistance des terres.

NOTE 2 La procédure de vérification qu'il convient de suivre est donnée en Annexe G.

15 Stabilité générale

15.1 Généralités

(1) La stabilité d'ensemble d'un écran doit être assurée et on doit vérifier les stabilités et les modes de rupture pouvant être à l'origine de la ruine d'un écran par instabilité d'ensemble :

- la stabilité initiale du site (voir NOTES 1 et 2) ;
- la stabilité du site pendant les phases de construction et une fois l'ouvrage achevé (voir NOTES 3 et 4) ;
- la rupture du terrain du fait du déchargement à l'aval, mécanisme d'instabilité du sol sous l'écran appelé « renard solide » (voir NOTES 5 et 6).

NOTE 1 La stabilité initiale du site avant le début des travaux est à démontrer systématiquement. La démonstration peut ne pas être faite par calcul dans certaines conditions de projet (voir 15.2.1 (1), NOTE 3).

NOTE 2 Le présent document suppose que l'écran est édifié sur un site dont la stabilité initiale est suffisante ou à défaut, qu'elle a été améliorée avant la réalisation de l'écran (voir 4.2.8 (2)).

NOTE 3 On rappelle (voir article 1 (2), NOTE 3) qu'un écran qui a pour objet, en plus de sa fonction de soutènement, d'améliorer la stabilité générale initiale du site, sort du domaine normal d'application de ce document et relève de la catégorie géotechnique 3. Sous certaines conditions (voir les articles 1 (3), 1 (4) et 15.2.6), les dispositions du présent document peuvent toutefois s'appliquer aux études de catégorie géotechnique 3.

NOTE 4 Les modifications des conditions de site pendant la réalisation des travaux (excavation, etc.) et au cours de la durée de vie de l'écran (remontée prévisible du niveau des nappes, etc.) sont à considérer.

NOTE 5 Dans le cas d'un écran continu, en règle générale il n'y a lieu de vérifier que les mécanismes de rupture englobant l'écran et les ancrages (stabilité générale conformément à l'article 15.2 ou "renard solide" vis-à-vis de la base de l'écran conformément à l'article 15.3).

NOTE 6 Dans le cas d'un écran composite (discontinu), pour lesquels une poussée réduite est prise en compte dans la justification de la fiche des éléments verticaux, le mécanisme de « renard solide » est à justifier vis-à-vis du niveau du fond de fouille, en complément de la vérification des mécanismes de rupture englobant l'écran et les ancrages.

NOTE 7 Le "renard solide" est un phénomène qui ne peut se manifester que lorsque le terrain sous le niveau de l'excavation est de médiocre qualité ou soumis à un écoulement.

15.2 Stabilité du site

15.2.1 Principe général

(1) La vérification de la stabilité du site de l'écran doit être effectuée conformément aux dispositions de la norme NF EN 1997-1, article 9.7.2 (Ouvrages de soutènement, Stabilité globale – voir Note 1) et section 11 (Stabilité générale), complétées par celles du présent document (voir NOTES 2 et 3).

NOTE 1 Conformément à l'article 9.7.2 cité, il convient au minimum de tenir compte des modes limites représentés sur la Figure 4.2.8.1.

NOTE 2 On rappelle (voir l'article 8.2 (3)) que la vérification de la stabilité du site est à faire sauf exception, suivant l'approche de calcul 2, en utilisant, sauf pour les cas visés en 15.2.6, les ensembles de facteurs partiels A1, M1 et R2 définis à l'Annexe A, articles A.2.1, A.2.2 et A.2.6 respectivement pour les actions, pour les propriétés des terrains et leur résistance.

NOTE 3 La vérification de la stabilité initiale du site n'est pas obligatoirement à faire par calcul (par exemple lorsqu'un écran est établi en zone tabulaire) et la vérification de la stabilité du site en cours de construction et après l'achèvement de l'écran peut relever de dispositions particulières pour les écrans établis sur versant (voir article 15.2.6).

15.2.2 Principe de calcul

(1) On doit vérifier que pour tout mécanisme de rupture potentiel qui englobe tout ou partie de l'écran, incluant le cas échéant son ancrage, l'effet des actions déstabilisatrices est équilibré par la résistance qui s'oppose à cet effet (voir NOTE 1).

NOTE 1 Le niveau de sécurité « global » visé peut toutefois être fonction des conditions de projet (voir articles 15.2.5 et 15.2.6)

(2) On doit vérifier que l'inégalité suivante est satisfaite pour tous les mécanismes de rupture potentiels :

$$T_{dst;d} \leq R_{st;d} / \gamma_{s;d} \quad (15.2.1)$$

où

$T_{dst;d}$ est la valeur de calcul de l'effet des actions déstabilisatrices ;

$R_{st;d}$ est la valeur de calcul de la résistance s'opposant aux actions ;

$\gamma_{s;d}$ est un facteur partiel dit de mobilisation de la résistance au cisaillement des terres (voir NOTE 1).

NOTE 1 Le coefficient $\gamma_{s;d}$ vise à adapter le niveau de mobilisation de la résistance au cisaillement des terrains à la sensibilité de l'ouvrage aux déformations. Sa valeur est indiquée en 15.2.5.

15.2.3 Mécanismes de rupture

(1) Il convient d'apporter le plus grand soin à la recherche de la géométrie la plus défavorable des surfaces de glissement potentiel (Figure 4.2.8.1).

(2) Lorsque les conditions de terrains ne sont pas trop complexes et que les couches de terrains ont des caractéristiques géotechniques voisines, on peut généralement ne considérer que des mécanismes de rupture simplifiés, de type surface de rupture circulaire ou constituée par une succession d'arcs de spirale logarithmique.

(3) Quand le terrain comporte des couches de caractéristiques géotechniques très différentes il convient que les surfaces de rupture considérées tiennent compte de cette particularité.

15.2.4 Modèles de calcul

(1) Le modèle de calcul retenu doit être approprié à l'examen des mécanismes de rupture susceptibles de se produire (voir article 8.4.1 (1) et NOTES 1 et 2).

NOTE 1 Des modèles de calcul basés sur la méthode des tranches dite "de Bishop" ou celle "des perturbations", ou sur l'approche cinématique de la théorie du calcul à la rupture sont en général retenus.

NOTE 2 Des modèles plus complexes peuvent être utilisés, par exemple dans des cas qui relèvent de la catégorie géotechnique 3 ou pour identifier des mécanismes de rupture dans des conditions de terrain complexes.

15.2.5 Facteur partiel de modèle $\gamma_{s;d}$

(1) Le facteur partiel de modèle $\gamma_{s;d}$ doit être pris égal à 1.0 pour les mécanismes de rupture qui englobent l'écran et le cas échéant les ancrages, et qui sont proches de l'ouvrage (voir NOTES 1 et 2).

NOTE 1 Le niveau de sécurité « global » $\gamma_{s;d}$ γ_R γ_F visé pour ces mécanismes de rupture est de l'ordre de 1,5, valeur pour laquelle on considère que les déformations du terrain restent faibles.

NOTE 2 La zone visée par l'expression « proche de l'ouvrage » dépend des conditions de projet. Lorsque les conditions de terrain ne sont pas trop complexes, l'étude peut généralement ne porter que sur une zone qui s'étend jusqu'à des distances de $\pm 3h_t$ de l'écran, h_t étant la hauteur totale de l'écran.

NOTE 3 Le facteur partiel de modèle $\gamma_{s;d}$ peut être inférieur à 1.0 pour les mécanismes de rupture qui sont éloignés de l'ouvrage (voir 15.2.6).

(2) Le facteur partiel de modèle $\gamma_{s;d}$ peut être pris égal à 0,9 pour les situations provisoires de chantier.

15.2.6 Écran à réaliser sur une pente ou un versant de faible stabilité

(1) Un écran de soutènement qu'on prévoit de réaliser sur une pente ou un versant dont la stabilité initiale n'a pas le niveau de sécurité normalement requis (voir NOTE 1), doit être considéré comme relevant de la catégorie géotechnique 3 et faire l'objet d'une analyse spécifique de sa stabilité générale (voir article 1 (2), NOTE 3).

NOTE 1 Le niveau de sécurité « global » $\gamma_{s;d}$ γ_R γ_F normalement requis est compris entre 1,3 et 1,5, en fonction des conditions de site.

(2) Il est toutefois admis d'appliquer dans ce cas les dispositions du présent document lorsqu'il est démontré (voir NOTE 1) :

- que la stabilité initiale du site est assurée en appliquant un facteur partiel de modèle $\gamma_{s;d}$ supérieur ou égal à 0,85 (voir NOTE 2) ;
- que la stabilité du site pendant et après la construction de l'écran est vérifiée en appliquant un facteur partiel de modèle $\gamma_{s;d}$ supérieur à 0,9 pour les mécanismes de rupture proches de l'ouvrage.

NOTE 1 Les vérifications de la stabilité du site sont à faire selon l'approche de calcul 2.

NOTE 2 Le niveau de sécurité « global » $\gamma_{s;d}$ γ_R γ_F visé pour la stabilité initiale du site est d'environ 1,25, valeur pour laquelle on considère qu'il n'y a pas un risque de ruine par défaut de résistance des terrains.

15.3 Renard solide

(1) Sauf exception (voir NOTE 1), pour démontrer que la stabilité du fond de fouille vis-à-vis d'un phénomène de "renard solide" est assurée avec une sécurité adéquate, on doit vérifier l'inégalité suivante (voir la Figure 15.3.1 et les NOTES 2 et 3) :

$$q_{dst;d} \leq q_{stb;d} \quad (15.3.1)$$

où

$q_{dst;d}$ est la valeur de calcul de la contrainte déstabilisatrice ;

$q_{stb;d}$ est la valeur de calcul de la contrainte stabilisatrice.

NOTE 1 La vérification consiste à vérifier, selon le schéma de plasticité de Prandtl, l'équilibre limite des contraintes effectives au niveau de la base du rideau, de part et d'autre de celui-ci. Elle est acceptable pour des excavations de grande largeur et de faible profondeur.

NOTE 2 Dans le cas d'excavations profondes et de largeur limitée, elle peut conduire à des résultats exagérément pessimistes et il est loisible de recourir à des méthodes empiriques reposant sur des expériences comparables ou à une modélisation numérique du problème qui permette de prendre en compte la résistance au cisaillement qui peut se développer en amont de l'écran, ainsi que l'effet éventuellement favorable des dimensions de l'excavation.

NOTE 3 La mise en œuvre d'un dispositif d'ouvrages filtrants profonds, côté fouille permet de supprimer ou de limiter l'écoulement ascendant au droit de la fiche et par suite d'améliorer de façon importante la stabilité et donc de diminuer le risque de « renard solide ». Ceci ne s'applique pas aux problèmes d'instabilité à court terme du fond de fouille dans un sol argileux.

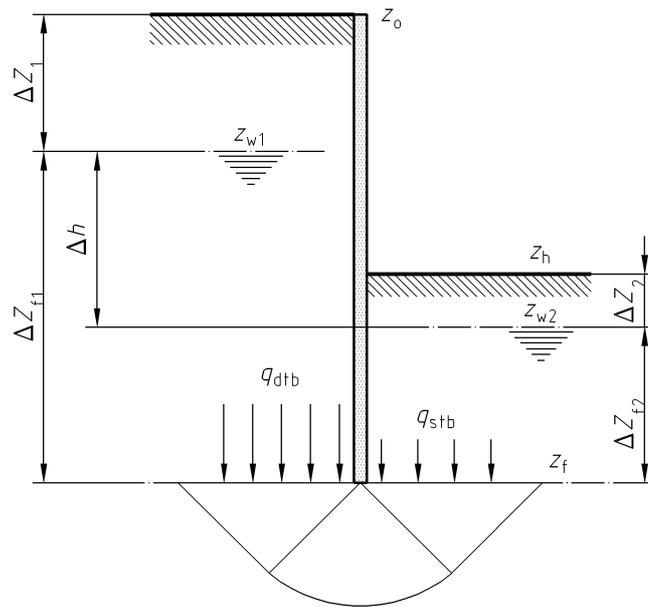


Figure 15.3.1 — Vérification de la stabilité du fond de l'excavation vis-à-vis d'un risque de "renard solide" - Notations

(2) Les vérifications doivent être effectuées conformément aux dispositions de la norme NF EN 1997-1 et du présent document (voir NOTE 1).

NOTE 1 La vérification de cet état-limite est à effectuer (voir l'article 8.2 (3)) suivant l'approche de calcul 2 en utilisant pour les situations de projet durables et transitoires, les ensembles de facteurs partiels A1, M1 et R2 définis à l'Annexe A, articles A.2.1, A.2.2 et A.2.6, respectivement pour les actions ou leurs effets, les propriétés des terrains et les résistances des terrains.

(3) La valeur caractéristique de la contrainte déstabilisatrice $q_{dst;d}$ doit être prise égale à la valeur caractéristique $\sigma'_{v1;k}$ de la contrainte effective verticale au niveau de la base de l'écran, coté amont (voir Figure 15.3.1 et NOTE 1).

NOTE 1 Pour le cas de figure et les notations de la figure 15.3.1, la valeur de la contrainte effective verticale au niveau de la base de l'écran, côté amont, est par exemple donnée par la relation suivante :

$$q_{dst} = \gamma Z_{w1} + [\gamma - (1 - i_1) \gamma_w] (Z_f - Z_{w1}) \tag{15.3.2}$$

où

i_1 est la valeur du gradient hydraulique moyen côté amont.

(4) La valeur caractéristique de la contrainte stabilisatrice $q_{stb;k}$ doit être déterminée à partir de l'expression suivante :

$$q_{stb;k} = N_q \sigma'_{v2;k} + \frac{N_q - 1}{\tan \phi'_k} \tag{15.3.3}$$

où

$q_{stb;k}$ est la valeur caractéristique de la contrainte stabilisatrice ;

$\sigma'_{v2;k}$ est la valeur caractéristique de la contrainte effective verticale au niveau de la base de l'écran, côté fouille (voir NOTE 1) ;

ϕ'_k est la valeur caractéristique de l'angle de frottement effectif du terrain sous la base de l'écran ;

c'_k est la valeur caractéristique de la cohésion effective du terrain sous la base de l'écran ;

N_q est un facteur donné par l'expression suivante :

$$N_q = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'_k}{2} \right) e^{\pi tg \varphi'_k} \quad (15.3.4)$$

NOTE 1 σ'_{v2} est à déterminer côté fouille de manière analogue à σ'_{v1} côté amont (voir relation 15.3.3), mais en considérant dans ce cas l'effet du gradient ascendant côté fouille dans les zones d'écoulement c'est-à-dire en considérant comme poids volumique du terrain déjaugé $\gamma - (1+i_2)\gamma_w$, i_2 étant le gradient moyen affectant le terrain côté fouille.

(5) Dans les terrains fins, pour lesquels la stabilité à court terme peut s'avérer critique, on doit également faire la vérification en contraintes totales (voir NOTE 1).

NOTE 1 La valeur caractéristique de la contrainte stabilisatrice est dans ce cas donnée par l'expression suivante :

$$q_{stb;k} = (\pi + 2) c_{u;k} \quad (15.3.5)$$

où

$c_{u;k}$ est la valeur caractéristique de la cohésion du terrain en conditions non drainées.

16 Justification à l'état-limite de service

16.1 Généralités

(1) Le dimensionnement des écrans de soutènement doit être vérifié vis-à-vis des états-limites de service, (voir NOTE 1) conformément aux dispositions de la section 8.3 (voir NOTE 3), en utilisant les situations de calcul appropriées (voir la NOTE 2, la section 7 et la norme NF EN 1997-1, section 9.3) et en tenant compte des dispositions qui suivent.

NOTE 1 On rappelle (voir articles 8.1 (6) et 8.3 (1)) que les états-limites de service d'un ouvrage visent les phénomènes préjudiciables à sa fonction et donc essentiellement les phénomènes de déplacement et de déformation. Dans le cas d'un écran, on est parfois amené, pour limiter la fissuration, le déplacement d'un ancrage ou le tassement d'un écran, à limiter le niveau de sollicitations des structures (écrans, tirants) ou du terrain (mobilisation du sol support) faute de modèle de calcul fiable.

NOTE 2 La modification du niveau des nappes est un point important à considérer lorsqu'on définit les situations de calcul à l'ELS.

NOTE 3 On rappelle (voir l'article 8.3 (7)) que la vérification d'une structure vis-à-vis des états-limites de service est à faire conformément à la norme de calcul appropriée au matériau qui la constitue. Par exemple, la structure d'une paroi moulée en béton armé et d'un rideau de palplanches métalliques est à vérifier conformément à la norme NF EN 1992 et à la norme NF EN 1993-5, respectivement.

(2) Les valeurs de calcul des pressions des terres aux états-limites de service doivent être établies en utilisant les valeurs caractéristiques des paramètres des terrains et en tenant compte de la déformation admissible de l'écran (voir NOTE 1).

NOTE 1 Ces pressions ne sont pas nécessairement des valeurs limites.

16.2 Déplacement de l'écran

(1) La compatibilité du déplacement de l'écran avec les limitations imposées par sa structure, et le cas échéant par les ouvrages voisins, doit être vérifiée (voir NOTE 1).

NOTE 1 On rappelle (voir 8.3 (3)), que les valeurs limites de déplacement d'un écran sont à spécifier au début de l'étude de projet en tenant compte des tolérances de déplacement et de distorsion angulaire de l'ouvrage de soutènement et des structures concernées par les travaux. Ces indications relèvent normalement des spécifications du maître d'ouvrage (voir Tableau 17.1).

(2) Pour vérifier la compatibilité du déplacement de l'écran avec les limitations imposées, on doit procéder à une estimation prudente des déplacements de l'écran (voir NOTES 1 et 2).

NOTE 1 Les valeurs des déplacements d'un écran sont à estimer en tenant compte des expériences comparables disponibles.

NOTE 2 Sauf dans les conditions de projet définies en (3) ci-dessous, l'estimation des déplacements n'est pas nécessairement à faire par calcul.

(3) Le dimensionnement de l'écran doit être justifié par une étude plus détaillée comportant des calculs de déplacement effectués conformément aux dispositions des sections 8.3 et 8.4 (voir NOTES 1 à 4) lorsque :

- l'estimation prudente initiale des déplacements dépasse les valeurs limites spécifiées ;
- les ouvrages et les équipements avoisinants sont sensibles aux déplacements de façon inhabituelle ;
- l'on ne peut justifier d'une expérience comparable concluante.

NOTE 1 On rappelle (voir articles 8.3 (4) et 8.4 (4)) que les déplacements d'un écran sont à évaluer à partir d'un modèle de calcul d'interaction sol-structure adapté à la complexité du problème et en utilisant des lois de comportement des matériaux simples et réalistes (voir article 8.4.1 (1)).

NOTE 2 On rappelle (voir article 8.3 (5)) que le calcul des déplacements ne donne qu'une valeur approchée de leurs valeurs réelles et qu'une estimation du déplacement absolu d'un écran à quelques centimètres près constitue un objectif raisonnable et une précision inférieure au centimètre est généralement illusoire.

NOTE 3 On rappelle (voir article 8.3 (6)) que lorsque les valeurs limites de déplacement d'un écran sont incompatibles avec la précision des calculs, des dispositions constructives adaptées (voir NOTES 5 et 6) visant à limiter autant que faire se peut la décompression du sol d'assise des ouvrages avoisinants, sont à adopter.

NOTE 4 On rappelle (voir article 8.3 (6)) que lorsque les valeurs limites de déplacement d'un écran sont incompatibles avec la précision des calculs, des contrôles pertinents de déplacement de l'écran en cours d'exécution sont à prévoir, associés, lorsque c'est approprié à la méthode observationnelle.

NOTE 5 Des exemples de telles dispositions sont donnés ci-après :

- choix d'un premier niveau d'appui à faible profondeur en présence d'ouvrages proches, tels que fondations ou réseaux enterrés ;
- choix d'une précontrainte des tirants à une valeur de l'ordre de 80 % de la réaction nécessaire à l'équilibre de la poussée des terres sur l'écran (voir Note 7) ;
- choix d'ancrer des tirants dans des formations compactes et non susceptibles de fluer.

NOTE 6 On rappelle (8.3 (3), NOTE 3) que la sensibilité des ouvrages avoisinants peut dans certains cas conduire à imposer plus en amont des prescriptions de mesures de protection préalable des ouvrages eux-mêmes (reprises en sous-oeuvre de fondations, démolitions d'ouvrages vétustes, déviations de réseaux, ...), ainsi que des prescriptions concernant la réalisation de l'écran lui-même (limitation des vibrations associées à l'utilisation de certains outillages, limitation des dimensions des panneaux excavés, etc.).

NOTE 7 L'attention est attirée sur le fait que la mise en butée du massif amont résultant d'une précontrainte excessive peut également, dans certains cas, s'accompagner de déformations et de sollicitations préjudiciables aux ouvrages avoisinants.

16.3 Sollicitations des tirants et des butons

(1) On doit vérifier le niveau de sollicitation des tirants et des butons aux états-limites de service conformément aux dispositions des normes de calcul appropriées au matériau qui les constitue (voir NOTES 1 et 2).

NOTE 1 Les vérifications sont à faire selon les normes NF EN 1992, NF EN 1993 et NF EN 1995, respectivement pour les appuis en béton, en acier et en bois.

NOTE 2 Sauf exception (voir par exemple la Note 3), le niveau de sollicitation des appuis qui découle de la vérification de la résistance structurale aux ELU (voir section 12.1.2) dispense de faire une vérification du niveau de sollicitation des appuis aux ELS.

NOTE 3 Pour les tirants en acier de construction relevant de la norme NF EN 1993-5, il est demandé de vérifier l'inégalité suivante aux ELS.

$$P_{d, \text{serv}} \leq R_{t, \text{serv}; d} \quad (16.3.1)$$

où

$P_{d, \text{serv}}$ est la valeur de calcul de la traction appliquée au tirant en condition de service ;

$R_{t, \text{serv}; d}$ est la valeur de calcul de la résistance à la traction du tirant déterminée comme suit :

$$R_{t, \text{serv}; d} = \text{Min}(f_{y; k} \cdot A_s / \gamma_{Mt, \text{ser}} ; f_{y; k} A_g / \gamma_{Mt, \text{ser}}) \quad (16.3.2)$$

où

$f_{y; k}$ est la valeur caractéristique de la limite élastique de l'acier correspondant à la valeur R_{eh} donnée dans la norme produit ;

A_s est la section résistante de la partie filetée (section en fond de filet) ;

A_g est la section brute de la partie non filetée en tenant compte lorsqu'il y a lieu d'une perte d'acier uniforme due à la corrosion (voir EN 1993-5, section 4,4) ;

$\gamma_{Mt, \text{ser}}$ est le facteur partiel pour la résistance limite élastique de l'acier. La valeur recommandée par la norme NF EN 1993-5 pour $\gamma_{Mt, \text{ser}}$ est 1,10.

16.4 Fluage critique des tirants d'ancrage scellés

(1) On doit vérifier, conformément aux dispositions qui suivent, que le niveau de sollicitation d'un tirant d'ancrage scellé reste inférieur à sa charge critique de fluage pendant la durée de service de l'écran (voir NOTES 1 et 2).

NOTE 1 L'objet de cette vérification est en fait de limiter le déplacement d'un ancrage scellé pendant la durée de service de l'écran. Faute de modèle de calcul fiable pour évaluer ce déplacement, on impose un niveau de sollicitation qui garantit un faible déplacement de l'ancrage dans le temps et qui est en général considéré comme acceptable pour la plupart des projets.

NOTE 2 Cette vérification va de pair avec la protection contre la corrosion des aciers scellés dans les terrains. Les principes généraux à respecter en la matière sont indiqués dans la norme NF EN 1537. Des exemples de protection sont données dans cette norme et dans les recommandations nationales sur les tirants d'ancrage dite T.A. 95⁵

(2) Pour démontrer que le niveau de sollicitation d'un tirant d'ancrage scellé reste inférieur en condition de service à sa charge critique de fluage on doit vérifier l'inégalité suivante (voir NOTES 1 et 2) :

$$P_{d; \text{serv}} \leq R_{ac; d} \quad (16.4.1)$$

où

$P_{d; \text{serv}}$ est la valeur de calcul de la traction appliquée au tirant en condition de service ;

$R_{ac; d}$ est la valeur de calcul de la résistance critique de fluage de l'ancrage.

NOTE 1 La valeur de $P_{d; \text{serv}}$ à considérer est la plus défavorable des valeurs obtenues en étudiant les différentes situations de service. Elle se déduit de la valeur caractéristique correspondante par application d'un facteur partiel de 1 ($P_{d; \text{serv}} = P_{k; \text{serv}}$).

NOTE 2 On rappelle (voir l'article 8.4.2 (3)) que les vérifications sont à faire vis-à-vis des charges de calcul $P_{d; \text{serv}}$ découlant d'un modèle de calcul MISS, et éventuellement du modèle de calcul MEL dans les conditions indiquées dans l'article 10.1 (4).

5) Tirants d'ancrage – Recommandations concernant la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle, Recommandations T.A. 95, Comité Français de la Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, août 1995, Eyrolles, pp 151.

(3) La valeur de calcul de la résistance critique de fluage d'un ancrage scellé doit être déterminée à partir de l'équation suivante :

$$R_{ac;d} = R_{ac;k} / \gamma_{ac} \quad (16.4.2)$$

où

$R_{ac;k}$ est la valeur caractéristique de la résistance à l'arrachement de l'ancrage ;

γ_{ac} est la valeur du facteur partiel pour la résistance critique de fluage de l'ancrage.

(4) La valeur du facteur partiel γ_{ac} doit être prise égale à 1,2 pour un tirant d'ancrage permanent et égale à 1,1 pour un tirant d'ancrage provisoire.

(5) La valeur caractéristique de la résistance critique de fluage d'un tirant scellé doit être déterminée à partir d'essais d'arrachement menés à la rupture ou d'essais de contrôle, incluant les essais de mise en tension pour les tirants précontraints (voir NOTE 1).

NOTE 1 Les essais de contrôle sont habituellement arrêtés entre 1,15 $P_{k;serv}$ et 1,25 $P_{k;serv}$ (voir NOTE 2). La valeur de la résistance critique de fluage n'est donc pas mesurée et il convient de la prendre égale à la valeur maximale appliquée pour ces essais.

NOTE 2 En attendant la parution d'une norme européenne en cours de préparation sur les essais de tirants et les essais de mise en tension des tirants précontraints les normes et les recommandations nationales (T.A. 95) s'appliquent.

(6) La valeur caractéristique de la résistance critique de fluage d'un ancrage scellé, doit être déterminée à partir de l'équation suivante :

$$R_{ac;k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{ac;m})_{\text{moyen}}}{\xi_{a1}} ; \frac{(R_{ac;m})_{\text{min}}}{\xi_{a2}} \right\} \quad (16.4.3)$$

où

$R_{ac;k}$ est la valeur caractéristique de la résistance critique de fluage de l'ancrage ;

$R_{ac;m}$ est la valeur mesurée ou calculée de la résistance critique de fluage de l'ancrage ;

ξ_{a1} est un facteur de corrélation qui dépend du nombre d'essais réalisés et est appliqué à la valeur moyenne de $R_{ac;m}$ (voir NOTE 1) ;

ξ_{a2} est un facteur de corrélation qui dépend du nombre d'essais réalisés et est appliqué à la valeur minimale de $R_{ac;m}$ (voir NOTE 1).

NOTE 1 Les valeurs des facteurs de corrélation ξ_{a1} et ξ_{a2} sont données dans le Tableau A.2.4 de l'Annexe A.

16.5 Massif de réaction d'un buton incliné

(1) Pour démontrer que la stabilité d'un massif de réaction en béton établi en fond de fouille est assurée, vis-à-vis des déplacements de l'écran de soutènement, il convient de vérifier que les déplacements du massif de réaction sous l'effet de la charge $P_{d;serv}$ appliquée par le buton en condition de service, sont compatibles avec ceux de l'écran (voir NOTE 1).

NOTE 1 Il convient pour cela, d'estimer les déplacements du massif de réaction selon les principes de calcul applicables aux fondations superficielles et de calculer la raideur de l'appui (buton et massif de réaction) en en tenant compte.

16.6 Mobilisation du terrain sous la base d'un écran

(1) Le niveau de sollicitation du terrain sous la base d'un écran de soutènement aux états-limites de service doit être compatible avec les exigences de déplacement vertical de l'écran.

(2) Lorsqu'il y a lieu (voir 11.1 (1)) on doit vérifier l'inégalité suivante :

$$F_{c;d} \leq R_{cc;d} \quad (16.4.1)$$

où

$F_{c;d}$ est la valeur de calcul à l'ELS de la charge verticale transmise par l'écran au terrain ;

$R_{cc;d}$ est la valeur de calcul de la résistance critique de fluage du terrain.

17 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 de l'ouvrage doit être établi conformément aux dispositions de la norme NF EN 1997-1, complétée par celles de cette section.

(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 des différents états-limites considérés. Le Tableau 17.1 énumère les informations qu'il convient normalement d'inclure dans le rapport de synthèse.

Tableau 17.1 – Informations sur le projet à fournir dans le dossier de synthèse

Objet	Observations
Identification du projet	
Nom / numéro du dossier / situation du projet	
Durée d'utilisation de l'ouvrage à construire	voir note 1
Classe de conséquence / catégorie géotechnique	voir note 1
Données géotechniques	
Modèles géotechniques	voir note 2
- Nature et propriétés des terrains	voir note 3
- Conditions hydrauliques	voir note 4
- Référence du dossier de la reconnaissance du site	voir note 5
Données relatives à l'ouvrage et à sa construction	
Géométrie	voir note 6
Propriétés des constituants de l'ouvrage	voir note 7
Conditions de chargement	voir note 8
Conditions d'exécution des travaux (phases de construction)	voir note 9
NOTES	
<p>(1) Les éléments sur lesquels sont fondées la durée d'utilisation de l'ouvrage, sa classe de conséquence et sa catégorie géotechnique sont à rappeler. Le cas échéant, les critères de déplacement à respecter sont également à donner. Ces indications relèvent normalement des spécifications du maître d'ouvrage.</p> <p>(2) Le modèle géotechnique retenu pour chaque profil de calculs, incluant les valeurs caractéristiques des propriétés des terrains et des niveaux d'eau, est à fournir avec leur situation (coupes repérées sur le plan de l'ouvrage – voir note 6). Les éléments à partir desquels il a été établi sont à indiquer (dossier de reconnaissance des terrains, cahier des charges, essais de pompage, dispositions constructives prévues).</p> <p>(3) Les propriétés visées sont les propriétés mécaniques des différentes couches de terrains (et le cas échéant des remblais) et, lorsque cela est approprié, leur propriétés physiques et chimiques.</p> <p>(4) Les conditions hydrauliques concernent les eaux souterraines et les eaux extérieures.</p> <p>(5) La référence, incluant le type de mission géotechnique selon NF P 94-500 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>(6) Référence du(es) plan(s) de l'ouvrage à construire (vue en plan, coupes types, élévation).</p> <p>(7) Les propriétés des matériaux constitutifs de l'ouvrage (écrans, appuis) visées sont celles nécessaires à la justification de leur résistance et de leurs déformations.</p> <p>(8) Le cas échéant les valeurs caractéristiques des sollicitations « extérieures » appliquées à l'écran (par exemple les efforts transmis par un tablier de pont ou un radier, une surcharge routière) ou derrière l'écran, y compris les charges provisoires (stockages, circulations d'engins) ou futures (immeubles projetés) prises en compte sont à indiquer. Ces valeurs relèvent normalement des spécifications du marché et sont fixées par le MOE.</p> <p>(9) Les phases de construction sont à indiquer.</p>	

(3) Le dossier doit fournir une synthèse des calculs effectués et des résultats obtenus qui démontrent la stabilité de l'écran de soutènement. Le Tableau 17.2 énumère les informations qu'il convient normalement d'inclure dans cette synthèse.

Tableau 17.2 – Informations sur les calculs effectués et les résultats des analyses de stabilité à fournir dans le dossier de synthèse

Objet	Observations
Calculs	
Situations / Combinaisons d'actions / état-limites	voir note 1
Modèles de calcul	voir note 2
Vérifications ELU	voir note 3
Stabilité générale	
Stabilité « rotationnelle » de l'écran	
Stabilité structurelle de l'écran	
Stabilité au poinçonnement de l'écran	
Stabilité du massif d'ancrage	
Stabilité des appuis	
Stabilité hydraulique du fond de fouille	
Vérifications ELS	voir note 4
Écran (déplacement, niveau de sollicitation)	voir note 5
Tirant d'ancrage (structure, résistance de l'ancrage)	voir note 6
Sol support	voir note 7
NOTES	
<p>(1) Un tableau est à fournir, donnant par exemple, pour chaque profil de calcul étudié, les situations, combinaisons d'actions considérées et les états-limites examinés.</p> <p>(2) Un tableau est à fournir, indiquant par exemple, pour chaque état-limite examiné :</p> <ul style="list-style-type: none"> - la méthode et/ou la référence du logiciel ayant été utilisé pour sa vérification (par exemple, méthode MISS « au coefficient de réaction » avec le logiciel « xxxx » pour la vérification de la stabilité « rotationnelle », méthode « Bishop » avec le logiciel « yyyy » pour la vérification de la stabilité générale du site, méthode pressiométrique avec le logiciel « zzzz » pour la détermination de la résistance au poinçonnement du sol de fondation, etc.) ; - les principes de calcul mis en œuvre par le programme (hypothèses implicites, prise en compte des surcharges, etc.). <p>(3) Un tableau récapitulatif est à fournir donnant par exemple, pour chaque état-limite examiné, les valeurs de calcul des actions ou de leurs effets, des propriétés des matériaux et des résistances.</p> <p>(4) Le cas échéant, les résultats des vérifications effectuées aux états-limites de service (voir section 16) sont également à fournir.</p> <p>(5) Selon le cas, il peut s'agir de valeurs de déplacements horizontaux ou verticaux (tassement) ou de valeurs de sollicitation de l'écran pour limiter la fissuration ou la corrosion des matériaux qui le constituent.</p> <p>(6) Valeurs de sollicitation du tirant pour limiter selon le cas la corrosion des matériaux qui le constituent ou le "fluage" d'un ancrage scellé dans un sol meuble.</p> <p>(7) On vise essentiellement le niveau de mobilisation du sol d'assise d'un écran lorsque celui-ci supporte une force verticale importante.</p>	

(4) Le dossier doit inclure un plan de surveillance et de suivi des travaux, dont l'importance est fonction de la complexité de l'ouvrage à réaliser, mais dont les points qui nécessitent un contrôle ou des mesures pendant la construction doivent être clairement identifiés. Le Tableau 17.3 indique les principes généraux qu'il convient de suivre en fonction de la catégorie géotechnique du projet (voir Annexe I). L'Annexe L 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.

Tableau 17.3 – Principes généraux à suivre pour définir la surveillance, le suivi et le contrôle des travaux

Objet	Catégorie géotechnique		
	1 ^{a)}	2	3 ^{a)}
Surveillance	inspection visuelle, contrôle simple, estimation qualitative du comportement de l'ouvrage	idem 1 + contrôle des propriétés des remblais 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 indiquant les phases de travaux	plan de suivi indiquant 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 au moins sur la mesure des mouvements ^{b)} de quelques points choisis et si besoin sur des mesures inclinométriques et si possible des réactions d'appui (cales dynamométriques)	évaluation du comportement de l'ouvrage, sur la base de mesures de déplacements et d'analyses tenant compte des phases des travaux, de mesures inclinométriques et de la mesure si possible des réactions d'appui (cales dynamométriques) surtout si la méthode observationnelle est utilisée

^a Cité pour mémoire, les dispositions de ce document ne s'appliquent pas aux ouvrages de catégories 1 et 3.

^b À comparer avec les prévisions fondées sur des résultats de calcul ou une expérience comparable.

Annexe A (normative)

Facteurs partiels et de corrélation 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 utilisés pour la vérification des états-limites ultimes STR et GEO des écrans de soutènement dans des situations de projet durables ou transitoires sont celles données en Annexe A de la norme NF EN 1997-1 (voir NOTE 1) et dans les autres eurocodes structuraux (voir NOTES 2 et 3).

NOTE 1 On rappelle dans les sections A.2, A.3 et A.4 de cette Annexe les valeurs des facteurs partiels qui concernent plus particulièrement le calcul des écrans, respectivement pour la vérification des états-limites ultimes de la structure et géotechniques (STR/GEO), de soulèvement hydraulique global (UPL) et de soulèvement hydraulique local (HYD).

NOTE 2 Les valeurs des facteurs partiels γ applicables aux actions transmises directement à l'écran sont par exemple données dans la norme NF EN 1990 et son Annexe nationale NF EN 1990/NA pour les bâtiments et dans la norme NF EN 1990/A1 et son Annexe nationale NF EN 1990/A1/NA pour les ponts.

NOTE 3 Les valeurs des facteurs partiels γ à appliquer au matériau constitutif des éléments de structure (écran, tirants, butons, dispositifs de liaison, etc.) pour vérifier leur résistance sont données dans la norme de calcul correspondante (par exemple la norme NF EN 1992-1-1 pour les parois en béton ou la norme NF EN 1993-5 pour les rideaux de palplanches métalliques), en tenant compte le cas échéant des spécifications du présent document (facteurs k_1 , k_2 et k_3 par exemple pour le béton – voir article 6.4.1).

(2) Les valeurs des autres facteurs qui doivent être utilisés pour la vérification des états-limites ultimes des écrans dans des situations de projet durables ou transitoires sont celles données dans cette Annexe (voir NOTE 1).

NOTE 1 Cet article vise les valeurs des facteurs de corrélations ξ pour le calcul des tirants scellés et les facteurs partiels γ_{Rb} applicables à la butée des terres pour les situations de projet transitoire lorsque la mobilisation locale de la butée des terres est jugée sans conséquence.

(3) La combinaison d'ensembles de facteurs partiels à considérer pour la vérification d'un état-limite ultime d'un écran de soutènement est déterminée par l'approche de calcul qui est associée à cet état-limite ultime (voir NOTES 1 à 3).

NOTE 1 Seules les approches de calcul 2 et 3 sont permises par l'Annexe nationale de l'Eurocode 7 (NF EN 1997-1/NA).

NOTE 2 Dans l'approche de calcul 2, les facteurs partiels sont appliqués d'une part aux actions ou aux effets des actions et d'autre part aux résistances, et la combinaison d'ensembles de facteurs partiels à appliquer est :

$$A1 \text{ "+" } M1 \text{ "+" } R2$$

NOTE 3 – Dans l'approche de calcul 3 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 la combinaison d'ensembles de facteurs partiels à appliquer est :

$$(A1^* \text{ ou } A2^\dagger) \text{ "+" } M2 \text{ "+" } R3$$

*sur les actions provenant d'une structure portée (transmettant directement des efforts à l'écran, comme par exemple une dalle ou un radier)

†sur les actions géotechniques, c'est-à-dire les actions qui sont dues au terrain (par exemple la poussée ou la butée du terrain) ou celles qui transitent par le terrain (les actions provenant d'une surcharge arrière transmise par un ouvrage ou due à des charges de circulation par exemple).

A.2 Facteurs partiels pour la vérification des états-limites pour les structures (STR) et géotechnique (GEO)

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

(1) Pour la vérification des états-limites de la structure (STR) et géotechniques (GEO), on doit appliquer, (voir NOTES 1 et 2) aux actions (γ_F) ou aux effets des actions (γ_E) les facteurs partiels suivants :

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

NOTE 1 Les valeurs de γ_G et de γ_Q peuvent être trouvées dans l'Annexe nationale de la norme NF EN 1990 pour les bâtiments et dans l'Annexe nationale de la norme NF EN 1990/A1 pour les ponts.

NOTE 2 Les valeurs recommandées pour les bâtiments dans la norme NF EN 1990 et son Annexe nationale sont données dans le Tableau A.2.1

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

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	1,3
	Favorable	γ_{Qinf}	0	0

(2) Pour la vérification des états-limites de la structure (STR) et géotechniques (GEO) des écrans, sauf spécification contraire du marché, on doit appliquer aux actions (γ_F) ou aux effets des actions (γ_E) les facteurs partiels indiquées dans le Tableau A.2.1.

A.2.2 Facteurs partiels pour les paramètres du sol (γ_M)

(1) Pour la vérification des états-limites de la structure (STR) et géotechniques (GEO), on doit appliquer aux résistances des sols les facteurs partiels (γ_M) suivants :

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

Tableau A.2.2 – Facteurs partiels pour les paramètres du sol (γ_M)

Paramètres du sol	Symbole	Ensemble	
		M1	M2
Angle de frottement interne ^a	$\gamma_{\phi'}$	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_γ	1,0	1,0

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

A.2.3 Facteurs partiels de résistance pour les ancrages scellés

(1) Pour les ancrages scellés et les vérifications des états-limites de la structure (STR) et géotechniques (GEO), on doit appliquer aux résistances des ancrages les facteurs partiels (γ_R) suivants :

- $\gamma_{a,t}$ pour les ancrages temporaires ;
- $\gamma_{a,p}$ pour les ancrages permanents.

Tableau A.2.3 – Facteurs partiels de résistance (γ_R) pour les ancrages scellés

Résistance	Symbole	Ensemble	
		R2	R3
Temporaire	$\gamma_{a,t}$	1,1	1,0
Permanente	$\gamma_{a,p}$	1,1	1,0

A.2.4 Facteurs de corrélation pour les ancrages scellés

(1) Pour la vérification des états-limites de la structure (STR) et géotechniques (GEO), on doit appliquer les facteurs de corrélation ξ suivants pour déterminer les résistances d'ancrage caractéristiques des tirants scellés dans le terrain :

- ξ_{a1} pour les valeurs moyennes des résistances ;
- ξ_{a2} pour les valeurs minimales des résistances.

Tableau A.2.4 – Facteurs de corrélation ξ_a pour déterminer les résistances caractéristiques d'ancrage à partir d'essais d'arrachement (n – nombre de tirants d'ancrage testés)

ξ pour $n =$	1	2	3	4	≥ 5
ξ_{a1}	1,40	1,30	1,20	1,10	1,00
ξ_{a2}	1,40	1,20	1,05	1,00	1,00

A.2.5 Facteurs partiels de la résistance des terres en butée (γ_R) pour les écrans de soutènement

(1) Pour les écrans et la vérification des états-limites (GEO) de défaut de butée à partir des méthodes d'équilibre limite MEL, on doit appliquer à la valeur de la butée limite (voir Note 1), les facteurs partiels $\gamma_{R,b}$.

Tableau A.2.5 – Facteur partiel pour la butée limite ($\gamma_{R;b}$) pour vérifier les états-limites de butée à partir du modèle MEL

Résistance	Symbole	Ensemble	
		R2	R3
Butée ^a	$\gamma_{R;b}$	1,4	1,0
Butée ^b	$\gamma_{R;b}$	1,1	1,0
NOTE – La butée est assimilée à une résistance et non à une action (voir section 9).			
a Cas général.			
b Pour les situations de projet transitoires lorsque la mobilisation locale de la butée des terres est jugée sans conséquence (voir 9.2.1 (2)).			

A.2.6 Facteurs partiels de la résistance des terres (γ_R) pour la stabilité générale

(1) Pour les analyses de la stabilité générale des écrans de soutènement (GEO), on doit appliquer aux résistances des terres, le facteur partiel ($\gamma_{R,e}$).

Tableau A.2.6 – Facteurs partiels de la résistance des terres (γ_R) pour la stabilité générale

Résistance	Symbole	Ensemble	
		R2	R3
Résistance globale au cisaillement sur une surface de rupture	$\gamma_{R,e}$	1,1	1,0

A.3 Facteurs partiels pour la vérification de l'état-limite ultime de soulèvement hydraulique global (UPL)

A.3.1 Facteurs partiels (γ_F) pour les actions

(1) Pour la vérification de l'état-limite de soulèvement hydraulique global (UPL), on doit appliquer aux actions les facteurs partiels (γ_F) suivants :

- $\gamma_{G;dst}$ pour les actions permanentes défavorables déstabilisatrices ;
- $\gamma_{G;stb}$ pour les actions permanentes favorables stabilisatrices ;
- $\gamma_{Q;dst}$ pour les actions variables défavorables déstabilisatrices.

Tableau A.3.1 – Facteurs partiels pour les actions (γ_F)

Action	Symbole	Valeur
Permanente Défavorable ^a	$\gamma_{G;dst}$	1,0
Favorable ^b	$\gamma_{G;stb}$	0,9
Variable Défavorable ^a	$\gamma_{Q;dst}$	1,5
a Déstabilisatrice.		
b Stabilisatrice.		

A.3.2 Facteurs partiels pour les paramètres des sols et les résistances

(1) Pour la vérification de l'état-limite de soulèvement global (UPL), lorsqu'on prend en compte une résistance au soulèvement R_d , on doit appliquer les facteurs partiels suivants :

- $\gamma_{\phi'}$ pour la tangente de l'angle de frottement interne ;
- γ_c pour la cohésion effective ;
- γ_{cu} pour la cohésion non drainée ;
- $\gamma_{s,t}$ pour la résistance à la traction des pieux ;
- γ_a pour la résistance à la traction des ancrages.

Tableau A.3.2 – Facteurs partiels pour les paramètres des sols et les résistances

Paramètres du sol	Symbole	Valeur
Angle de frottement interne ^a	$\gamma_{\phi'}$	1,25
Cohésion effective	γ_c	1,25
Cohésion non drainée	γ_{cu}	1,40
Résistance à la traction d'un pieu	$\gamma_{s,t}$	1,40
Résistance de l'ancrage	γ_a	1,40
a Ce facteur est appliqué à $\tan \phi'$.		

A.4 Facteurs partiels pour la vérification de l'état-limite de soulèvement hydraulique local ou d'érosion (HYD)

(1) Pour la vérification de l'état-limite de soulèvement hydraulique local ou d'érosion (HYD), on doit appliquer aux actions les facteurs partiels (γ_f) suivants :

- $\gamma_{G;dst}$ pour les actions permanentes défavorables déstabilisatrices ;
- $\gamma_{G;stb}$ pour les actions permanentes favorables stabilisatrices ;
- $\gamma_{Q;dst}$ pour les actions variables défavorables déstabilisatrices.

Tableau A.4.1 – Facteurs partiels pour les actions (γ_f)

Action	Symbole	Valeur
Permanente Défavorable ^a	$\gamma_{G;dst}$	1,35
Favorable ^b	$\gamma_{G;stb}$	0,90
Variable Défavorable ^a	$\gamma_{Q;dst}$	1,50
a Déstabilisatrice.		
b Stabilisatrice.		

A.5 Facteurs partiels pour la résistance à la traction des tirants métalliques (γ_M)

(1) Pour la vérification de la résistance structurale (STR) des tirants métalliques, on doit appliquer les facteurs partiels de matériaux suivants (voir NOTE 1) :

- γ_{M0} pour la limite d'élasticité des aciers de construction ;
- γ_{M2} pour la limite de rupture des aciers de construction ;
- γ_s pour la limite d'élasticité des aciers de béton ou de précontrainte.

NOTE 1 Les valeurs retenues sont les valeurs indiquées dans la norme NF EN 1993-5 pour les aciers de construction et dans la norme NF EN 1992-1-1 pour les aciers de béton et de précontrainte.

Tableau A.5.1 – Facteurs partiels de matériau (γ_M) pour les aciers des tirants

Acier	Propriétés	Symbole	Valeur
construction ⁽¹⁾	Limite d'élasticité f_y	γ_{M0}	1,0 ⁽¹⁾
	Rupture en traction f_u	γ_{M2}	1,25 ⁽¹⁾
béton ⁽²⁾	Limite d'élasticité f_y	γ_s	1,15 ⁽²⁾
précontrainte ⁽²⁾	Limite d'élasticité f_y	γ_s	1,15 ⁽²⁾
(1) Conforme à la norme NF EN 1993-1-1.			
(2) Conforme à la norme NF EN 1992-1-1.			

Annexe B (informative)

Dispositions particulières pour les écrans de soutènement à inertie non uniforme

B.1 Préambule

(1) On indique dans cette Annexe les dispositions et les hypothèses habituellement admises pour assimiler un écran dont l'inertie n'est pas uniforme à un écran continu uniforme plan, et procéder aux mêmes vérifications que celles applicables à celui-ci (voir NOTES 1 et 2).

NOTE 1 Les ouvrages visés sont :

- les parois réalisées à partir de pieux forés sécants ou à partir de pieux contigus (Figure B.2.1.1) ;
- les rideaux mixtes de palplanches métalliques (Figure B.2.2.1) ;
- les parois moulées en béton armé avec contreforts (Figure B.2.3.1) ;
- les parois armées au coulis (Figure B.2.4.1) ;
- les parois moulées circulaires ;
- les écrans réalisés à partir de tranchées ou de puits blindés, ou de voiles par passes alternées ;
- les écrans composites de type berlinoise ou assimilés (Figure B.2.7.1).

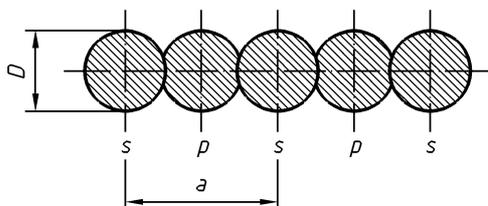
NOTE 2 Les dispositions géométriques et les moments d'inertie équivalents à considérer font l'objet de l'Annexe B.2. Les règles particulières (par exemple le calcul des efforts de poussée-butée) applicables à ce type d'ouvrage sont indiquées en B.3.

(2) L'assimilation du comportement d'un écran composite à celui d'un écran plan continu suppose une exécution correcte de l'ouvrage (voir NOTE 1).

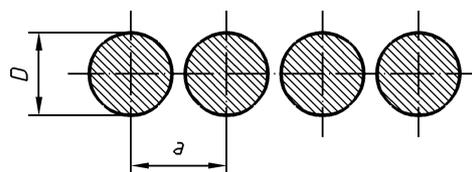
NOTE 1 Les procédures d'exécution des écrans composites font l'objet de l'Annexe B.4. Les dispositions constructives essentielles à respecter pour ces écrans sont indiquées en Annexe B.5.

B.2 Dispositions géométriques et moment d'inertie équivalent

B.2.1 Paroi de pieux sécants ou contigus



a) pieux forés sécants



b) pieux forés contigus

Légende

- p Primaire (ou élément intermédiaire)
- s Secondaire (ou élément principal)

Figure B.2.1.1 — Parois constituées de pieux forés - Notations

(1) On peut assimiler le comportement d'une paroi constituée de pieux de même longueur, à celui d'un écran continu uniforme, lorsque la distance d'axe en axe des pieux contigus est inférieure à $1,3 D$, en considérant le moment d'inertie équivalent par mètre linéaire d'écran donné par l'expression suivante :

$$I_e = \frac{I_p}{a} \tag{B.2.7.1}$$

où

I_e est l'inertie équivalente par mètre linéaire de l'écran de soutènement ;

I_p est l'inertie d'un élément principal (voir Figure B.2.1.1) ;

a est l'espacement entre les axes de deux pieux principaux consécutifs (voir NOTE 1).

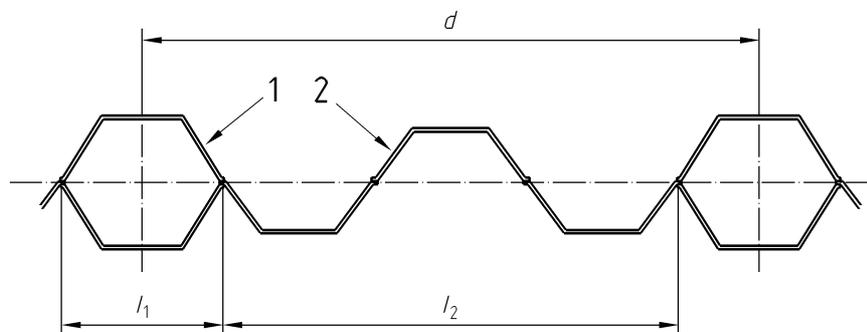
NOTE 1 La distance "a" correspond à la distance d'axe en axe de deux éléments secondaires pour les écrans réalisés à partir de pieux sécants (L'inertie d'un pieu primaire non armé n'est pas prise en compte). La même formule s'applique aux écrans réalisés à partir de pieux contigus (la distance "a" correspond dans ce cas à la distance d'axe en axe de deux pieux consécutifs).

NOTE 2 Les dispositions pour le calcul des efforts de poussée-butée d'une paroi constituée de pieux de même longueur sont indiquées en B.3.1 (1).

(2) Les parois constituées de pieux forés sécants dont les éléments primaires sont plus courts que les éléments secondaires relèvent, lorsqu'elles s'appliquent, des dispositions des parois composites (voir NOTE 1).

NOTE 1 Les dispositions pour le calcul des inerties et pour le calcul des efforts de poussée-butée sont dans ce cas respectivement indiquées en B.2.7 et en B.3.7.

B.2.2 Rideau-mixte de palplanches métalliques



Légende

- 1 Élément principal
- 2 Panneau de palplanches intercalaires (élément intermédiaire)

Figure B.2.2.1 — Rideaux mixtes de palplanches métalliques - Notations

(1) On peut assimiler complètement le comportement d'un rideau mixte de palplanches métalliques (voir NOTE 1) à celui d'un écran continu uniforme lorsque :

- l'espace l_2 entre les éléments principaux (par exemple des caissons de palplanches) n'excède pas 1,8 m dans le cas où les palplanches intercalaires sont des profilés en forme de U et 1,5 m dans le cas où les profilés sont en forme de Z (voir NOTE 1) ; et
- l'ensemble des éléments principaux et intermédiaires est descendu au moins jusqu'à la profondeur de fiche nécessaire à la stabilité de l'écran continu équivalent (voir NOTES 2 et 3).

NOTE 1 Les principales configurations d'un rideau mixte de palplanches métalliques sont illustrées sur la Figure 1.2 b, section 1.

NOTE 2 Dans ce cas, la longueur des éléments principaux peut être plus importante que celle des éléments intermédiaires (pour des raisons de portance par exemple) sans que cela n'interfère sur le calcul de l'écran continu équivalent.

NOTE 3 Lorsque la profondeur de fiche des éléments intermédiaires est inférieure à la fiche nécessaire à la stabilité de l'écran continu équivalent, le comportement du rideau mixte est à assimiler à celui d'une paroi composite pour évaluer les efforts de poussée et de butée.

(2) On rappelle que la résistance structurale d'un rideau mixte de palplanches métalliques est à vérifier conformément à la norme NF EN 1993-5, en considérant, pour déterminer l'effet des actions dans le rideau mixte, le moment d'inertie équivalent prescrit par cette même norme (voir NOTE 1).

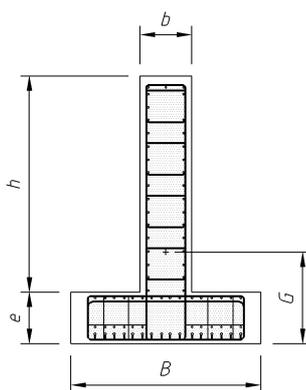
NOTE 1 Comme indiqué dans la norme NF EN 1993-5, aucune transmission des efforts de cisaillement longitudinaux ne peut être prise en compte dans les serrures libres entre éléments principaux et éléments intermédiaires et le moment d'inertie par mètre linéaire de rideau est donné par l'expression suivante :

$$I_e = \frac{I_p + I_s}{l_1 + l_2} = \frac{I_p + I_s}{d} \quad (\text{B.2.2.1})$$

où

- I_e est l'inertie équivalente par mètre linéaire de rideau ;
- I_p est l'inertie d'un élément principal ;
- I_s est l'inertie du panneau de palplanches intercalaires (élément intermédiaire) ;
- l_1 est la largeur d'un élément principal ;
- l_2 est la largeur du panneau de palplanches intercalaires ;
- d est la distance entre les axes des éléments principaux.

B.2.3 Paroi moulée en béton armé avec contreforts



Légende

- B Distance entre les axes des contreforts
- B Largeur des panneaux
- b Épaisseur des contreforts
- h Largeur des contreforts
- e Épaisseur des panneaux
- G Position du centre d'inertie

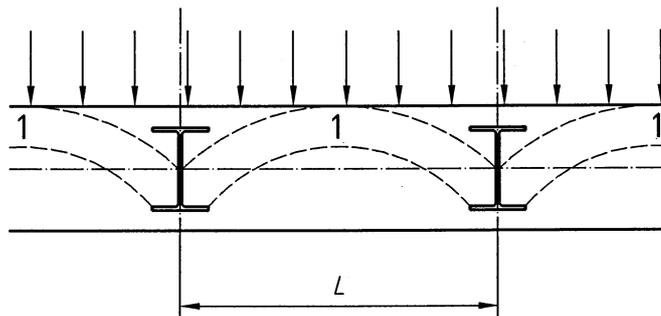
Figure B.2.3.1 – Vue en plan d'un élément de parois moulées en T - Notations

(1) On peut assimiler le comportement d'une paroi moulée avec contreforts (voir la Figure 1.4 – section 1) à celui d'un écran continu uniforme lorsque :

- les contreforts sont disposés au centre des panneaux et régulièrement espacés tout au long de l'écran de soutènement ;
- les données géométriques prises en compte sont conformes aux dispositions de la norme NF EN 1992-1, notamment à celles de l'article 5.3.2.1 (3) pour définir la largeur sur laquelle on peut admettre des conditions de contraintes uniformes ;
- les armatures sont conformes aux dispositions de la norme NF EN 1992-1 pour pouvoir considérer qu'elles forment une section en T é monolithe ;
- le moment d'inertie équivalent par mètre linéaire d'écran est déterminé à partir de l'expression suivante (voir les notations sur la Figure B.2.3.1) :

$$I_e = \frac{1}{B} \left\{ B \frac{e^3}{12} + Be \left(G - \frac{e}{2} \right)^2 + b \frac{h^3}{12} + bh \left(\frac{h}{2} - G + e \right)^2 \right\} \quad (\text{B.2.3.1})$$

B.2.4 Paroi armée au coulis



Légende

- 1 Voûte de compression

Figure B.2.4.1 – Schéma de fonctionnement d'une paroi armée au coulis - Notations

(1) On peut assimiler le comportement d'une paroi moulée au coulis (voir Figure B.2.4.1) à celui d'un écran continu uniforme lorsque :

- l'espacement L entre deux profilés est ajusté à la dimension et à la rigidité propre du profilé et à la largeur de la tranchée pour que le coulis durci puisse transmettre les poussées aux profilés métalliques, par mise en charge de voûtes de compression dans la tranchée (voir NOTE 1) ;
- le moment d'inertie équivalent par mètre linéaire d'écran est déterminé à partir de l'expression suivante :

$$I_e = \frac{I_p}{L} \quad (\text{B.2.4.1})$$

où

I_e est l'inertie équivalente par mètre linéaire de soutènement ;

I_p est l'inertie du profilé ;

L est la distance entre les axes des profilés (Voir Figure B.2.4.1).

NOTE 1 En général, les profilés métalliques présentent des espacements d'axe à axe de l'ordre de 1 m pouvant aller jusqu'à 2 m, en l'absence de charge d'eau significative. Il convient que cette distance soit basée sur une expérience comparable et agréée avant les études de projet.

B.2.5 Paroi moulée circulaire

(1) Le comportement d'une paroi moulée circulaire peut être assimilé à celui d'un écran continu plan uniforme bénéficiant d'un appui continu élastique constitué d'anneaux horizontaux (voir NOTE 1).

NOTE 1 Pour juger de cela, il convient de vérifier que la continuité d'appui est compatible avec les tolérances d'exécution des éléments verticaux de la paroi. (voir B.2.5 (2)).

NOTE 2 Il convient également que les conditions de projet (géométriques, hydrogéologiques, géotechniques, charges sur le terrain) s'écartent peu de conditions axisymétriques (voir B.3.5 (1), NOTE 1).

(2) Il convient de fixer et d'agréer, avant les études de projet, les tolérances d'exécution à respecter et les contrôles d'exécution à faire.

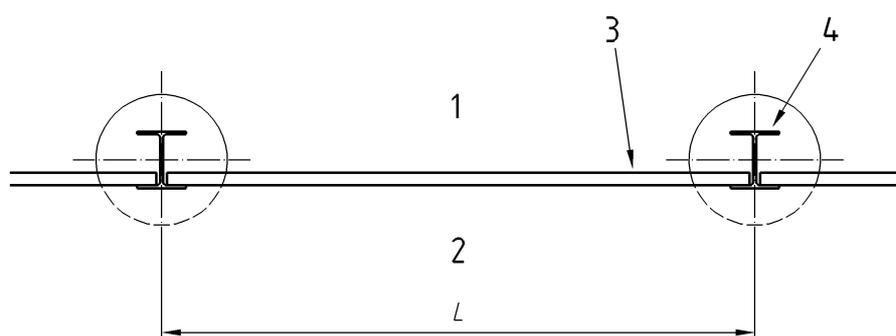
B.2.6 Écran réalisé par passes alternées

(1) Il est admis d'assimiler le comportement d'un écran réalisé par passes alternées (voir NOTE 1) à celui d'un écran continu plan uniforme sous réserve de fixer et d'agréer, avant les études de projet, les conditions d'exécution à respecter et les contrôles d'exécution à faire (voir NOTE 2).

NOTE 1 Différentes procédures de réalisation sont possibles. On vise la technique dite des banquettes inversées consistant à terrasser par passes alternées (habituellement de 2,5 m de large sur une profondeur fonction du terrain), puis à ferrailer et à couler les éléments de voile situés dans les passes excavées, puis à terrasser l'ensemble de la fouille, les voiles mis en place étant soutenus par des butons prenant appui sur la banquette en vis-à-vis ou sur le fond de fouille, enfin à réaliser les éléments de voile intermédiaires. L'opération est répétée autant de fois qu'il est nécessaire pour atteindre le fond de fouille définitif.

NOTE 2 On attire l'attention en particulier sur la nécessité de justifier la stabilité de l'écran et des appuis dans chacune des configurations successives de l'ouvrage et de vérifier notamment les conditions d'appuis en tête et en pied des butons et leur contrôle en cours d'exécution.

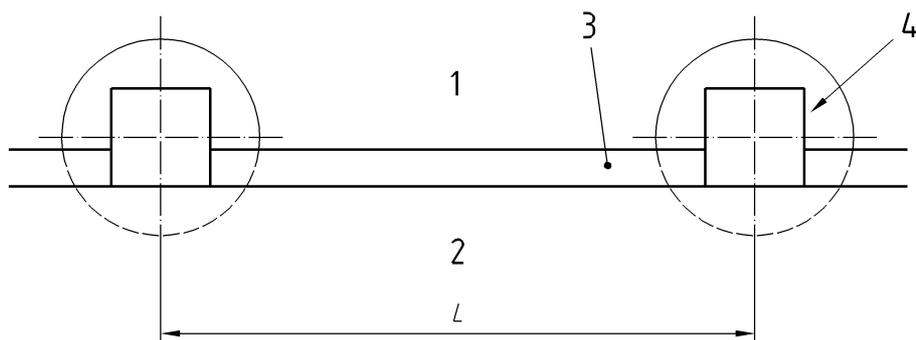
B.2.7 Paroi composite (berlinoise ou apparentée)



Légende

- 1 Côté terre
- 2 Côté fouille
- 3 Plaques en béton préfabriquées, bois ou palfeuilles
- 4 Profilé métallique

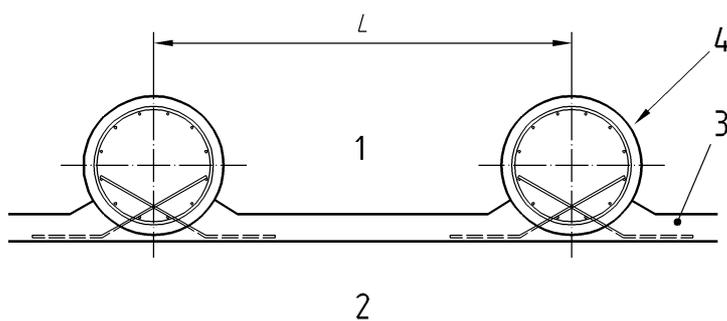
a) paroi berlinoise avec voile en bois ou palfeuilles ou plaques de béton préfabriquées



Légende

- 1 Côté terre
- 2 Côté fouille
- 3 Voile en béton armé
- 4 Poteau préfabriqué en béton armé

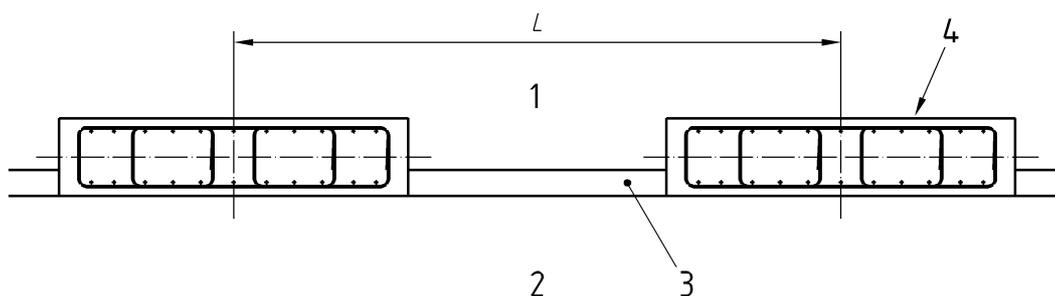
b) paroi parisienne avec voile côté fouille



Légende

- 1 Côté terre
- 2 Côté fouille
- 3 Voile en béton armé
- 4 Pieu

c) paroi lutétienne avec voile en béton armé côté fouille



Légende

- 1 Côté terre
- 2 Côté fouille
- 3 Voile en béton armé
- 4 Barrette

d) paroi moscovite type 1

Figure B.2.7.1 — Principales techniques de parois composites

(1) On donne dans les articles qui suivent les conditions géométriques et les hypothèses habituellement admises pour pouvoir vérifier la stabilité d'une paroi composite (voir NOTE 1) en assimilant son comportement à celui d'un écran à inertie uniforme.

NOTE 1 Il existe une grande variété d'ouvrages de ce type (Figure B.2.7.1). Ils sont constitués d'éléments de fondations profondes régulièrement espacés (appelés éléments principaux ou verticaux) et d'éléments de blindage (dits intermédiaires ou appelés voiles).

(2) On peut assimiler le comportement d'une paroi composite à celui d'un écran continu uniforme lorsqu'on détermine le moment d'inertie équivalent par mètre linéaire d'écran à partir des expressions suivantes :

— sur la hauteur où le voile est réalisé (voir NOTE 1)

$$(EI)_e = \frac{E_p I_p + E_v I_v}{L} \quad (\text{B.2.7.1})$$

— sur la hauteur sans voile et en particulier sur la hauteur de la fiche

$$I_e = \frac{I_p}{L} \quad (\text{B.2.7.2})$$

où

$(EI)_e$ est le moment d'inertie équivalent par mètre linéaire de soutènement ;

E_p est le module de déformation du matériau constitutif de l'élément principal ;

E_v est le module de déformation du matériau constitutif du voile ;

I_p est l'inertie d'un élément principal (Voir article B.2.7 (3)) ;

I_v est l'inertie du voile (Voir article B.2.7 (4)) ;

L est la distance entre les axes des éléments principaux.

(3) Les dispositions suivantes s'appliquent pour le calcul de l'inertie I_p d'un élément principal :

- profilé scellé dans un pieu en béton (voir par exemple la Figure B.2.7.1 a)) :
 - lorsque le pieu est armé ou entièrement comprimé, il est permis de tenir compte du béton pour déterminer l'inertie I_p ;
 - dans le cas contraire, seule l'inertie du profilé est à prendre en compte pour déterminer l'inertie I_p .
- tubes remplis de béton ou de coulis de ciment :
 - il est permis de tenir compte de la section comprimée du matériau de remplissage pour déterminer l'inertie I_p .

(4) Les dispositions suivantes s'appliquent pour le calcul de l'inertie I_v du voile :

- l'inertie du voile n'est pas à prendre en compte ($I_v = 0$) lorsque le blindage est discontinu et en appui simple sur les éléments principaux (blindage bois, palfeuilles, plaques de béton armé préfabriquées) ;
- l'inertie du voile peut être prise en compte dans le cas d'un voile en béton armé lorsque la résistance du ferrailage mis en place (ferrailage du voile et connexion avec les éléments principaux) a été justifiée vis-à-vis des moments de flexion autour d'un axe horizontal (voir NOTE 1).

NOTE 1 Dans le cas de profilés noyés dans un voile en béton armé, l'inertie équivalente pourra par exemple être calculée par la méthode des poutrelles enrobées.

B.3 Dispositions particulières

B.3.1 Paroi de pieux sécants ou contigus

(1) Les efforts de poussée-butée sont à déterminer selon les dispositions applicables aux écrans à inertie constante (voir NOTE 1), pour vérifier la stabilité et la résistance des parois de pieux sécants ou contigus de même longueur.

NOTE 1 On rappelle que des pieux contigus ne peuvent pas être utilisés sous le niveau de la nappe et que des pieux sécants sont réalisés de façon à assurer la continuité de l'écran.

(2) Les efforts de poussée-butée doivent être déterminés selon les dispositions applicables aux écrans composites (voir NOTE 1 et article B.3.7) pour vérifier la stabilité et la résistance des parois de pieux sécants dont les éléments primaires sont plus courts que les éléments secondaires (voir Figure B.2.1.1 a).

NOTE 1 Sous réserve que les écoulements souterrains aient été modélisés de manière appropriée à la géométrie réelle de la paroi.

B.3.2 Rideau mixte de palplanches métalliques

(1) Les efforts de poussée-butée sont à déterminer selon les dispositions applicables aux écrans à inertie constante pour vérifier la stabilité et la résistance des rideaux mixtes de palplanches métalliques visés par l'article B.2.2 (1).

(2) Les efforts de poussée-butée sont à déterminer selon les dispositions applicables aux écrans composites (voir article B.3.7) pour vérifier la stabilité et la résistance des rideaux mixtes de palplanches métalliques visés par l'article B.2.2 (2) (voir NOTE 1).

NOTE 1 On rappelle (voir article 15.1 (1), NOTE 5) que pour ce type d'ouvrage, il importe de vérifier la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renard solide et des risques d'affouillement par érosion du fait des circulations d'eau sous le pied des éléments intermédiaires raccourcis (voir Figure B.2.2.1).

B.3.3 Paroi moulée en béton armé avec contreforts

(1) Pour vérifier la stabilité et la résistance d'une paroi moulée en béton armé avec contreforts :

- les efforts de poussée-butée sont à déterminer selon les dispositions applicables aux écrans à inertie constante ;
- le fonctionnement mécanique de la paroi est à déduire des règles applicables au béton armé selon la norme NF EN 1992-1-1 avec son Annexe nationale NF EN 1992-1-1/NA ;
- dans le cas de contreforts situés à l'extérieur de la fouille, lorsque c'est approprié (voir NOTES 1 à 3), il est loisible de prendre en compte l'effet stabilisateur du poids, éventuellement déjaugé, des terres incluses entre les contreforts.

NOTE 1 Lorsqu'on détermine l'effet stabilisateur, il convient de tenir compte des conditions de projet (épaisseur de la paroi et espacement des contreforts, excentricité des composantes verticales de la poussée et de la butée et du poids) pour juger de la pertinence de la prise en compte de l'effet stabilisateur des terres entre les contreforts.

NOTE 2 Le poids des terres ne peut être mobilisé que si la distance entre contreforts est suffisamment faible pour permettre un fonctionnement en voûte de report de charge et la mobilisation d'un frottement à l'interface contrefort-terrain.

NOTE 3 Le poids des terres ne peut pas être mobilisé sur la hauteur de l'écran où un frottement, le cas échéant, a été pris en compte pour vérifier l'équilibre des forces verticales.

(2) En règle générale, il convient de tenir compte de l'excentricité de la réaction du terrain sous la base de la paroi du fait de son épaisseur.

B.3.4 Paroi armée au coulis

(1) Pour vérifier la stabilité et la résistance d'une paroi armée au coulis, les efforts de poussée au-dessus du fond de fouille sont à déterminer selon les dispositions applicables aux écrans à inertie constante.

(2) Pour vérifier la stabilité et la résistance d'une paroi armée au coulis, les efforts de poussée-butée sous le fond de fouille sont à déterminer selon le cas (voir NOTES 1 et 2) :

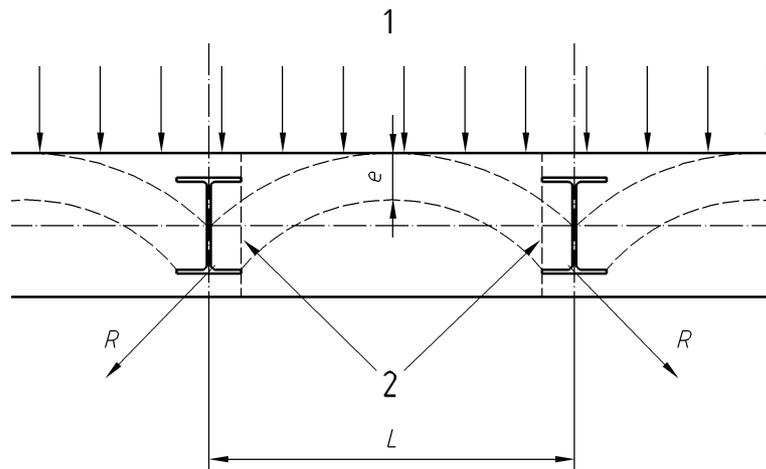
- en considérant une paroi continue entre les profilés (voir NOTE 3) ; ou
- en considérant la largeur du profilé majorée comme indiqué sur la Figure B.3.4.1 b) en butée (voir NOTE 4).

NOTE 1 Compte tenu de l'espacement des profilés et de l'épaisseur habituels d'une paroi au coulis, le premier modèle est en général dimensionnant.

NOTE 2 Les modèles de calcul et les critères de vérification de la résistance à la compression et au cisaillement du coulis sont à fixer avant les études de projet.

NOTE 3 Dans ce cas, la butée met en compression le coulis dans une voûte et la contrainte de compression de cette voûte est à vérifier, ainsi que la contrainte de cisaillement sur l'appui des profilés comme indiqué sur la Figure B.3.4.1 a).

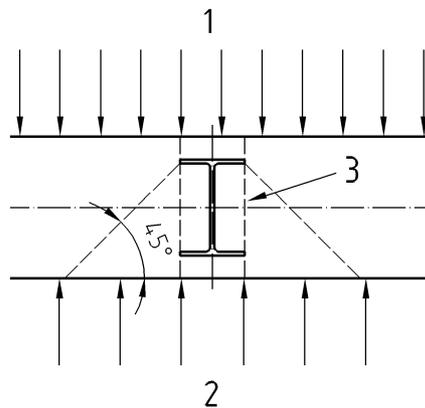
NOTE 4 Dans ce cas, le cisaillement du coulis au droit du profilé est à vérifier comme indiqué sur la Figure B.3.4.1 b), à condition que la fissuration susceptible d'en résulter soit acceptable.



Légende

- 1 Poussée ou butée selon le cas
- 2 Cisaillement

a) Mode de fonctionnement de type 1 sous le fond de fouille



Légende

- 1 Poussée
- 2 Butée
- 3 Cisaillement

b) Mode de fonctionnement de type 2 sous le fond de fouille

Figure B.3.4.1 – Modèles de calcul des parois armées au coulis

B.3.5 Paroi moulée circulaire

(1) Pour vérifier la stabilité et la résistance d'une paroi moulée circulaire, les dispositions applicables à un écran continu plan uniforme sont celles à prendre en compte (voir NOTE 1).

NOTE 1 Des justifications spécifiques peuvent être nécessaires lorsque les sollicitations varient de manière importante autour de l'axe de symétrie de la paroi circulaire: elles sont à définir cas par cas.

B.3.6 Écran réalisé par passes alternées

(1) Pour vérifier la stabilité et la résistance d'un écran réalisé par passes alternées, les dispositions applicables à un écran continu plan uniforme sont celles à prendre en compte (voir NOTE 1), dans le cadre des spécifications indiquées en B.2.6.

NOTE 1 L'équilibre des forces verticales est un aspect important des vérifications à faire pour ce type d'ouvrage.

B.3.7 Écran composite (parois berlinoises ou apparentées)

(1) Pour vérifier la stabilité et la résistance d'un écran composite (parois berlinoises ou apparentées) il convient de déterminer :

- la poussée des terres au-dessus du fond de fouille selon les dispositions applicables aux écrans continus et plans (voir NOTES 1 et 2) ;
- la poussée des terres sous le fond de fouille en considérant la même largeur que pour le calcul de la butée (voir ci-après) ;
- la butée des terres sous le fond de fouille à partir de modèles de calcul au coefficient de réaction (voir NOTE 3) en considérant pour ce dernier la plus petite des valeurs estimées :
 - en assimilant le comportement de chaque élément principal à celui d'une fondation profonde isolée chargée horizontalement ;
 - en assimilant le comportement de l'ensemble des éléments principaux à celui d'un écran continu et plan.
- la butée limite des terres sous le fond de fouille contre un élément principal :
 - en considérant la largeur de cet élément (voir NOTE 4) affectée d'un coefficient d'épanouissement égal à $(1+e/B)$ dans les terrains purement cohérents et à $(1+2^*e/B)$ dans les terrains frottants et cohérents (Figure B.3.7.1) ;
 - en bornant la valeur de la pression limite mobilisable par le terrain au contact d'un élément principal à la valeur donnée par la relation suivante :

$$\sigma_{p\max} = \text{Min} \left[\sigma'_b \frac{B_p}{B} ; p_{\max} \right] \quad (\text{B.3.7.1})$$

où

- $\sigma_{p\max}$ est la pression limite mobilisable par le terrain au contact d'un élément principal ;
- σ'_b est la pression effective de butée du terrain dans le cas d'un écran continu (voir Annexe C) ;
- B_p est la largeur de l'élément principal majorée pour tenir compte du coefficient d'épanouissement (= Min $(B+e ; L)$ ou Min $(B+ 2e ; L)$ - voir Figure B.3.7.1) ;
- B est la largeur de l'élément principal (Voir Figure B.3.7.1) ;
- p_{\max} est la pression limite du terrain dans le cas d'une fondation profonde (réputée être, dans les procédures de calcul recommandées, la pression limite pressiométrique).

NOTE 1 En l'absence de justification particulière reposant sur une expérience comparable, les dispositions applicables au calcul des écrans continus à inertie uniforme sont recommandées pour le calcul de la poussée sur les éléments intermédiaire de blindage.

NOTE 2 Des effets de voûte peuvent se créer dans le sol entre les éléments principaux et conduire à une réduction de la poussée sur le blindage plus souple. Différents modèles de calcul (Graux, Kowalevski, effet silo, etc.) ont été proposés pour estimer la poussée du terrain dans l'hypothèse où des effets de voûtes se créent dans ce dernier. Ils ne peuvent en l'état des connaissances être adoptés sans justification expérimentale appropriée aux conditions du projet. Lorsqu'un report de poussée est considéré, il va sans dire toutefois, que la poussée globale à prendre en compte sur l'écran composite ne peut être inférieure à la poussée limite déterminée en l'absence d'effets de voûte et que ces derniers ne concernent pas les pressions interstitielles.

NOTE 3 La procédure de calcul recommandée pour estimer la butée sur un élément principal assimilé à une fondation profonde est donnée dans la norme NF P 94-262, en cours de préparation. En attendant sa parution, la procédure décrite dans le fascicule 62 du CCTG peut être appliquée. La procédure de calcul recommandée pour estimer la butée lorsqu'on assimile le comportement des éléments principaux à celui d'un écran est celle indiquée en Annexe F.

NOTE 4 La prise en compte de la largeur des éléments principaux dans les calculs de butée va de pair avec la vérification de la résistance au cisaillement du matériau de scellement des profilés. (voir article (2) ci-après).

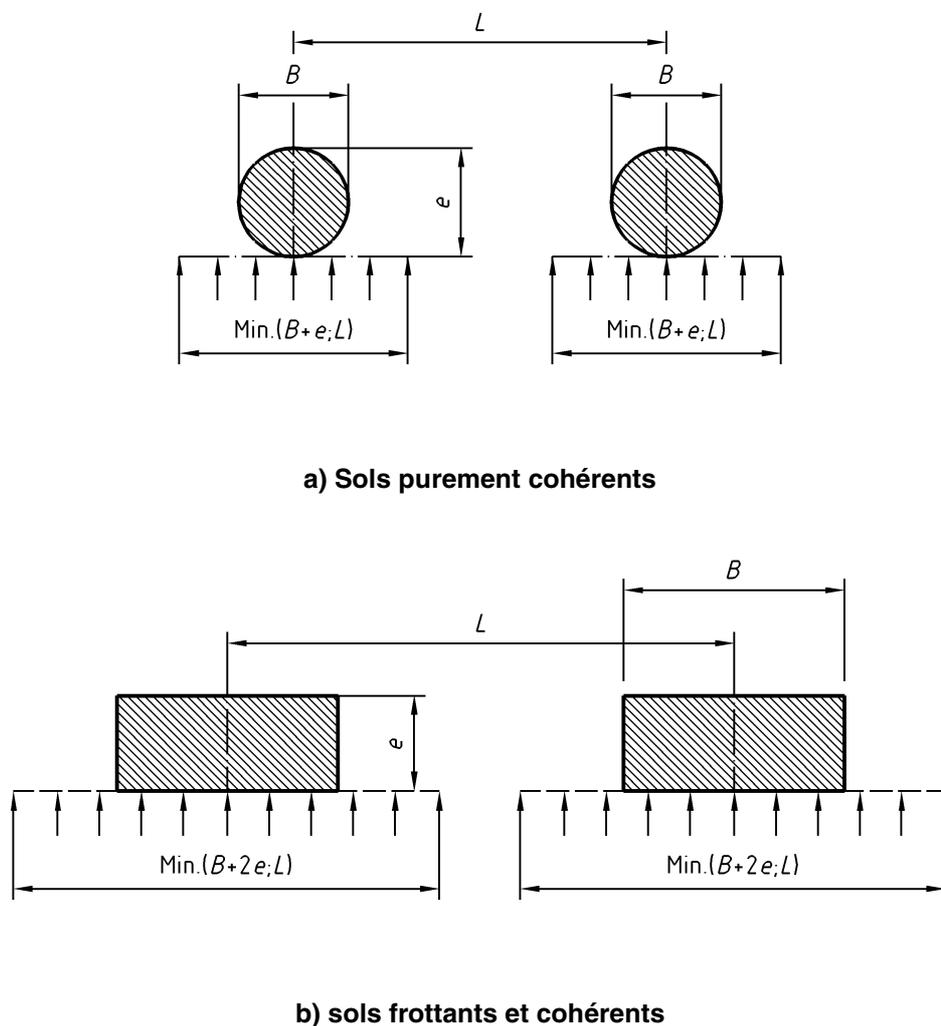


Figure B.3.7.1 – Efforts de poussée/buté à considérer pour la vérification des écrans composites

(2) Pour vérifier la stabilité et la résistance d'un écran composite, il convient par ailleurs de vérifier la résistance au cisaillement du matériau de scellement des profilés, vis-à-vis des efforts transmis par ces derniers (voir NOTE 1).

NOTE 1 Lorsque les éléments principaux assurent une fonction portante des dispositions constructives particulières sont de plus à adopter (voir article B.5.2).

(3) Pour vérifier la stabilité et la résistance d'un écran composite (parois berlinoises ou apparentées) les mêmes états-limites que ceux exigés pour les écrans continus plans sont à considérer, et en particulier :

- la stabilité du fond de fouille vis-à-vis du mécanisme de renard solide (voir article 15.1 (1), NOTES 6 et 7 et section 15.3) et le cas échéant vis-à-vis d'une rupture d'origine hydraulique (voir section 13) ;
- la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis d'une ruine par défaut de butée en vérifiant que la butée mobilisée au contact des éléments principaux est compatible avec les propriétés de résistance du terrain.

(4) La résistance des éléments intermédiaires (blindage) est à vérifier selon la norme de calcul appropriée au matériau qui les constitue (voir NOTES 1 et 2).

NOTE 1 Cet article vise en particulier les normes NF EN 1992 (blindage en béton), NF EN 1993 (blindage en acier) et NF EN 1995 (blindage en bois).

NOTE 2 Dans le cas où le blindage est un voile en béton utilisé en phase définitive, il y a lieu de tenir compte des conditions particulières de projet pour définir les conditions d'appui du voile (la présence de planchers butonnants et de profilés berlinois non enrobés dans le béton et négligés, peut par exemple conduire à un voile portant de plancher à plancher).

B.4 Description des parois composites

(1) Le principe général d'exécution des parois composites et leur domaine d'application sont respectivement donnés en B.4.1 et B.4.2. Les principales procédures d'exécution sont détaillées en B.4.3.

B.4.1 Principe général d'exécution

(1) Les parois composites sont des écrans de soutènement constitués :

- d'éléments de fondations profondes (pieux, micro-pieux, barrettes) régulièrement espacés constituant la structure résistante de l'ouvrage. Ces éléments (dit principaux), sont réalisés avant tout terrassement (voir NOTE 1) ;
- d'éléments de blindage intermédiaire (ou de voile) mis en place par passes successives, au fur et à mesure de l'excavation, pour soutenir les terres entre les éléments principaux en s'appuyant sur ces derniers.

NOTE 1 Les éléments principaux sont habituellement disposés avec des espacements de nu à nu de 1 m à 3 m. Cet espacement est fonction de la dimension et de la rigidité propre des éléments de fondation profonde et du terrain (le sol entre les éléments principaux doit être stable pendant une durée suffisante pour permettre la mise en œuvre des éléments de blindage). Un espacement d'axe à axe de 1 m à 2 m pour les micro-pieux, 2 m à 3 m pour les pieux armés de profilés, 4 m à 6 m pour les pieux béton armé de gros diamètre et les barrettes constitue un ordre de grandeur courant, les valeurs maximales étant toutefois des cas extrêmes correspondant à des conditions de terrain très favorables.

(2) En phase provisoire d'excavation de la fouille et de blindage entre les éléments principaux, cette technique suppose :

- un terrain hors nappe ou un drainage des éventuelles circulations d'eau ;
- des hauteurs et des largeurs de passes de terrassement appropriées aux conditions de projet et de terrain (voir NOTES 1 et 2) ;

NOTE 1 Une cohésion suffisante du terrain est nécessaire pour qu'il puisse tenir vertical sans exercer de pression, le temps de la passe d'excavation, de la mise en œuvre du parement et de la durée nécessaire à celui-ci pour acquérir une résistance compatible avec les efforts à reprendre (voir NOTE 3).

NOTE 2 La stabilité de l'excavation non revêtue est à justifier par expérience comparable ou par la réalisation d'excavation préalable.

NOTE 3 La poussée totale supportée par les éléments principaux et intermédiaires au-dessus du fond de fouille ne peut être inférieure à celle que subirait un écran continu, même si sa distribution est conditionnée par les conditions d'exécution propres aux écrans discontinus.

B.4.2 Domaine d'application

(1) Les parois composites sont des ouvrages de soutènement provisoires ou définitifs, de type écran (voir 3.1.6) dont l'objet principal est de retenir des terrains. Dans le domaine du bâtiment, ils sont toutefois souvent utilisés comme voile définitif d'un ouvrage pour transmettre les efforts de celui-ci au terrain d'assise de la paroi composite, par l'intermédiaire d'une semelle réalisée à cet effet en pied du voile, ou par l'intermédiaire des éléments principaux constituant des fondations semi-profondes ou profondes (voir NOTES 1 et 2).

NOTE 1 Le choix de la technologie de parois composites (voir B.4.3) est fait en tenant compte des tolérances d'exécution possibles, des conditions de projet et du contexte géotechnique.

NOTE 2 Le voile (blindage) en béton armé d'une paroi composite peut comporter des surépaisseurs pour constituer des liernes intégrées d'appui de butons ou de tête de tirants. Il peut aussi présenter un élargissement en pied pour constituer une semelle de fondation superficielle du voile en phase définitive.

(2) Le présent document ne traite que de la vérification d'une paroi composite vis-à-vis de sa fonction soutènement. Lorsqu'elle est de plus utilisée comme ouvrage définitif assurant une fonction porteuse, il y a lieu de vérifier les états-limites propres à cette fonction conformément à la norme de calcul appropriée (selon le cas les vérifications complémentaires à faire relèvent du domaine des fondations superficielles, semi-profondes ou profondes).

B.4.3 Procédures d'exécution

B.4.3.1 Parois berlinoises

(1) Les parois berlinoises sont des parois composites dont les éléments principaux (primaires) sont constitués de profilés ou de tubes métalliques (voir la Figure B.4.3.1). Les profilés peuvent être mis en place par battage ou vibrofonçage, ou descendus dans un forage dans lequel ils sont scellés.

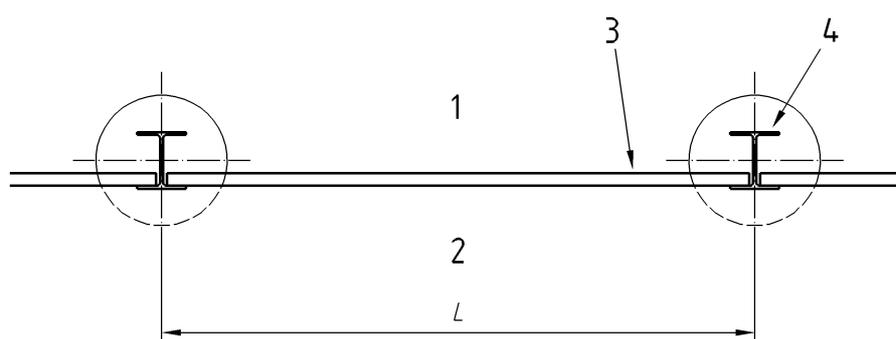
NOTE 1 Dans le cas de profilés scellés, le scellement est réalisé au moins sur la hauteur de la fiche par du béton, de la grave-ciment ou du coulis de ciment ou de bentonite-ciment. Il peut être poursuivi de la même manière sur la hauteur à terrasser ou être remplacé par un matériau moins noble, mais dont la mise en œuvre permet d'obtenir une compacité suffisante nécessaire à la mobilisation des poussées et des butées pendant les phases intermédiaires de terrassement, sans déplacement ni risque de flambement de l'élément métallique.

NOTE 2 Lorsque le forage est exécuté par la technique des micro-pieux, les parois berlinoises sont souvent dénommées mini-berlinoise pour des diamètres de forage ≥ 250 mm et micro-berlinoise pour des diamètres de forage < 250 mm.

(2) Les éléments de blindage intermédiaires peuvent être (voir la Figure B.4.3.1 et la NOTE 1) :

- en béton armé (projeté, banché ou préfabriqué),
- en bois,
- en acier,

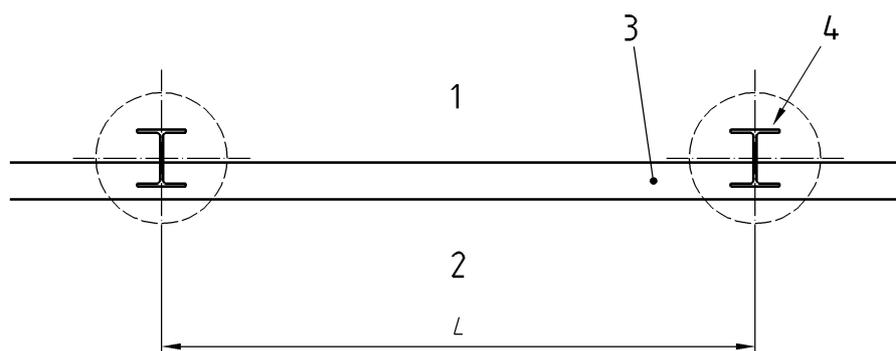
NOTE 1 Dans le cas d'éléments intermédiaires insérés (voir Figure B.4.3.1 a)), éventuellement havés, une largeur d'appui suffisante sur l'aile du profilé est nécessaire. Lorsque cette largeur n'est pas visible *a posteriori*, il convient de prévoir des repères de visualisation.



Légende

- 1 Côté terre
- 2 Côté fouille
- 3 Plaques en béton préfabriquées, bois ou palfeuilles
- 4 Profilé métallique

a) paroi berlinoise avec voile en bois ou palfeuilles ou plaques de béton préfabriquées



Légende

- 1 Côté terre
- 2 Côté fouille
- 3 Voile en béton armé
- 4 Profilé métallique

b) paroi berlinoise avec voile en béton armé côté fouille



Légende

- 1 Côté terre
- 2 Côté fouille
- 3 Voile en béton armé
- 4 Profilé métallique

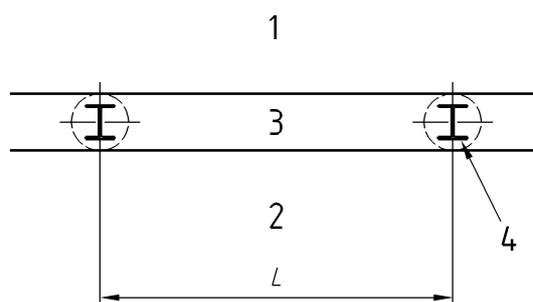
c) paroi berlinoise avec voile en béton armé côté terre type 1



Légende

- 1 Côté terre
- 2 Côté fouille
- 3 Voile en béton armé
- 4 Profilé métallique

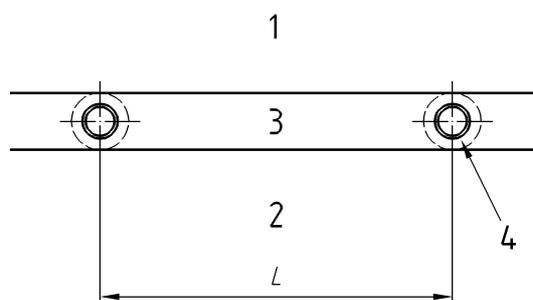
d) paroi berlinoise avec voile en béton armé côté terre type 2



Légende

- 1 Côté terre
- 2 Côté fouille
- 3 Voile en béton armé
- 4 Profilé métallique

e) mini berlinoise avec profilés



Légende

- 1 Côté terre
- 2 Côté fouille
- 3 Voile en béton armé
- 4 Tube métallique

f) mini berlinoise avec tubes

Figure B.4.3.1 – Exemples de parois berlinoises

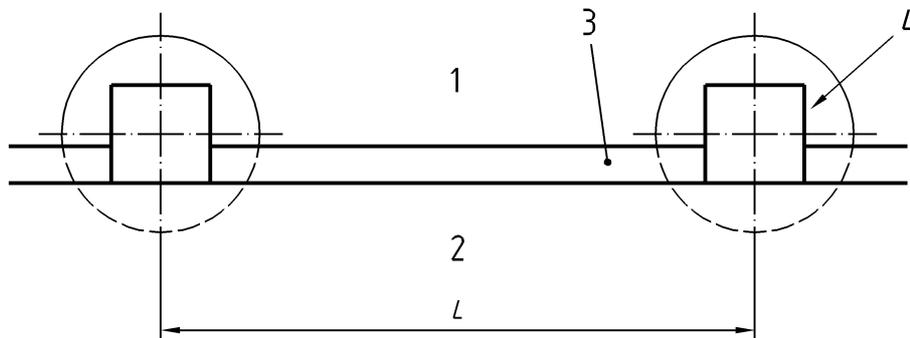
B.4.3.2 Parois parisiennes

(1) Les parois parisiennes sont des soutènements dont les éléments principaux (primaires) sont constitués de poteaux préfabriqués en béton armé descendus dans un forage dans lequel ils sont scellés (voir NOTE 1).

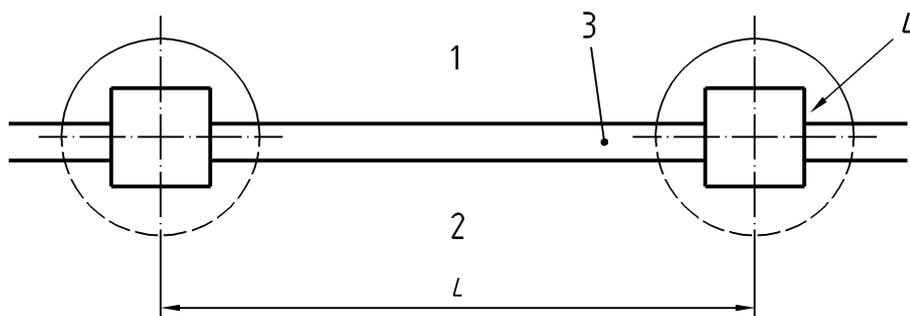
NOTE 1 Le scellement est réalisé sur la hauteur de la fiche par du béton armé d'une cage d'armatures. Il est remplacé sur la hauteur à terrasser, par un matériau moins noble, mais dont la mise en œuvre permet d'obtenir une compacité suffisante nécessaire à la mobilisation des poussées et des butées pendant les phases intermédiaires de terrassement, sans déplacement ni risque de flambement du poteau.

(2) Les éléments de blindage intermédiaires sont en béton armé (projeté ou banché), et reliés aux poteaux par des aciers en attente (voir la Figure B.4.3.2 et la NOTE 1).

NOTE 1 Lorsqu'il y a lieu, il convient de porter une attention particulière au mode de continuité des armatures verticales, à leur protection contre la corrosion et aux discontinuités mécaniques du parement qui peuvent résulter de sa réalisation par bétonnages successifs.



a) paroi parisienne avec voile en béton armé côté fouille



b) paroi parisienne avec voile en béton armé « arrière »

Légende

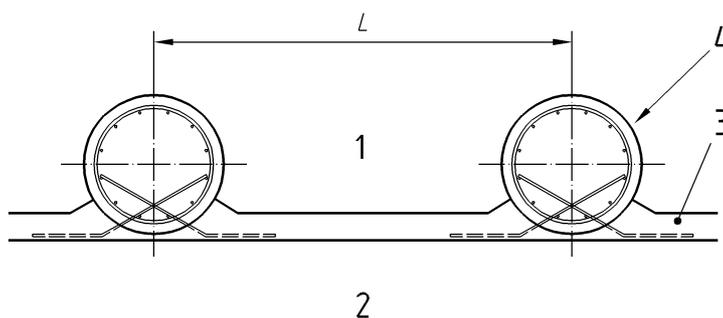
- 1 Côté terre
- 2 Côté fouille
- 3 Voile en béton armé
- 4 Poteau préfabriqué en béton armé

Figure B.4.3.2 – Exemples de parois parisiennes

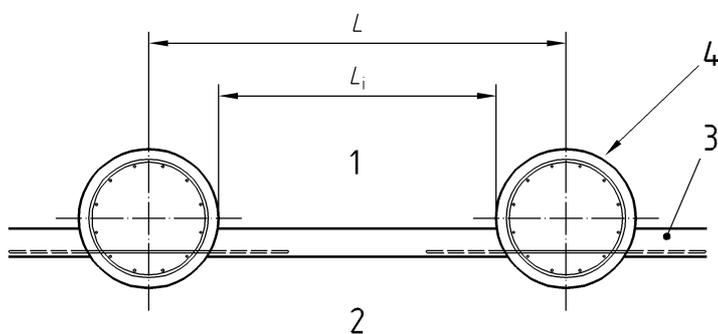
B.4.3.3 Parois lutésiennes

(1) Les parois lutésiennes sont des soutènements dont les éléments principaux (primaires) sont constitués de pieux forés coulés en place en béton armé (voir Figure B.4.3.3).

(2) Les éléments de blindage intermédiaires sont en béton armé (projeté ou banché), et reliés aux pieux par des aciers en attente (voir Figure B.4.3.3).



a) paroi lutétienne avec voile en béton armé côté fouille



b) paroi lutétienne avec voile en béton armé « arrière »

Légende

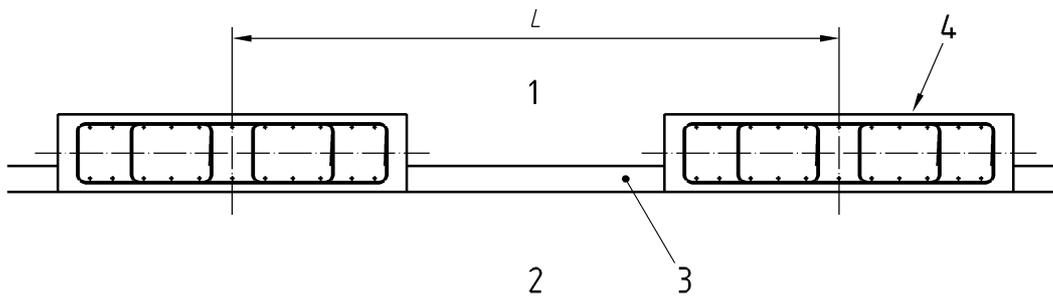
- 1 Côté terre
- 2 Côté fouille
- 3 Voile en béton armé
- 4 Pieu

Figure B.4.3.3 – Exemples de parois lutésiennes

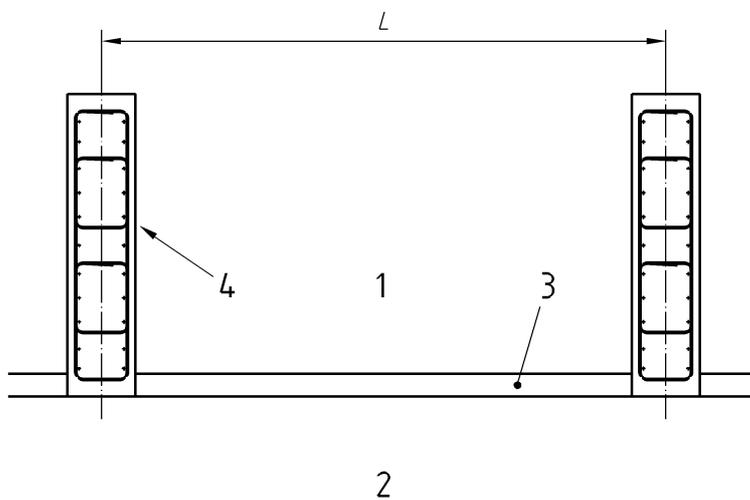
B.4.3.4 Parois moscovites

(1) Les parois moscovites sont des soutènements dont les éléments principaux (primaires) sont constitués de barrettes forées coulées en place en béton armé (voir Figure B.4.3.4).

(2) Les éléments de blindage intermédiaires sont en béton armé (projeté ou banché), et reliés aux barrettes par des aciers en attente (voir Figure B.4.3.4) :



a) paroi moscovite type 1



b) paroi moscovite type 2

Légende

- 1 Côté terre
- 2 Côté fouille
- 3 Voile en béton armé
- 4 Barrette

Figure B.4.3.4 – Exemples de parois moscovites

B.5 Dispositions constructives applicables aux écrans composites

(1) L'assimilation du comportement des parois composites à celui d'un écran plan continu suppose une exécution correcte des ouvrages, et le respect de dispositions constructives appropriées à chaque technologie de paroi composite. Ces dernières concernent en particulier :

- la réalisation des joints de dilatation des voiles en béton coulés en place (voir B.5.1) ;
- le scellement des profilés dans les forages pour les parois berlinoises (voir B.5.2).

B.5.1 Joints de dilatation des voiles en béton coulés en place

(1) Sauf dans les cas visés par les articles (2) et (3) ci-dessous, on peut négliger les effets du retrait du béton dans les éléments de blindage intermédiaires (voir NOTES 1 à 4).

NOTE 1 La dilatation d'un voile en béton coulé en place est faible, en raison des faibles variations de températures dans le terrain et de leur méthodologie d'exécution (bétonnage par passes dans le sens horizontal et vertical).

NOTE 2 La réalisation de joints de dilatation dans les parois berlinoises ou assimilées nécessite des aménagements particuliers (voir par exemple B.5.1 (3)), à cause du fonctionnement du voile entre les éléments résistants verticaux, qui suppose en général une continuité des aciers horizontaux.

NOTE 3 L'équilibre d'ensemble des efforts d'un soutènement conduit le plus souvent à utiliser les voiles en contreventement, ce qui peut être compromis par la présence de joints de dilatation.

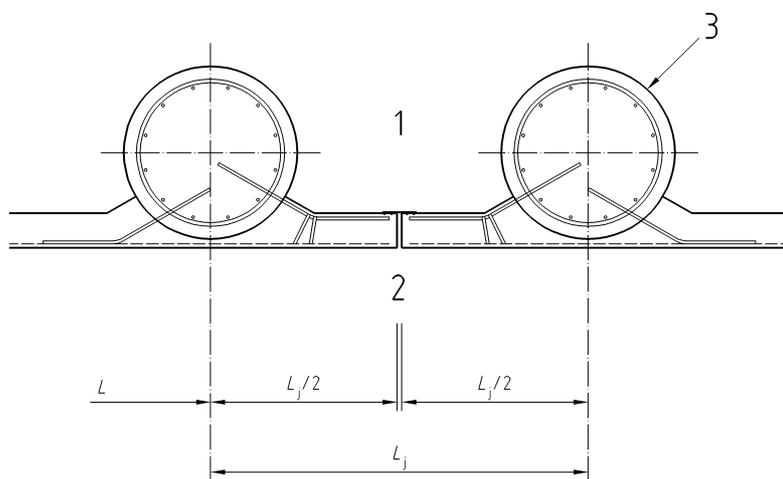
NOTE 4 Pour un ouvrage définitif et en présence d'une nappe, l'exécution de joints de dilatation dans les parois berlinoises ou assimilées peut poser problème selon les critères d'étanchéité exigés.

(2) Lorsqu'il est souhaitable de localiser verticalement la fissuration du béton du voile en surface pour limiter les risques de fissures ailleurs, il convient de réaliser un joint côté fouille (un trait de scie ou équivalent de 3 cm de profondeur environ) soit au fur et à mesure des travaux, soit après coulage des planchers pour conserver le fonctionnement en travée horizontale du voile en phase provisoire.

(3) Lorsqu'il est nécessaire de réaliser une coupure réelle du voile, il convient de réaliser un vrai joint de dilatation en procédant par exemple comme indiqué dans la NOTE 1 et illustré par la Figure B.5.1.1.

NOTE 1 Réduire la distance entre les éléments principaux situés de part et d'autre du joint à réaliser ($L_j < L$), armer le voile horizontalement pour un fonctionnement en console d'un portée égale $L_j/2$, mettre en place un joint d'étanchéité extérieur côté terre en laissant un espace entre les deux voiles en console (voir Figure B.5.1.1).

NOTE 2 L'attention est attirée sur le fait que dans ce cas, l'étanchéité vis-à-vis des arrivées d'eau n'est jamais parfaite.



Légende

- 1 Côté terre
- 2 Côté fouille
- 3 Pieu

Figure B.5.1.1 – Joint de dilatation complet

B.5.2 Éléments principaux d'une paroi berlinoise

(1) Lorsque les éléments principaux d'une paroi berlinoise définitive doivent assurer une fonction portante, des dispositions appropriées sont à adopter pour permettre le transfert des charges aux couches de terrain dans lequel ces éléments ont été encastrés (voir NOTE 1).

NOTE 1 Selon le cas, différentes solutions sont envisageables pour permettre le transfert des charges par les éléments principaux, par exemple :

- faire reposer le voile sur une tête de pieu en béton armé, les profilés étant simplement scellés dans un pieu en béton non armé ;
- prévoir une cage d'armatures en tête du pieu, avec des aciers en attente à intégrer dans la future tête de pieu ;
- réduire les efforts à transmettre au terrain par mètre linéaire d'élément principal en scellant les profilés dans un pieu non armé sur une longueur suffisante pour permettre le transfert des efforts entre le profilé et le pieu, en tenant compte lorsque cela est approprié de la contrainte horizontale du terrain.

Annexe C (informative)

Procédures pour déterminer les valeurs limites de la pression des terres sur un écran de soutènement

C.1 Préambule

(1) On indique dans cette Annexe, les procédures qu'il convient d'utiliser pour déterminer les valeurs limites de la pression des terres sur un écran, sous l'effet du poids volumique du sol γ , d'une charge uniforme « q » sur le terrain et de la cohésion « c » du terrain (voir NOTE 1).

NOTE 1 Cette Annexe complète la section 5.1.3 du présent document. On rappelle (voir article 5.1.3.4 (1)) qu'il convient d'utiliser les coefficients proposés par Kérisel et Absi pour le calcul des actions de poussée et de butée des terres et que les notations adoptées sont les suivantes :

k	coefficient de poussée ou de butée des terres d'obliquité δ
K	composante normale à l'écran de la poussée ou de la butée des terres
q	contrainte uniforme d'obliquité α appliquée sur le terrain
α	angle d'inclinaison de q par rapport à la normale à la surface du terrain
δ	angle d'inclinaison par rapport à la normale à l'écran de la poussée ou de la butée des terres
$k_{a\gamma}, K_{a\gamma}$	coefficients de poussée des terres
$k_{p\gamma}, K_{p\gamma}$	coefficients de butée des terres
k_{aq}, K_{aq}	coefficients de poussée due à une charge uniforme
k_{pq}, K_{pq}	coefficients de butée due à une charge uniforme
k_{ac}, K_{ac}	coefficients de poussée due à la cohésion
k_{pc}, K_{pc}	coefficient de butée due à la cohésion

NOTE 2 Le cas traité est celui d'un écran fiché dans un terrain homogène. La procédure applicable aux multicouches de terrain à surfaces parallèles est indiquée en C.4.

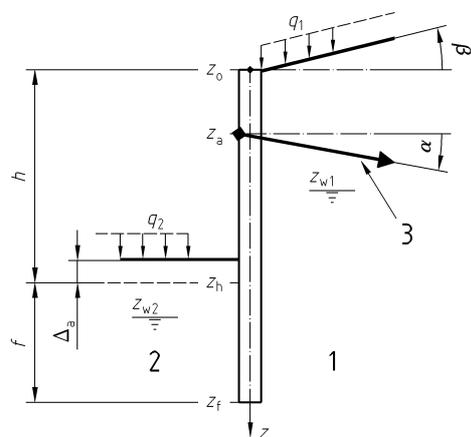
NOTE 3 Le cas échéant, l'effet des charges localisées est à considérer selon les dispositions de l'Annexe D.

C.2 Valeurs limites de la pression des terres

(1) Il convient de calculer les valeurs limites de la pression des terres sur un écran vertical tel que celui représenté sur la Figure C.2.1 (voir NOTE 1), comme indiqué dans le Tableau C.2.1.

Tableau C.2.1 – Valeurs limites de la pression des terres pour l'exemple de la Figure C.2.1

Expressions analytiques ⁽¹⁾		Réf
Poussée limite		
côté 1 ⁽²⁾	$\sigma'_{a1}(z_1) = \sigma'_v(z_1) K_{a\gamma} + q_1 K_{aq} - \frac{c'_1}{\tan \varphi_1} (1 - K_{aq(\alpha-0)})$	C.2.1.1
côté 2 ⁽³⁾	$\sigma'_{a2}(z_2) = \sigma'_v(z_2) K_{a\gamma} + q_2 K_{aq} - \frac{c'_2}{\tan \varphi_2} (1 - K_{aq(\alpha-0)})$	C.2.1.2
Butée limite		
côté 1 ⁽³⁾	$\sigma'_{p1}(z_1) = \sigma'_v(z_1) K_{p\gamma} + q_1 K_{pq} - \frac{c'_1}{\tan \varphi_1} (1 - K_{pq(\alpha-0)})$	C.2.1.3
côté 2 ⁽³⁾	$\sigma'_{p2}(z_2) = \sigma'_v(z_2) K_{p\gamma} + q_2 K_{pq} - \frac{c'_2}{\tan \varphi_2} (1 - K_{pq(\alpha-0)})$	C.2.1.4
NOTES		
(1) Pour les valeurs des coefficients de poussée (K_a) et de butée (K_p) voir 5.1.3.4 (1) et Annexe C.3.		
(2) Il convient de prendre en compte une poussée minimale (voir article 5.1.3.1 (4)).		
(3) Il est prudent de négliger l'effet de la surcharge q lors de la détermination de la pression limite du terrain.		
Notations		
c' cohésion effective		
q contrainte verticale appliquée sur le terrain		
z distance verticale le long de l'écran depuis la surface du terrain		
γ poids volumique		
φ' angle de frottement interne en contraintes effectives		
σ'_a (σ'_p) contrainte effective de poussée (butée) normale à l'écran		
σ'_v contrainte verticale effective due au poids des terres et fonction, le cas échéant, du gradient hydraulique i des eaux		



Légende

- 1 Côté 1
- 2 Côté 2
- 3 Tirant

Figure C.2.1 — Écran de soutènement (schéma et notations adoptées)

(2) Il convient de calculer les valeurs de la contrainte de cisaillement à l'interface entre l'écran et le terrain comme suit :

$$\tau(z) = \sigma'(z) \tan \delta \quad (\text{C.2.1.9})$$

avec

z distance verticale le long de l'écran depuis la surface du terrain ;

δ inclinaison des contraintes par rapport à la normale à l'écran ;

σ' contrainte effective normale à l'écran ;

τ contrainte tangentielle à l'écran.

C.3 Coefficients de pression des terres

(1) On rappelle dans cette section, les procédures pour déterminer les valeurs des coefficients de poussée et de butée des terres à partir des tables de Kérisel et Absi⁶⁾. Les valeurs des coefficients $k_{a\gamma}$, $k_{p\gamma}$, et k_{aq} sont tirées directement des tables (voir NOTES 1 et 2), en tenant compte des conventions de signes indiquées à l'article 3.3 et rappelées sur la Figure C.3.1. Les valeurs des coefficients k_{ac} , k_{pq} et k_{pc} se déterminent conformément aux indications de la NOTE 3 ci-dessous et des articles (2) et (3) ci-après.

NOTE 1 Les valeurs des coefficients $k_{a\gamma}$ et $k_{p\gamma}$, pour le calcul de la poussée et de la butée dues au poids volumique du terrain γ , sont données par les tables relatives à un milieu pesant, sans cohésion, avec une surface non chargée.

NOTE 2 La valeur du coefficient k_{aq} , pour le calcul de la poussée due à une contrainte uniforme q appliquée sur la surface du terrain est donnée par les tables relatives à un milieu non pesant, sans cohésion, avec une surface chargée uniformément.

NOTE 3 La valeur du coefficient k_{ac} pour le calcul de la poussée due à la cohésion c' du terrain est obtenue à partir des tables relatives au milieu non pesant. La cohésion engendrant à la surface du terrain et au contact de l'écran (théorème des états correspondants de Caquot) des contraintes uniformes (égales à $c'/\tan(\phi')$) et normales à ces surfaces, il convient dans ce cas de déduire k_{ac} de k_{aq} en considérant simplement une contrainte q normale à la surface du terrain ($\alpha = 0$).

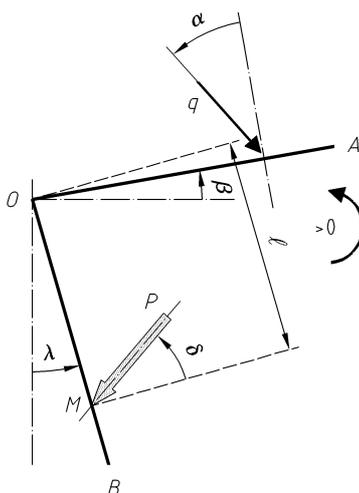


Figure C.3.1 — Conventions de signes pour déterminer les coefficients de poussée et de butée à partir des tables de Kérisel et Absi

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

(2) Pour obtenir la valeur du coefficient de butée k_{pq} on détermine successivement :

- la valeur du coefficient de poussée k_{aq} , d'obliquité $\delta_a = \alpha$ avec une surcharge du terrain d'inclinaison $\alpha = \delta_p$;
- la valeur de k_{pq} , à partir de l'expression suivante :

$$k_{pq} = \frac{1}{k_{aq}} \quad (C.3.1)$$

(3) La valeur du coefficient de butée des terres K_{pc} , est obtenue à partir de la relation suivante :

$$K_{pc} = \frac{1}{\tan \varphi} (k_{pq(\alpha=0)} \cos \delta_p - 1) \quad (C.3.2)$$

C.4 Multicouches de terrain à surfaces parallèles

(1) Dans le cas d'une succession de couches homogènes à surface parallèle, il convient de déterminer les valeurs limites de la pression des terres qui agit sur l'écran en appliquant les règles données en C.2 et C.3 à chaque couche « i », en considérant pour chacune d'elle :

- son sommet comme origine des profondeurs pour déterminer la pression des terres sous l'effet de son poids volumique (en faisant abstraction des terrains qui la surmontent) ;
- une surcharge uniforme correspondant au poids des terrains qui la surmontent pour déterminer la pression des terres sous l'effet des terrains sus-jacents ;
- la cohésion spécifique à la couche « i » pour déterminer la pression des terres sous l'effet de sa cohésion.

NOTE 1 Lorsqu'une couche repose sur une couche de moindre résistance, le modèle de calcul proposé peut conduire à surestimer la butée mobilisable.

Annexe D (informative)

Effet d'une charge localisée transmise par le terrain

D.1 Préambule

(1) On rappelle dans cette Annexe, pour les cas courants de chargement localisé ou linéique du terrain, les méthodes habituellement utilisées (voir NOTES 1 à 3 et ⁷⁾) pour calculer les sollicitations transmises à un écran de soutènement.

NOTE 1 Les contraintes dues aux charges uniformes ou variables, localisées ou non et aux charges linéiques, sont en général calculées à partir de procédures fondées sur la théorie de l'élasticité linéaire isotrope (calcul des valeurs « au repos » des contraintes transmises) ou de la théorie de la plasticité (calcul des valeurs limites des contraintes transmises).

NOTE 2 Les modèles de diffusion usuels pour calculer les actions transmises par le terrain à un écran vertical sont indiqués dans les articles D.2 (théorie de l'élasticité) et D.3 (théorie de la plasticité) dans les cas de chargement usuels (charge linéique ou localisée constante), sans toutefois préciser comment on les combine ou dans quel cas il est préférable d'avoir recours à l'un ou à l'autre de ces modèles (voir toutefois NOTE 3 et D.1 (2)).

NOTE 3 Il est admis d'étendre l'utilisation d'un modèle de diffusion découlant de la théorie de la plasticité, pour calculer les pressions sur l'écran dans l'hypothèse d'un comportement élastique du terrain en petites déformations, par application d'un coefficient multiplicateur égal à K_0/k_a , sous réserve que l'allure des contraintes ainsi obtenue, qui peut différer notablement de la distribution élastique soit acceptable pour la situation de projet étudiée.

(2) On rappelle (voir 5.1.5 (2)) 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 (voir en particulier les NOTES 1 et 2 pour les formules découlant de la théorie de l'élasticité).

NOTE 1 L'attention est attirée sur le fait que les formules de "Boussinesq" (élasticité) ne s'appliquent qu'à des chargements de largeur limitée et ne peuvent pas être utilisées pour calculer l'effet d'un chargement étendu à l'ensemble de la surface du terrain.

NOTE 2 On rappelle aussi (voir 5.1.3.4 (1) Note 3), que 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, car elles ne correspondent pas au problème à étudier dans ce cas (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).

NOTE 3 D'autres indications sur les conditions d'application des modèles de diffusion sont données aux endroits appropriés dans les articles D.2 et D.3.

7) P. Schmitt, E. Bazin, C. Gilbert, J-F Ragu, Action des chargements non uniformes sur les écrans de soutènement, XIII ICSMFE , 1994, New Dehli, Volume 2, pp 799-802.

D.2 Procédures basées sur la théorie de l'élasticité (Boussinesq)

D.2.1 Charge uniforme appliquée sur une bande de largeur B et de longueur L

(1) Lorsqu'une force verticale V et une force horizontale H sont uniformément réparties sur une bande de terrain de largeur B parallèle à un écran (Figure D.2.1 a), on peut admettre que la contrainte horizontale transmise à l'écran, sous le niveau de chargement, est donnée par l'expression suivante (voir aussi les NOTES 1 à 5) :

$$\sigma_{a,q} = \frac{1}{\pi} \frac{V}{BL} [\theta_1 - \sin \theta_1 \cdot \cos(\theta_1 + 2\theta_2)] + \frac{1}{\pi} \frac{H}{BL} \left[\ln \frac{R_1^2}{R_2^2} - \sin \theta_1 \cdot \sin(\theta_1 + 2\theta_2) \right] \quad (\text{D.2.1.1})$$

avec les notations de la Figure D.2.1 a).

NOTE 1 Ces formules ne tiennent pas compte de l'effet (mal connu) de la réalisation de l'écran. À défaut d'expérience ou de justification appropriée, la redistribution des contraintes initiales provoquée par la réalisation de l'écran peut être prise en compte, de façon forfaitaire, par l'application d'un coefficient multiplicateur compris entre 2 dans le cas d'un chargement localisé situé à une distance nulle et 1 dans le cas d'un chargement infiniment éloigné.

NOTE 2 Dans les cas courants, il est loisible de retenir forfaitairement un coefficient multiplicateur λ de 1,5. Il est aussi admis de déterminer la valeur de ce coefficient à partir de l'expression suivante :

$$\lambda = \frac{d+2}{d+1} \quad (\text{D.2.1.2})$$

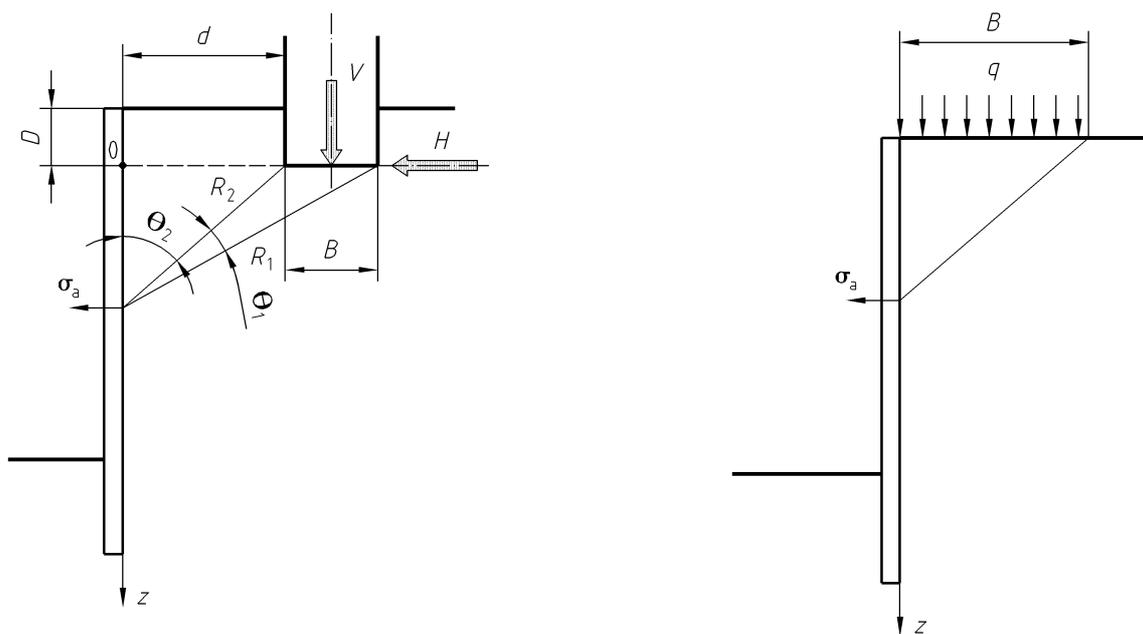
NOTE 3 Dans le cas d'un chargement appliqué après la construction de l'écran, il convient de prendre en compte un coefficient multiplicateur égal à 2, indépendamment de la distance cette fois-ci, dans le cas d'un écran parfaitement rigide.

NOTE 4 Dans le cas particulier d'une pression uniforme q contiguë à l'écran appliquée sur la surface du terrain (Figure D.2.1b), l'expression D.2.1.1 se simplifie et devient, lorsqu'on adopte un coefficient multiplicateur λ égal à 2 :

$$\sigma_{a,q} = 2 \frac{q}{\pi} \left[\arctg \frac{B}{z} - \frac{Bz}{B^2 + z^2} \right] \quad (\text{D.2.1.3})$$

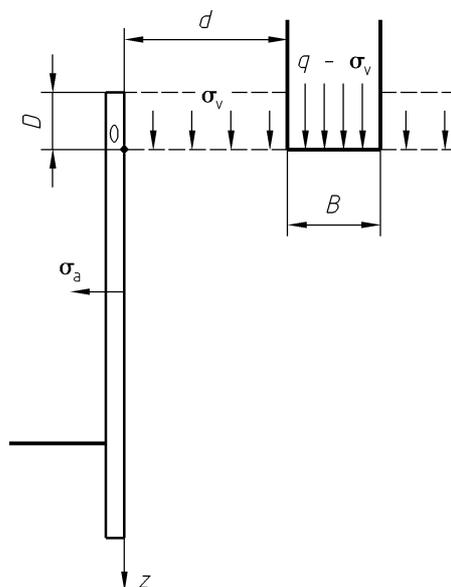
avec les notations de la Figure D.2.1 b)

NOTE 5 Dans le cas particulier d'une pression verticale uniforme q « enterrée » (Figure D.2.1 c)), la contrainte horizontale transmise à un écran vertical est à déterminer en considérant le terrain au-dessus du niveau d'application de la pression « q » comme une charge uniforme sur l'ensemble du terrain et en considérant, s'il y a lieu, le supplément de charge ($q\sigma_v$) à l'emplacement de la charge localisée.



a) Cas général

b) Charge verticale contiguë à l'écran ($d = D = 0, H = 0$)



c) Charge verticale enterrée ($H = 0$)

Figure D.2.1 — Charge uniforme sur une bande de largeur B et de longueur L

D.2.2 Charge linéique appliquée sur un terrain horizontal

(1) Lorsqu'une charge linéique Q est appliquée sur un terrain horizontal à une distance « d » d'un écran (Figure D.2.2), on peut admettre que la contrainte horizontale transmise à l'écran est donnée par l'expression suivante (voir aussi les NOTES 1 à 4) :

$$\sigma'_{aq} = \frac{2Q}{\pi} [z \cdot \cos \alpha - d \cdot \sin \alpha] \frac{d^2}{(d^2 + z^2)} \tag{D.2.2.1}$$

avec les notations de la Figure D.2.2.

NOTE 1 Ces formules ne tiennent pas compte de l'effet (mal connu) de la réalisation de l'écran. À défaut d'expérience ou de justification appropriée, la redistribution des contraintes initiales provoquée par la réalisation de l'écran peut être prise en compte, de façon forfaitaire, par l'application d'un coefficient multiplicateur compris entre 2 dans le cas d'un chargement localisé situé à une distance nulle et 1 dans le cas d'un chargement infiniment éloigné.

NOTE 2 Dans les cas courants, il est loisible de retenir forfaitairement un coefficient multiplicateur λ de 1,5. Il est admis aussi de déterminer la valeur de ce coefficient à partir de l'expression suivante :

$$\lambda = \frac{d+2}{d+1} \tag{D.2.1.2}$$

NOTE 3 Dans le cas d'un chargement appliqué après la construction de l'écran, un coefficient multiplicateur égal à 2 peut être pris en compte, indépendamment de la distance cette fois-ci, dans le cas d'un écran parfaitement rigide.

NOTE 4 Lorsque la charge est verticale, ce cas de figure peut représenter un mur mitoyen apportant une charge linéique Q .

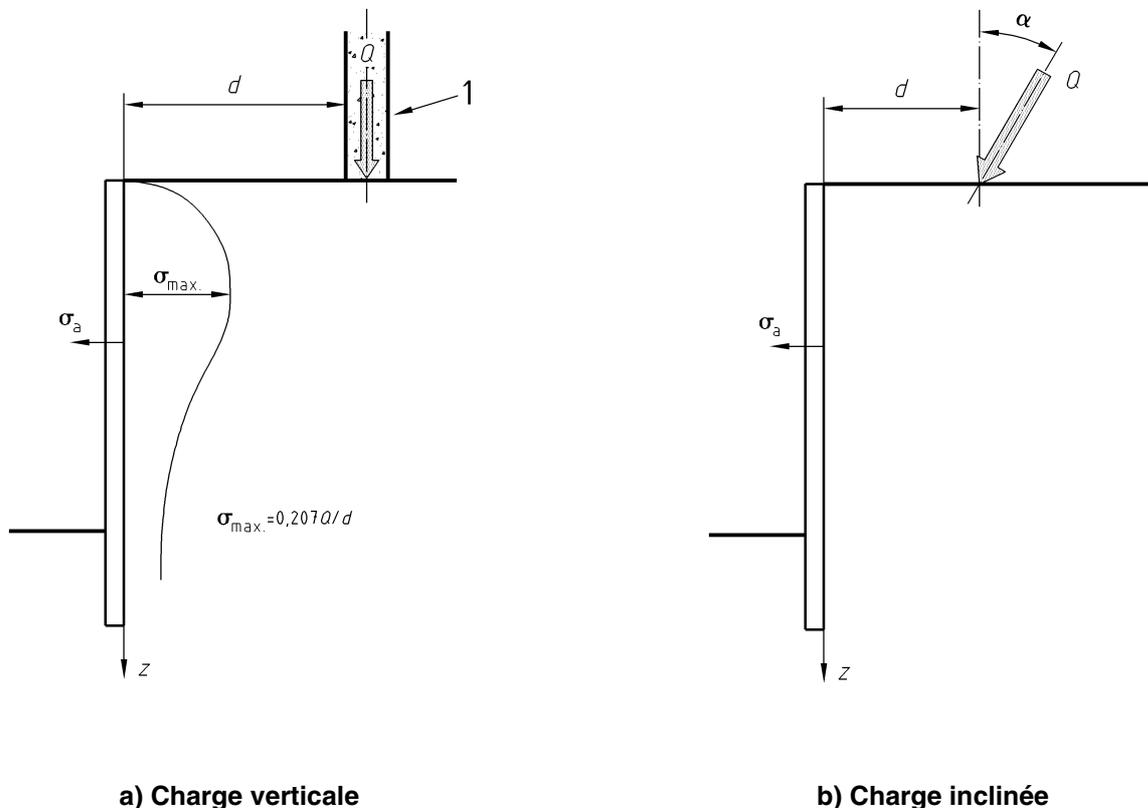


Figure D.2.2 — Charge linéique appliquée sur un terrain horizontal

D.3 Procédures basées sur la théorie de la plasticité

D.3.1 Pression uniforme appliquée à partir d'une distance « d » de l'écran

(1) Lorsqu'une pression uniforme « q » est appliquée sur un terrain horizontal à partir d'une distance « d » d'un écran (Figure D.3.1), on peut admettre les hypothèses suivantes pour déterminer la distribution des contraintes horizontales transmises à l'écran :

- la contrainte horizontale maximale transmise à l'écran est donnée par l'expression suivante :

$$\sigma'_{aq,max} = K_{aq}q \quad (D.3.1.1)$$

où

K_{aq} est le coefficient de poussée normale à l'écran, pour une charge uniforme (voir Annexe C.3) ;

q est la contrainte uniforme appliquée sur la surface du terrain.

- le niveau supérieur de l'effet de la charge correspond au pied du prisme "d'éboulement" d'inclinaison ϕ' (cote z_1 sur la Figure D.3.1) ;
- 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 D.3.1).

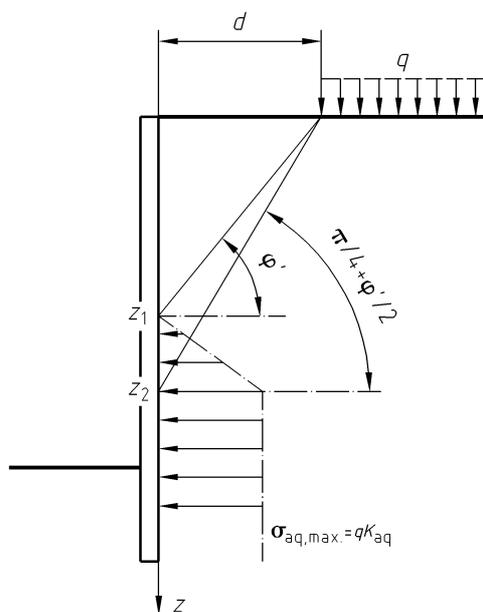


Figure D.3.1 — Pression uniforme appliquée à partir d'une distance « d » de l'écran

D.3.2 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 écran, on peut admettre que la distribution des contraintes horizontales transmises à l'écran est une distribution trapézoïdale ou triangulaire (voir D.3.2 (2)) sur une tranche d'écran comprise (Figure D.3.2.1) entre le pied du prisme d'éboulement d'inclinaison ϕ' (cote z_1) et le pied du prisme de rupture d'inclinaison (cote z_4).
 $\theta = \pi/4 + \phi'/2$

(2) Lorsqu'une pression uniforme « q » est appliquée sur une bande de terrain de largeur B située à une distance « d » d'un écran, on peut admettre les hypothèses suivantes pour déterminer la distribution des contraintes horizontales transmises à l'écran :

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

$$P = Bq \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2}\right) \quad (\text{D.3.2.1})$$

- la valeur de la contrainte horizontale maximale donnée par l'expression D.3.1.1 ne peut pas être dépassée (voir NOTE 3).

NOTE 1 Les niveaux z_1 , z_2 , z_3 , z_4 délimitant les différentes zones de l'écran où la surcharge a un effet sur celui-ci. sont donnés respectivement par les expressions D.3.2.2 à D.3.2.5.

$$z_1 = d \tan(\varphi') \quad (\text{D.3.2.2})$$

$$z_2 = d \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}\right) \quad (\text{D.3.2.3})$$

$$z_3 = (B + d) \tan(\varphi') \quad (\text{D.3.2.4})$$

$$z_4 = (B + d) \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}\right) \quad (\text{D.3.2.5})$$

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 D.3.2.6 et D.3.2.7 respectivement dans le cas d'une distribution trapézoïdale (Figure D.3.2.1 a)) et triangulaire (Figure D.3.2.1 b)) :

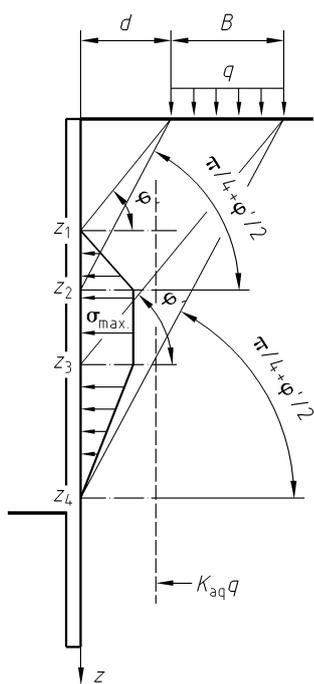
$$\sigma_{\max} = \frac{2Bq}{(z_3 + z_4) - (z_1 + z_2)} \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}\right) \quad (\text{D.3.2.6})$$

$$\sigma_{\max} = \frac{2Bq}{z_4 - z_1} \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}\right) \quad (\text{D.3.2.7})$$

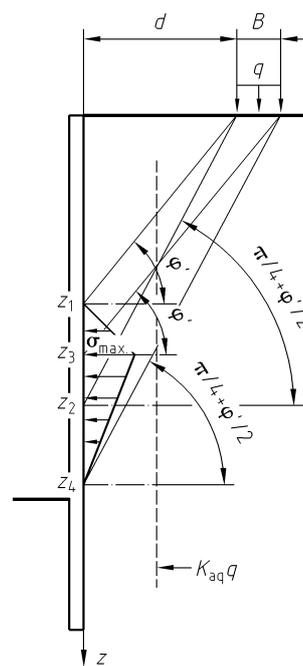
NOTE 3 Lorsque la valeur de la contrainte maximale (voir NOTE 2) est supérieure à $K_a q$, il faut écrêter la contrainte horizontale maximale à $K_a q$ et agrandir la plage où la contrainte est constante depuis z_3 jusqu'à une cote z'_3 de manière à conserver la valeur de P . Le niveau z'_3 est donné par les expressions D.3.2.8 et D.3.2.9, respectivement lorsque $z_2 < z_3$ (Figure D.3.2.1 c)) et lorsque $z_2 > z_3$ (Figure D.3.2.1 d)).

$$z'_3 = \frac{2B}{K_a} \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}\right) + z_1 + z_3 - z_4 \quad (\text{D.3.2.8})$$

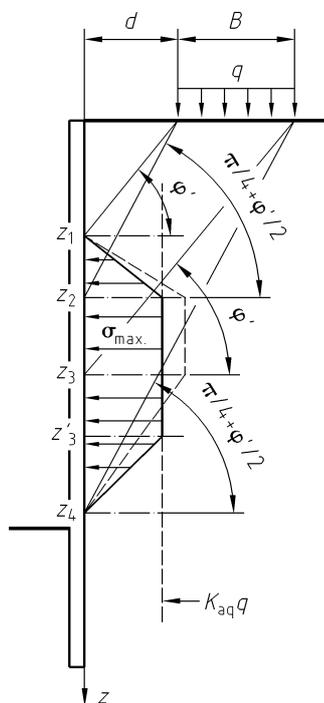
$$z'_3 = \frac{2B}{K_a} \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}\right) + z_1 + z_2 - z_4 \quad (\text{D.3.2.9})$$



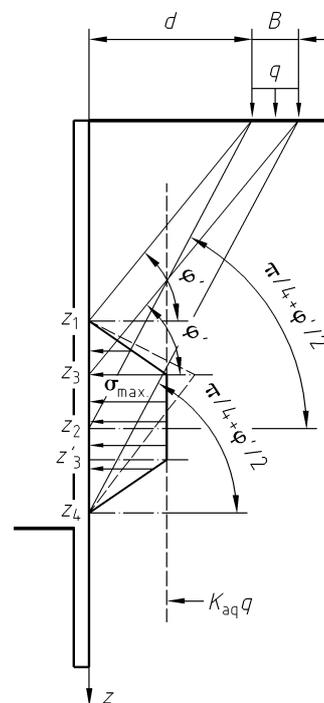
a) $z_2 < z_3$ et $\sigma_{max} < K_a q$



b) $z_2 > z_3$ et $\sigma_{max} < K_a q$



c) $z_2 < z_3$ et $\sigma_{max} > K_a q$



d) $z_2 > z_3$ et $\sigma_{max} > K_a q$

Figure D.3.2.1 — Les quatre cas possibles de pression uniforme appliquée sur une bande de terrain de largeur B , à une distance " d " de l'écran

(3) Dans le cas particulier où une pression uniforme q est appliquée sur une bande de terrain de largeur B contiguë à l'écran (Figure D.3.2.2), il convient donc de considérer qu'une contrainte uniforme q s'applique jusqu'au niveau correspondant au pied du prisme de rupture d'inclinaison $\theta = \pi/4 + \phi/2$ (cote z_2 sur la Figure D.3.2.2).

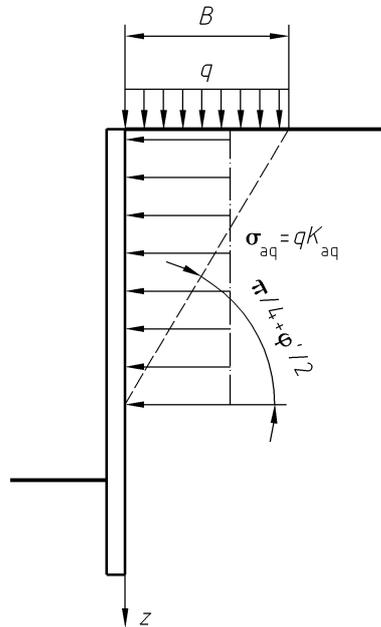


Figure D.3.2.2 — Pression uniforme appliquée sur une bande contiguë à l'écran

D.3.3 Pression uniforme appliquée sur une aire A de la surface du terrain

(1) Lorsqu'une pression uniforme « q » est appliquée sur une surface circulaire ou sur une surface rectangulaire parallèle à l'écran à une distance « d » de celui-ci (Figures D.3.3.1), on peut admettre que son effet sur l'écran (voir NOTE 1) :

- est négligeable en dehors de plans verticaux passant par les extrémités de la surface chargée, et formant avec la normale à l'écran un angle de 27° (Arc $\text{tg } 1/2$) ;
- son intensité est similaire à celle due à une surcharge uniforme infinie appliquée à une distance « d » de l'écran (voir D.3.1 ci-dessus), en la multipliant par le facteur k_q suivant :

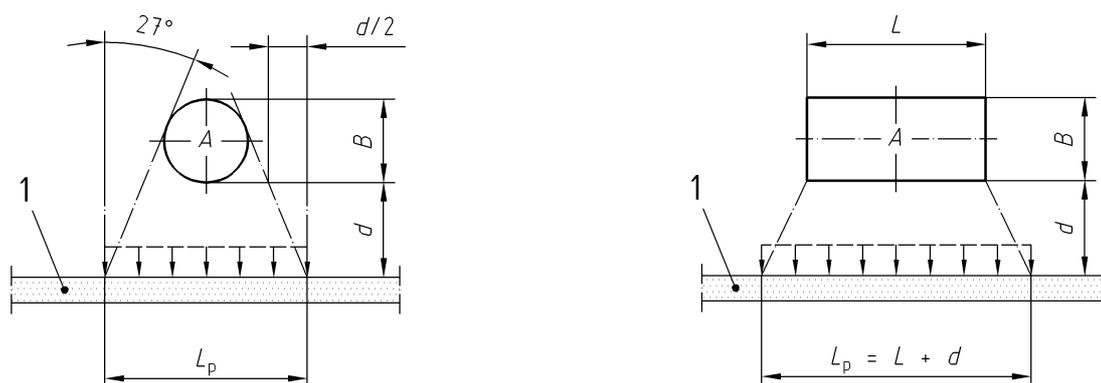
$$K_q = \frac{L_p}{L_p + d} \tag{D.3.3.1}$$

avec

L_p longueur de l'effet de la surface chargée sur l'écran ;

d distance entre le bord de la surface chargée et l'écran.

NOTE 1 Il est admis d'appliquer cette procédure au cas d'une distribution « élastique ».



a) Surface circulaire (vue en plan)

b) Surface rectangulaire (vue en plan)

Légende

1 Écran

Figure D.3.3.1 — Charge sur une surface finie appliquée à une distance a de l'écran**D.3.4 Charge linéique verticale appliquée sur un terrain horizontal**

(1) Lorsqu'une charge linéique verticale Q est appliquée en surface d'un terrain horizontal (Figure D.3.4.1), à une distance « d » de l'écran, on peut admettre que son effet sur l'écran :

- 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 D.3.4.1)) et le niveau correspondant au pied du prisme de rupture d'inclinaison $\theta = \pi/4 + \varphi'/2$ (cote z_2 sur la Figure D.3.4.1) ;
- 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 D.3.4.1.

$$\sigma'_{\text{aq,max}} = \frac{2Q}{z_2 - z_1} \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2}\right) \quad (\text{D.3.4.1})$$

NOTE 1 Cette formule ne concerne normalement que le cas d'un écran vertical retenant un terrain homogène à surface libre horizontale et soumis à des contraintes normales à l'écran ($\alpha = \beta = \delta = \lambda = 0$) avec un plan de rupture incliné à $\pi/4 + \varphi'/2$. La force de poussée P est alors :

$$P = Q \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2}\right) \quad (\text{D.3.4.2})$$

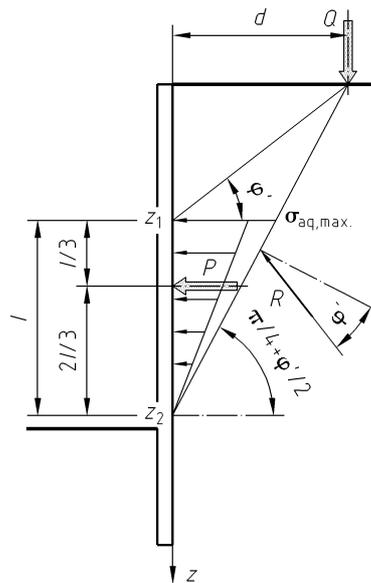


Figure D.3.4.1 — Charge linéique verticale appliquée sur un terrain horizontal

D.3.5 Talus et risbermes

(1) La poussée d'un talus et la butée d'une risberme sur un écran sont à déterminer à partir de modèles appropriés découlant de la théorie de la plasticité (voir NOTES 1 à 5).

NOTE 1 On rappelle (voir 5.1.3.4 (1) NOTE 3), que 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 ou une risberme. Il en est de même des formules découlant des méthodes plastiques lorsqu'elles ne tiennent pas compte de l'inclinaison des charges.

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 D.3.5.1, est habituellement utilisée.

NOTE 3 Pour déterminer la butée d'une risberme (banquette) sur un écran, la méthode dont le principe est rappelé sur la Figure D.3.5.2 a, est habituellement utilisée. Dans ce cas la butée mobilisable B_{max} est donnée par l'expression suivante :

$$B_{max} = W \tan (\varphi') + c' L_r \tag{D.3.1.1}$$

où

W est le poids de la risberme ;

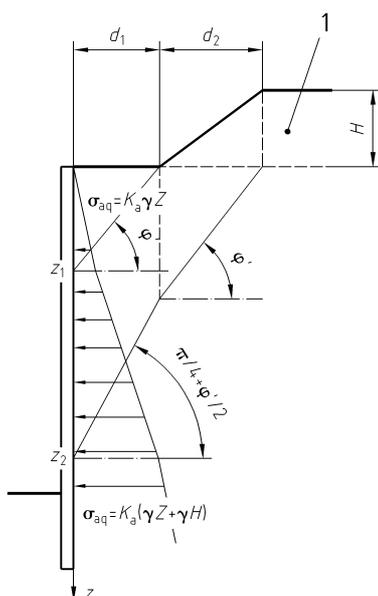
L_r est la largeur de la base de la risberme ;

φ' est l'angle de frottement interne du terrain ;

c' est la cohésion effective du terrain.

NOTE 4 Lorsqu'on tient compte d'une butée mobilisable intermédiaire entre celle correspondant au niveau du sommet de la risberme et celle correspondant au niveau de sa base (Figure D.3.5.2 b)), il convient de vérifier que la butée retenue sur la hauteur de la risberme n'excède pas celle donnée par l'expression D.3.1.1.

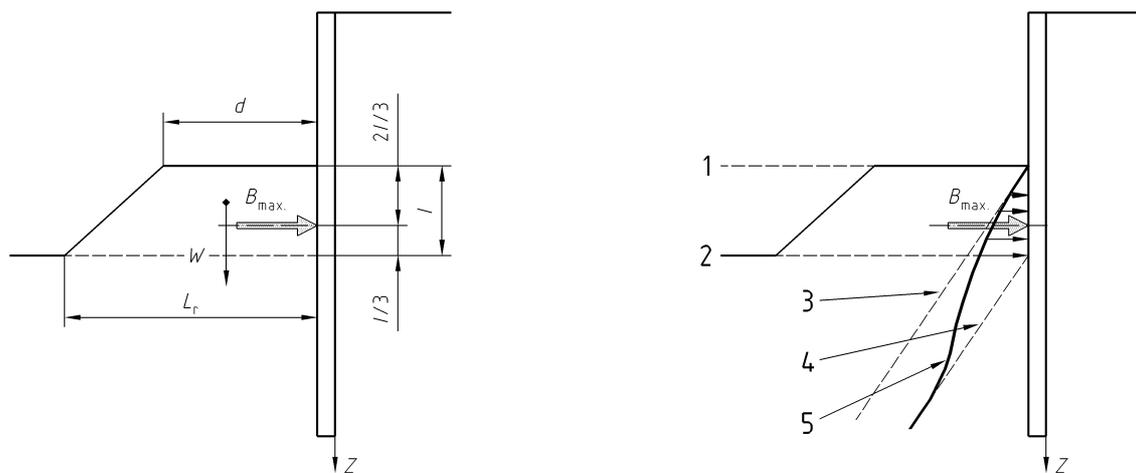
NOTE 5 Pour évaluer la poussée d'un talus ou la butée d'une risberme, il est loisible d'adopter des méthodes reconnues équivalentes (par exemple le calcul à la rupture, la méthode aux éléments finis, etc.).



Légende

- 1 Remblai

Figure D.3.5.1 — Principe de la méthode de Houy pour déterminer la poussée d'un talus sur un écran



a) Effet (butée) d'une risberme

b) Diagrammes de butée

Légende

- B_{max} Butée mobilisable par une risberme
- W Poids de la risberme
- l Hauteur de la risberme
- L_r Largeur de la base de la risberme
- d Largeur du sommet de la risberme
- 1 Niveau 0 (sommet de la risberme)
- 2 Niveau 1 (base de la risberme)
- 3 Diagramme de butée correspondant au niveau 0
- 4 Diagramme de butée correspondant au niveau 1
- 5 Diagramme de butée avec banquette entre les niveaux 0 et 1

Figure D.3.5.2 — Principe de la méthode pour déterminer la butée d'une risberme sur un écran

Annexe E (informative)

Prise en compte des effets de l'eau

(1) On donne en Annexe E.1 des indications sur l'établissement du modèle hydrogéologique du site et sur l'étude des écoulements. Les dispositifs de pompage et d'isolation d'une fouille qu'il convient de prévoir, en fonction des conditions du projet, pour annuler ou limiter l'effet des eaux font l'objet de l'Annexe E.2. Des procédures d'estimation des débits d'écoulement pour des cas de figures théoriques et simples sont regroupées en Annexe E.3.

NOTE 1 L'Annexe E va de pair et complète différentes sections du présent document, en particulier la section 5.1.4 qui fixe les principes généraux à respecter pour la prise en compte des effets de l'eau lors du calcul des ouvrages, et les sections qui indiquent les vérifications à faire pour les différents états-limites ultimes GEO, STR, UPL et HYD.

NOTE 2 Elle va également de pair avec les sections qui traitent des objectifs et du contenu des reconnaissances géotechniques du site comme par exemple la section 6.2 et l'Annexe J, dans la mesure où on suppose connues dans cette Annexe les conditions hydrogéologiques du site, en particulier :

- la nature et la perméabilité des terrains ;
- les conditions générales des nappes libres et souterraines et de leur alimentation ;
- les risques potentiels associés aux différents aquifères (nappes artésiennes, vitesse de courant, etc.).

E.1 Modélisation hydro-géotechnique du site et principaux types d'écoulement

(1) Il convient d'établir un modèle hydrogéologique le plus complet possible en se fondant sur les données obtenues lors de la reconnaissance du site, complétées, si possible, par les informations documentées disponibles (voir NOTES 1 et 2).

NOTE 1 Pour définir les dispositifs permettant de maîtriser les écoulements et adopter des hypothèses de calcul pertinentes, il convient idéalement d'identifier la nature, les propriétés physiques, mécaniques, et hydrauliques et le niveau des différentes couches de terrain concernées par le projet. À défaut, les hypothèses faites sont à indiquer dans le rapport de justification de l'ouvrage (voir section 17), et lorsqu'elles ont une forte influence sur les options retenues et la stabilité de l'ouvrage, elles sont à vérifier avant le début des travaux ou en cours de construction de l'ouvrage.

NOTE 2 Pour juger de la pertinence des dispositions constructives à adopter et donc des vérifications à faire vis-à-vis d'une rupture d'origine hydraulique (voir 13.1), la connaissance des conditions géologiques et hydrauliques du terrain sous le niveau de la base de l'écran peut être nécessaire (voir Annexe J.1).

(2) En règle générale, l'étude de l'écoulement doit être faite par une méthode numérique (type différences finies ou éléments finis) et être associée à des essais de pompage (voir article 5.1.4.1) réalisés et interprétés selon une procédure reconnue (voir NOTE 1) et à des sondages carottés avec prise d'échantillons.

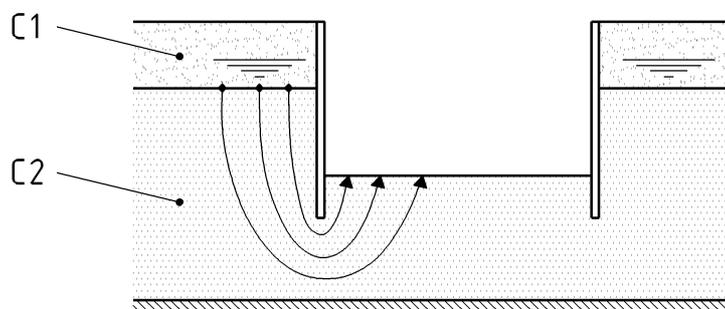
NOTE 1 Les essais pour mesurer les propriétés hydrauliques des terrains et pour estimer les débits de pompage sont à réaliser et à interpréter selon les normes existantes lorsque cela est approprié (voir Annexe J.1 – Tableau J.1.1b)).

(3) Lorsque c'est possible, il convient d'indiquer si les conditions de site peuvent être rattachées à un des modèles géotechniques indiqués dans le Tableau E.1.1, lesquels sont à l'origine des principaux types d'écoulement rencontrés. Ces configurations peuvent permettre l'utilisation d'approches analytiques ou d'abaques.

Tableau E.1.1 – Situations de projet et principaux types d'écoulement

Type	Figure	Conditions géotechniques	Type d'écoulement
I	E.1.1 a	Présence d'une couche très perméable (C1) au-dessus d'une couche perméable (C2) recoupée en fond de fouille ($k_1 \gg k_2$)	(1)
II	E.1.1 b	Pas de couche C1 très perméable sur la hauteur de l'écran. La couche C2 est alimentée à distance	(2)
III	E.1.1 c	Présence d'une couche C1 très perméable en profondeur	(3)

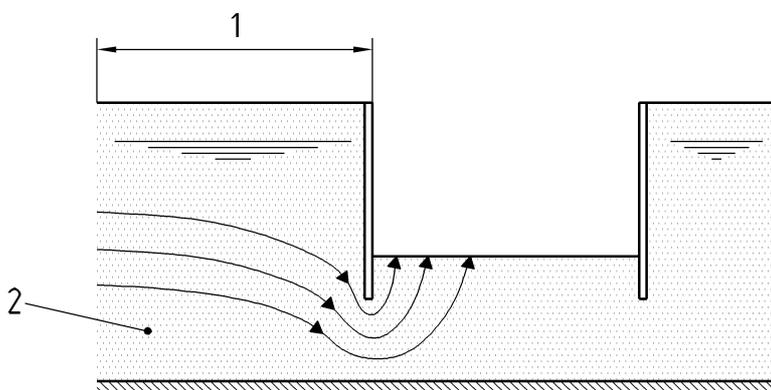
(1) Cette configuration conduit à une alimentation directe en arrière du soutènement avec d'une part un écoulement de contournement et d'autre part très peu de perte de charge ou de rabattement dans C.1.
 (2) Le rayon d'action est fonction des alimentations (rivières, infiltrations, etc.).
 (3) Cette couche impose un écoulement vertical ascendant vers le fond de fouille dans C.2.



Légende

- C₁ Sable et grave
- C₂ Sable fin

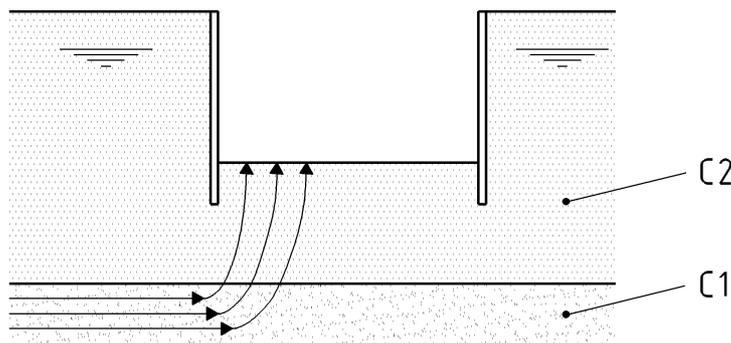
a) Situation de projet de type I ou "réservoir"



Légende

- 1 Rayon d'action à définir en fonction des conditions de projet
- 2 Sable et grave ou sable

b) Situation de projet de type II



Légende

- C₁ Sable et grave
- C₂ Sable fin

c) Situation de projet de type III

Figure E.1.1 – Principaux types d'écoulement

E.2 Principales dispositions constructives

E.2.1 Mise hors d'eau d'une fouille en milieu granulaire

(1) Lorsque le fond de l'excavation prévue se trouve en milieu granulaire (voir NOTE 1), il convient de fixer les dispositifs de pompage et d'isolation de la fouille qui sont nécessaires pour permettre la réalisation de l'excavation prévue et l'exploitation de l'ouvrage pendant sa durée de vie spécifiée, avec le niveau de sécurité requis pour les différents états-limites de l'écran.

NOTE 1 En règle générale, on entend par milieu granulaire, une couche de sol dont l'indice de plasticité n'est pas mesurable et dont la perméabilité est supérieure à 10^{-5} m/s.

(2) Il convient de définir les dispositifs de pompage et d'isolation de la fouille en se fondant sur le modèle géotechnique du site (voir E.1), et en tenant compte des objectifs visés (voir NOTE 1) et des conditions du projet (voir NOTE 2).

NOTE 1 Les objectifs habituellement visés sont :

- la mise hors d'eau de la fouille en limitant le rabattement à l'extérieur de l'excavation ;
- la limitation des écoulements ascendants et des arrivées d'eau en fond de fouille pour permettre un travail « à sec ».

On n'aborde pas ici le cas des dispositifs dédiés à la réduction des poussées de l'eau sur l'écran, car ces projets sont rares, sortent du domaine courant et relèvent de la catégorie géotechnique 3 de par leur complexité.

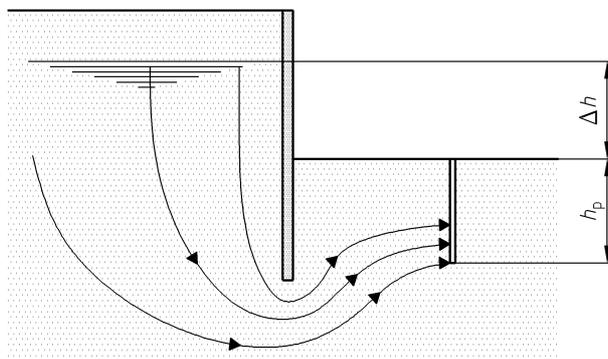
NOTE 2 Les dispositifs susceptibles d'être adoptés sont fonction des conditions du projet. Un dispositif de pompage est par exemple à concevoir en fonction des débits de captage possibles dans les couches à drainer, des débits d'exhaure acceptables et du tassement consécutif admissible du terrain. On peut le compléter par un dispositif d'isolation de la fouille lorsqu'on veut limiter le tassement induit par le rabattement extérieur.

(3) Pour mettre hors d'eau une fouille, il est habituel de prévoir un dispositif de rabattement par pompage profond (puits, pointes filtrantes, tranchées drainantes par exemple) pour éviter les forces d'écoulement ascendantes sous le fond de fouille et limiter les arrivées d'eau dans la fouille (voir NOTES 1 et 2).

NOTE 1 Le type et le nombre de ces ouvrages filtrants sont fonction de la perméabilité des terrains concernés, de la durée du pompage et de la surface de la fouille. Leur profondeur est à définir à partir de l'étude de la stabilité du fond de fouille (voir section 15) et de l'estimation des forces d'écoulement, lesquelles dépendent beaucoup de l'homogénéité de la formation granulaire (présence ou non et continuité ou non de passages peu perméables).

NOTE 2 En l'absence d'expérience comparable et lorsque les informations sur la formation recoupée en fond de fouille sont peu fiables, une mesure sécuritaire consiste à descendre les puits sous le fond de fouille d'une hauteur h_p égale à la charge hydraulique Δh (voir Figure E.2.1.1).

(4) Pour isoler le fond de l'excavation des couches aquifères, différents dispositifs sont possibles en fonction des conditions du projet. On peut par exemple descendre la base de l'écran dans une couche peu perméable recoupée à faible profondeur (en vérifiant qu'il n'y a pas un risque ce faisant de provoquer un phénomène d'érosion interne), traiter les terrains sous le niveau du fond de fouille pour créer une couche « étanche » (voir Figures E.2.1.2 a) et b)).

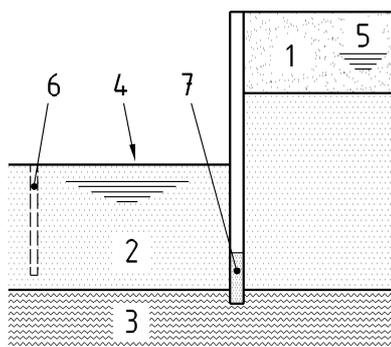


Légende

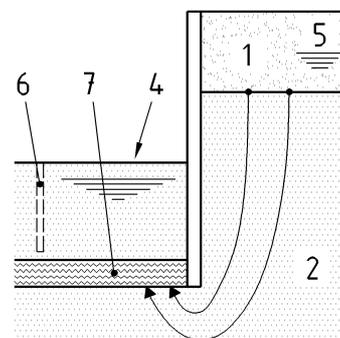
Δh Charge hydraulique

h_p Profondeur du dispositif de rabattement sous le fond de l'excavation

Figure E.2.1.1 – Exemple de dispositif de rabattement profond sous le niveau d'un fond de fouille en milieu granulaire non isolé des couches aquifères



a) Réalisation d'une jupe étanche



b) Réalisation d'un fond étanche

Légende

1 Sol plus perméable que la couche sous jacente

2 Sol grossier perméable

3 Argile

4 Niveau de l'excavation

5 Niveau d'eau côté du terrain soutenu

6 Puits

7 Fiche d'étanchéité descendue jusqu'à une couche peu perméable (Figure a)) / Fond étanche (Figure b))

Figure E.2.1.2 – Exemples de situations où un fond de fouille en milieu granulaire est isolé des couches aquifères

E.2.2 Fond de fouille dans une couche peu perméable avec une nappe captive en charge sous-jacente

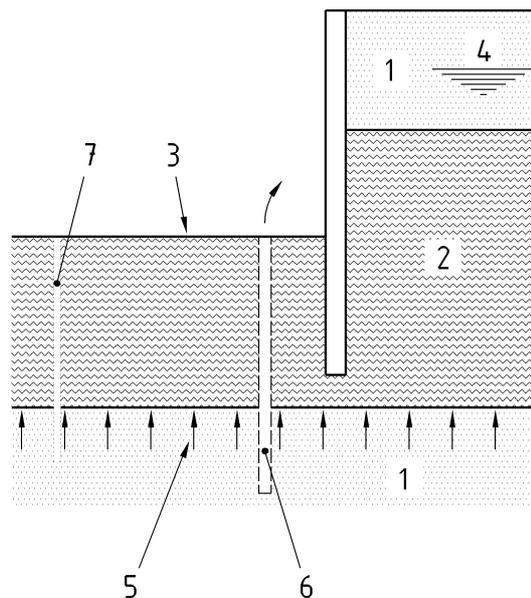
(1) Lorsque le fond de l'excavation prévue se trouve dans une couche peu perméable (voir NOTES 1 et 2), dont la base est soumise à une pression d'eau, il convient d'examiner s'il y a lieu ou non de mettre en place un dispositif de rabattement de la nappe en charge (voir NOTES 3 et 4 et Figure E.2.2.1).

NOTE 1 Les terrains visés sont d'abord les couches d'argile, mais d'autres couches de sols fins peuvent également faire office d'écran « étanche » (limon, marne argileuse, etc.) lorsque le rapport entre leur perméabilité moyenne et celle de la couche sous-jacente est supérieur à 10.

NOTE 2 Ces terrains peuvent être très divers. Il convient donc de tenir compte des incertitudes que l'on a sur l'homogénéité de la couche recoupée en fond de fouille, son épaisseur et sur la valeur moyenne de son coefficient de perméabilité.

NOTE 3 On rappelle (voir section E.1) que la nécessité d'un dispositif de rabattement est à examiner en fondant en général l'analyse sur des résultats d'essais de pompage.

NOTE 4 Lorsqu'un tel dispositif est nécessaire, il est le plus souvent réalisé à partir de puits filtrants descendus dans la nappe en charge et isolés ou non de la couche peu perméable. Les puits peuvent être implantés soit sous la future fouille, soit à l'extérieur de cette fouille (puits associés habituellement dans ce dernier cas à des puits de décharge protégeant le fond de fouille en cas d'arrêt intempestif du pompage compte tenu de la remontée rapide dans un aquifère captif) et le débit à pomper est à déterminer en se basant sur les résultats d'essais de pompage. Si besoin, ce débit pourra être réduit par la mise en œuvre d'ouvrage d'étanchéité (injections).



Légende

- 1 Sable
- 2 Argile
- 3 Fond de fouille
- 4 Niveau d'eau côté du terrain soutenu
- 5 Nappe en charge
- 6 Puits
- 7 Piezomètre de contrôle

Figure E.2.2.1 – Exemple de situation avec un fond de fouille en milieu peu perméable

E.3 Estimation des débits pour les conditions d'écoulement de type I à III

NOTE 1 Pour le traitement de cas de figure plus complexes, on pourra se reporter utilement aux ouvrages spécialisées d'hydrauliques des sols⁸⁾ ou déterminer les pressions d'eau, les forces d'écoulements et les débits à partir de modèles numériques aux éléments finis, en se basant dans tous les cas sur des résultats d'essais de pompage.

E.3.1 Écoulement de contournement dans les conditions géotechniques de type I

(1) Lorsqu'on est dans des conditions géotechniques de type I (Voir Tableau E.1.1) et en présence d'un écoulement de contournement de l'écran (Figure E.1.1 a)), il est admis d'estimer les débits en fond d'excavation (voir NOTE 1), à partir des abaques de Davidenkoff (voir NOTES 2, 3 et 4) rappelés ci-après ou de la méthode de Cardinal/de Cazenove⁹⁾ qui intègre directement l'anisotropie dans sa formulation.

NOTE 1 Cet article vise essentiellement les configurations particulières (rideaux parallèles, enceinte circulaire, enceinte carrée, etc.), pour lesquelles un écoulement de contournement peut se produire.

NOTE 2 La méthode de Davidenkoff (voir Figures E.3.1.1 et E.3.1.2 et Tableau E.3.1.1) permet d'avoir une estimation du débit dans une enceinte à partir de l'expression suivante :

$$m \frac{k \Delta h}{\Phi_1 + \Phi_2} \quad (\text{E.3.2.3})$$

avec

k coefficient de perméabilité de la couche C2 (voir Figure E.1.1 a) ;

Δh perte de charge (voir Figure E.3.1.1) ;

Φ fonctions de charge données par l'abaque de Davidenkoff (voir Figure E.3.1.2) ;

m facteur fonction de la forme de l'enceinte (Voir Tableau E.3.1.1).

NOTE 3 Une difficulté pour l'utilisation de ces abaques est l'estimation de la perte de charge côté fouille en présence de puits filtrants. Ces puits réduisent cette perte de charge et la valeur ϕ_2 de Davidenkoff n'est plus applicable.

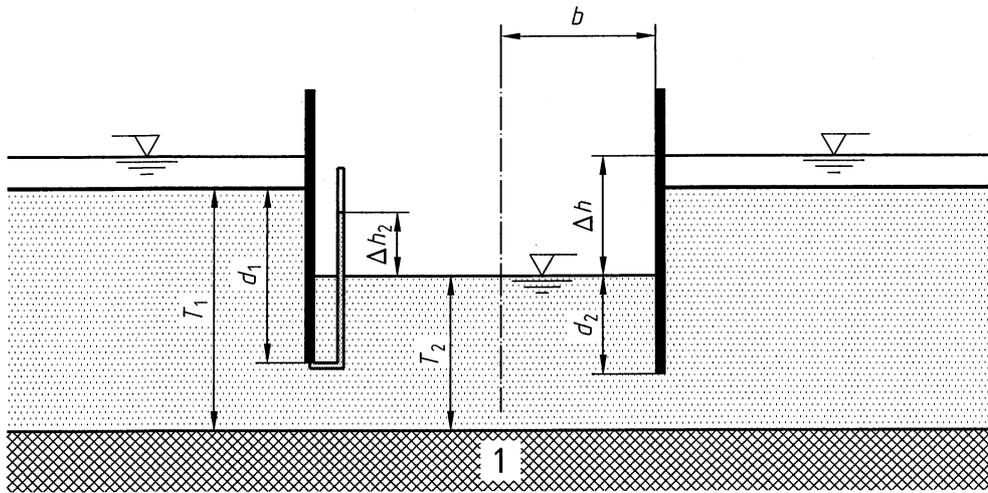
NOTE 4 Les approches par ordinateur permettent d'éviter ces difficultés. Il convient toutefois d'être vigilant sur la façon de modéliser la ou les lignes de puits (tranchée équivalente ne pouvant débiter plus que la capacité de captage des puits individuels).

8) Par exemple

M. Cassan, Les essais de perméabilité sur site dans la reconnaissance des sols, Édition Presses ENPC, 2005, pp 568.

M. Cassan, Aide mémoire d'hydraulique souterraine, Édition Presses ENPC, 1986, pp 193.

9) J. Cardinal, E. De Cazenove, Ouvrages profonds à radiers perméables, stations de pompes automatiques, écran d'étanchéité, reconnaissances et calcul des débits, Travaux n°439, octobre 1971, pp 28-37.



Légende

1 Substratum imperméable

Figure E.3.1.1 — Définitions des paramètres des abaques de Davidenkoff

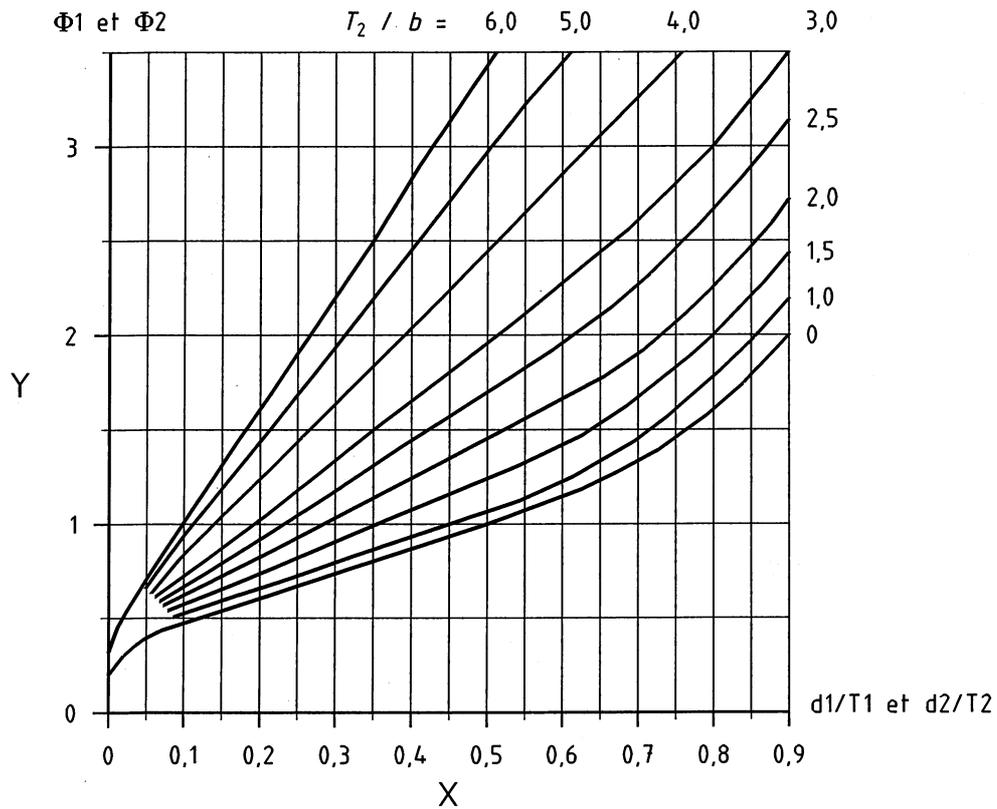


Figure E.3.1.2 — Fonctions de charges Φ_1 et Φ_2 en fonction de la géométrie du problème - Abaques de Davidenkoff

Tableau E.3.1.1 – Détermination des débits pour différents types d'enceintes dans des conditions géotechniques de type I à partir des Abaques de Davidenkoff

Ouvrage	Débit Q ^{(1) (2)}
Rideaux parallèles distants de $2b$	$q \frac{k\Delta h}{\Phi_1 + \Phi_2}$ ⁽³⁾
Enceinte circulaire de rayon b	$0,8 \frac{k\Delta h}{\Phi_1 + \Phi_2} 2 \pi b$
Enceinte carrée de demi-côté b	$0,7 \frac{k\Delta h}{\Phi_1 + \Phi_2} 8 b$
Enceinte rectangulaire de côtés $B = 2b$ et L	$\frac{2k\Delta h}{\Phi_1 + \Phi_2} \left(1 + \frac{B}{L}\right) \left(1 - 0,3 \frac{B}{L}\right)$
NOTES	
(1) La valeur de φ_1 est donnée par la courbe $T2 / b = 0$ en fonction de $d1/T1$. La valeur de φ_2 est donnée par les autres courbes $T2 / b$ en fonction de $d2/T2$.	
(2) Dans le cas d'un milieu anisotrope on doit remplacer la valeur de b par $b(k_v/k_h)^{0,5}$ et la valeur de k par k_h .	
(3) Par mètre linéaire d'un rideau. Il faut multiplier cette valeur par deux pour avoir le débit par mètre linéaire d'un batardeau.	

E.3.2 Écoulement dans les conditions géotechniques de type II

(1) Lorsqu'on est dans des conditions géotechniques de type II (Voir Tableau E.1.1) et en présence d'une couche en fond de fouille baignée par une nappe alimentée à distance (Figure E.1.1 b), compte tenu de la complexité du phénomène et des limites des approches analytiques et des abaques existants il est recommandé de procéder à des essais de pompage sur site pour l'étude des écoulements, débits induits et rabattements extérieurs, complété par des simulations par éléments finis ou différences finies (voir NOTE 1).

NOTE 1 Lorsqu'on procède à une modélisation, celle-ci est à mener en écoulement plan ou axisymétrique en fonction de la forme de la fouille et en tenant compte des conditions de projet pour modéliser les puits et définir la distance latérale de l'alimentation de la nappe (voir Figure E.1.1 b)).

E.3.3 Écoulement dans les conditions géotechniques de type III

(1) Une estimation des débits pourra être faite à l'aide de simulations par éléments fins ou différences finies (voir NOTE 1).

NOTE 1 Il est admis d'évaluer les débits en appliquant la loi de Darcy entre le toit de la couche C1 selon un écoulement unidirectionnel vertical (voir Figure E.1.1 c)) et le fond de fouille. On attire toutefois l'attention sur la sous-estimation des débits obtenus en général par cette approche.

Annexe F (informative)

Méthode MISS – Modèle aux coefficients de réaction

F.1 Généralités

(1) On indique dans cette Annexe les procédures qu'il convient d'adopter lorsqu'on utilise la méthode d'interaction sol-structure dite aux coefficients de réaction, pour vérifier la stabilité et la résistance d'un écran de soutènement (voir NOTES 1 à 5).

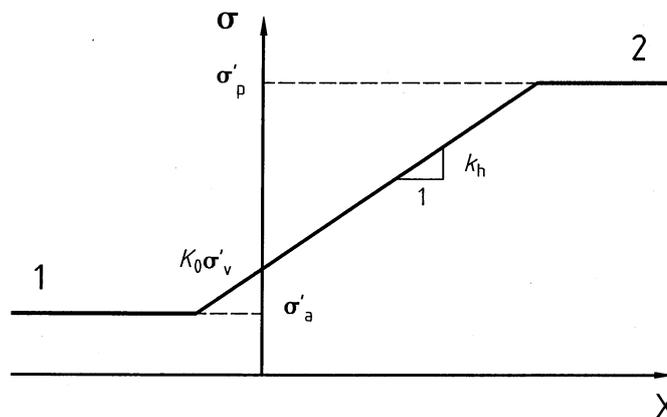
NOTE 1 Dans cette méthode empirique qui borne les contraintes horizontales à un niveau fixé, le rideau est assimilé à une poutre sur appui continu élastique d'inertie I , de module E et de largeur unité, qui se déforme sous l'effet des actions $p(y,z)$ auxquelles elle est soumise et en particulier aux actions géotechniques lesquelles sont fonction de la déformation de la poutre.

L'équation d'équilibre statique à résoudre est la suivante :

$$\frac{d^4 \{EI(z) \cdot y(z)\}}{dz^4} + p(y,z) = 0 \quad (\text{F.1.1})$$

NOTE 2 La modélisation de l'interaction terrain-écran est définie par une loi de comportement effort-déplacement transversal. À une profondeur donnée, cette loi définit, localement, la relation entre le déplacement transversal de l'écran et la densité linéique des forces résultant de ce déplacement.

NOTE 3 La loi de mobilisation de la réaction frontale du terrain en fonction du déplacement de l'écran qui est utilisée est en général une courbe du type de celle représentée sur la Figure F.1.1 et on détermine le coefficient de réaction k_h à partir de règles empiriques (voir F.3).



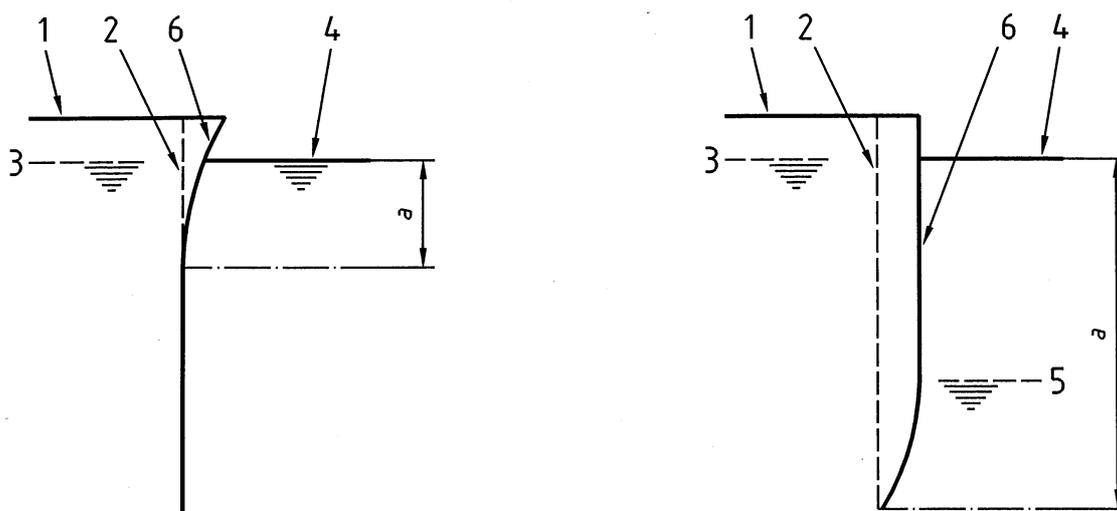
Légende

- 1 Poussée
- 2 Butée
- s Contraintes
- X Déplacement

Figure F.1.1 — Courbe de réaction généralement adoptée

NOTE 4 On rappelle que les calculs aux coefficients de réaction sont destinés à calculer les sollicitations appliquées à l'écran sous l'effet de la poussée des terres lors des travaux d'excavation et de mise en place des appuis, et à apprécier les déformations associées.

NOTE 5 Ces calculs ne permettent pas de prendre en compte, lorsqu'ils existent, les déplacements d'ensemble provoqués notamment par l'interaction entre des structures enterrées voisines (mur de quai et rideau d'ancrage arrière situé à faible distance par exemple, ou écrans retenus par des nappes d'ancrages multiples (« effet-gabion »), ou par l'effet prédominant d'un rabattement exercé sur une grande hauteur (pompage dans des terrains compressibles par exemple, pouvant conduire à une mobilisation du terrain sur une hauteur « a » importante comme représenté sur la Figure F.1.2, et par conséquent à la mobilisation d'une réaction unitaire du sol sensiblement inférieure à celle déduite des valeurs habituelles du coefficient de réaction).



a) Excavation jusqu'au niveau initial de la nappe

b) Rabattement côté excavation

Légende

- a Hauteur de mobilisation du terrain
- 1 Niveau initial du terrain
- 2 Position initiale de l'écran
- 3 Niveau initial de la nappe
- 4 Niveau d'excavation
- 5 Niveau d'eau après rabattement côté excavation
- 6 Position de l'écran

Figure F.1.2 — Comportement typique d'un écran de soutènement non ancré sous l'effet d'un rabattement de nappe

(2) Cette Annexe va de pair avec les sections 5 et 6 du document qui définissent respectivement les principes à respecter pour le calcul des actions et pour la détermination des propriétés des terrains et des matériaux et avec la section 8.4 qui traite de l'utilisation des méthodes de calculs en fonction des états-limites examinés et on indique ci-après les procédures pour déterminer :

- l'état initial (K_0) et les valeurs limites de réaction en poussée (σ'_a) et en butée (σ'_p) du terrain (Annexe F.2) ;
- le coefficient de réaction horizontale (k_h) du terrain (Annexe F.3) ;
- la raideur (K_t) des tirants d'ancrage (Annexe F.4).

F.2 Coefficient des terres au repos (K_0) et valeurs limites de réaction frontale

(1) Il convient de déterminer l'état au repos conformément à l'article 5.1.3.3 du présent document (voir NOTES 1 et 2).

NOTE 1 L'usage consiste à assimiler, lors de l'excavation, le coefficient de décompression $\Delta\sigma'_{h0}/\Delta\sigma'_v$ au coefficient K_0 . Cette procédure ne tient pas compte du comportement réel du sol déchargé. Elle est toutefois acceptable pour ces méthodes de calcul, dans la mesure où les valeurs usuelles des coefficients de réaction sont d'origine empirique et prennent en compte implicitement cette hypothèse.

(2) Il convient de calculer les valeurs limites de la pression des terres conformément à l'article 5.1.3.4 du présent document.

F.3 Coefficient de réaction horizontale du terrain

(1) Il convient de déterminer le coefficient de réaction horizontale des terres à partir de l'expression empirique suivante (voir NOTES 1 à 5) :

$$k_h = 2 \frac{\left(\frac{E_M}{\alpha}\right)^{\frac{4}{3}}}{\left(\frac{E_{str} I_{str}}{B_0}\right)^{\frac{1}{3}}} \quad (\text{F.3.1})$$

avec

k_h Coefficient de réaction horizontale du sol vis-à-vis de l'écran ;

E_M Module pressiométrique Ménard¹⁰⁾ ;

α Coefficient empirique fonction de la nature du terrain (voir Tableaux F.3.1 et F.3.2) ;

$E_{str} I_{str}$ Produit d'inertie d'un élément d'écran de longueur B_0 ;

B_0 Longueur de référence prise égale à 1 m.

NOTE 1 Dans le cas d'un écran fiché dans un massif « homogène » il est admis d'assimiler le comportement de l'écran à celui d'une poutre verticale sur appuis élastiques et donc d'utiliser l'expression suivante pour déterminer le coefficient de réaction du sol :

$$k_h = \frac{\Delta\sigma_h}{\Delta y_h} = \lambda \frac{E_M}{1,5 \cdot l_0} \text{ avec } l_0 = \left(4 \frac{E_{str} I_{str}}{k_h B_0}\right)^{\frac{1}{4}} \quad (\text{F.3.2})$$

avec

k_h Coefficient de réaction horizontale du sol vis-à-vis de l'écran ;

l_0 Longueur de transfert élastique ($a = 1,5 l_0 =$ hauteur d'interaction pour les modes de chargement usuel de l'interface) ;

$\lambda = 3,6$ (coefficient de calage empirique fonction du rapport entre le module d'élasticité E_s représentatif du comportement du sol dans le domaine de chargement considéré et le module E_M/α) ;

E_{str} Module d'élasticité du matériau de l'écran ;

I_{str} inertie de l'écran.

10) En attendant que la norme européenne soit disponible, il convient de se référer à la norme d'essai française NF P 94-110-1 « Essai pressiométrique Ménard 2000, AFNOR, pp 42.

NOTE 2 Le comportement d'un écran de soutènement (voir Figure F.3.1) est essentiellement conditionné par la loi de mobilisation de la butée du terrain aux niveaux des appuis supérieurs (zone a_1), d'une part, et au niveau de la fiche de l'écran (base de la zone a_2), d'autre part.

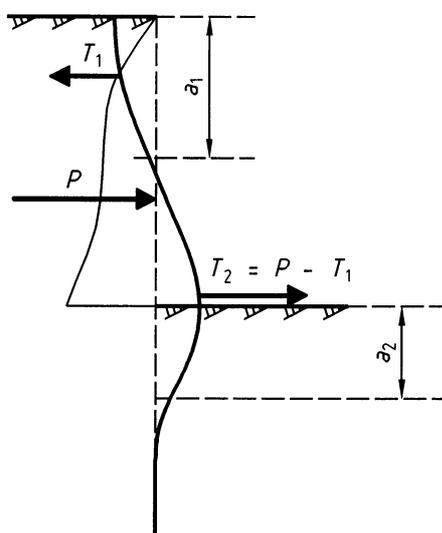


Figure F.3.1 — Comportement typique d'un écran retenu par un niveau d'ancrage

NOTE 3 Il n'est pas conseillé d'utiliser l'expression F.3.1 pour calculer la pression des terres au niveau de la partie en fiche d'un écran dans les cas suivants :

- lorsque sa fiche f est inférieure à $1,5 l_0$ (voir dans ce cas l'article (2)), auquel cas la limitation de la hauteur d'interaction se traduit par une valeur plus élevée du coefficient de réaction ;
- lorsque la largeur b de l'excavation devant l'écran est inférieure à $3.l_0$ (voir dans ce cas l'article (3) et la Figure F.3.2), auquel cas l'interpénétration des zones de butée élastique se traduit également par une valeur plus élevée du coefficient de réaction.

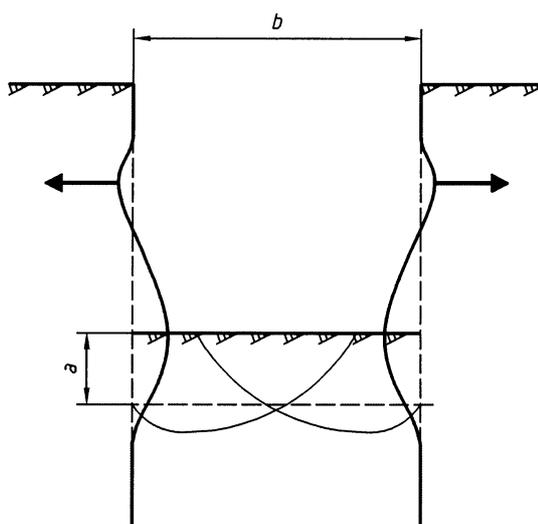


Figure F.3.2 — Exemple d'interpénétration des zones de butée dans le cas de deux écrans parallèles dont la distance b est inférieure à $3 l_0$

NOTE 4 Lorsqu'on ne dispose pas de reconnaissances pressiométriques ou que cela est approprié aux conditions du projet (structures de l'écran et terrains), il est loisible de déterminer le coefficient de réaction horizontale des terrains par d'autres méthodes issues de l'expérience ou d'essais représentatifs.

Tableau F.3.1 – Valeurs recommandées pour les coefficients empiriques α des sols

Type	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Gravier	
	α	E_M/p_l	α	E_M/p_l	α	E_M/p_l	α	E_M/p_l	α
Surconsolidé ou très serré	-	> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3
Normalement consolidé ou normalement serré	1	9 - 16	2/3	8 - 14	1/2	7 - 12	1/3	6 - 10	1/4
Sousconsolidé altéré et remanié ou lâche	-	7 - 9	1/2	5 - 8	1/2	5 - 7	1/3	-	-

E_M Module pressiométrique Ménard.
 p_l Pression limite pressiométrique..
 α Coefficient empirique.

Tableau F.3.2 – Valeurs recommandées pour les coefficients empiriques α des roches

Rocher	
Type	α
Très peu fracturé	2/3
Normal	1/2
Très fracturé	1/3
Très altéré	2/3

(2) Lorsque la fiche « f » d'un écran risque d'être inférieure à $1,5.l_0$, le coefficient de réaction horizontale des terres peut être déterminé à partir de l'expression suivante (voir NOTE 1) :

$$k_h = \text{Max} \left[2 \frac{\left(\frac{E_M}{\alpha} \right)^{\frac{4}{3}}}{\left(\frac{E_{str} l_{str}}{B_0} \right)^{\frac{1}{3}}}; 5,4 \frac{E_M}{\alpha \cdot f} \right] \tag{F.3.3}$$

NOTE 1 Cette expression tient compte d'une valeur minimale de la hauteur d'interaction égale à $2/3 f$.

(3) Lorsque la largeur "b" de l'excavation devant l'écran est inférieure à $3.l_0$, le coefficient de réaction horizontale des terres peut être déterminé à partir de l'expression suivante :

$$k_h = \text{Max} \left[2 \frac{\left(\frac{E_M}{\alpha} \right)^{\frac{4}{3}}}{\left(\frac{E_{str} l_{str}}{B_0} \right)^{\frac{1}{3}}}; 7,2 \frac{E_M}{\alpha \cdot b} \right] \tag{F.3.4}$$

F.4 Raideur d'un tirant d'ancrage

F.4.1 Tirant constitué par un contre-rideau ou une plaque

(1) Il convient de déterminer la raideur d'un tirant d'ancrage dont l'ancrage est constitué par un contre-rideau ou une plaque frottante, à partir de l'expression suivante :

$$\frac{1}{K_{MA}} = \frac{1}{K_t} + \frac{1}{K_a} \quad (\text{F.4.1.1})$$

avec

K_{MA} raideur du tirant d'ancrage ;

K_t raideur du tirant (partie « libre » du tirant d'ancrage) ;

K_a raideur de l'ancrage (partie « fixe » du tirant d'ancrage - voir NOTE 1) selon l'axe du tirant.

NOTE 1 La raideur de l'ancrage, qui s'exprime par le rapport entre la force P appliquée au niveau du point de fixation du tirant à l'ancrage et le déplacement de celui-ci, a une influence sur la distribution des contraintes sur l'écran.

(2) Il convient de déterminer la raideur du tirant (partie « libre » du tirant d'ancrage) à partir de l'expression suivante :

$$K_t = \frac{E_t A}{l} \quad (\text{F.4.1.2})$$

avec

K_t raideur du tirant (partie « libre » du tirant d'ancrage) ;

E_t module de déformation du matériau du tirant ;

A aire de la section utile du tirant (voir NOTE 1) ;

l longueur libre du tirant.

NOTE 1 En règle générale, la section utile du tirant correspond à la section d'acier du « tirant » diminuée, lorsque cela s'applique, par l'aire sacrifiée à la corrosion.

(3) La raideur de l'ancrage (partie « fixe » du tirant d'ancrage) peut être déterminée à partir de l'expression suivante (voir NOTE 1) :

$$K_a = \frac{P}{s} \quad (\text{F.4.1.3})$$

avec

K_a raideur de l'ancrage ;

P force appliquée à l'ancrage ;

s déplacement du point de fixation du tirant à l'ancrage correspondant à P , selon l'axe du tirant.

NOTE 1 Cette formulation suppose l'absence d'interaction entre l'ancrage et l'écran principal (voir la section 14 et l'Annexe H).

(4) Dans le cas d'un ancrage par contre-rideau, il convient d'utiliser un modèle d'interaction sol-structure, conformément à ce document, pour déterminer s .

(5) Dans le cas d'un ancrage par plaque frottante, il est admis de déterminer le déplacement s de la plaque à partir d'une méthode empirique.

F.4.2 Tirant d'ancrage scellé au terrain

(1) En général (voir les NOTES 1 à 3), il convient de déterminer la raideur d'un tirant d'ancrage scellé au terrain à partir de l'expression suivante :

$$K_{MA} = \frac{E_t A}{l_f + \frac{l_b}{2}} \quad (\text{F.4.2.1})$$

avec

K_{MA} raideur du tirant d'ancrage ;

E_t module de déformation du matériau du tirant (partie « libre » du tirant d'ancrage) ;

A aire de la section utile du tirant (voir NOTE 4) ;

l_f longueur libre du tirant ;

l_b longueur de l'ancrage (partie scellée du tirant d'ancrage).

NOTE 1 Dans le cas des tirants scellés au terrain, on n'est pas capable de calculer la valeur de K_A , et on utilise habituellement l'expression F.4.1.2 en adoptant $l = l_f + l_b/2$,

NOTE 2 L'expression F.4.2.1 ne s'applique normalement que pour les ancrages scellés au terrain par injection sous pression dans des formations homogènes. Il est néanmoins admis de l'utiliser pour déterminer la raideur de tous les tirants d'ancrages, sous réserve de vérification ou d'ajustement sur la base d'essais de traction représentatifs.

NOTE 3 Cette formulation suppose l'absence d'interaction entre l'ancrage et l'écran principal (voir la section 14 et l'Annexe G) et ne s'applique pleinement que dans les cas courants (un ou deux niveaux de tirants scellés dans un terrain compact). Dans les cas complexes (ancrages multiples, tirants courts, terrains peu compacts) l'éventualité d'un déplacement d'ensemble du massif arrière de l'écran est à considérer.

NOTE 4 En règle générale, la section utile du tirant correspond à la section d'acier du « tirant » diminuée, lorsque cela s'applique, par l'aire sacrifiée à la corrosion.

F.5 Raideur d'un dispositif d'étaie

F.5.1 Buton s'appuyant sur un massif de réaction

(1) Il convient de déterminer la raideur d'un dispositif d'étaie constitué par un buton s'appuyant sur un massif de réaction, à partir de l'expression suivante :

$$\frac{1}{K_{ME}} = \frac{1}{K_B} + \frac{1}{K_R} \quad (\text{F.5.1.1})$$

avec

K_{ME} raideur du dispositif d'étaie ;

K_B raideur du buton (partie « libre » du tirant d'ancrage) ;

K_R raideur du massif de réaction du buton ;

(2) Il convient de déterminer la raideur d'un buton à partir de l'expression suivante :

$$K_B = \frac{E_b A}{l} \quad (\text{F.5.1.2})$$

avec

- K_B raideur du buton ;
- E_b module de déformation du matériau du buton ;
- A aire de la section du buton ;
- l longueur du buton entre l'écran et le massif de réaction.

(3) La raideur du massif de réaction peut être déterminée à partir de l'expression suivante :

$$K_R = \frac{P}{s} \quad (\text{F.5.1.3})$$

avec

- K_R raideur du massif de réaction ;
- P force appliquée au massif de réaction ;
- s déplacement du massif de réaction correspondant à P , selon la direction du buton.

NOTE 1 Le déplacement du massif selon la direction du buton peut être déduit des valeurs des composantes horizontale et verticale du déplacement déterminées à partir de formules empiriques basées sur le coefficient de réaction du sol.

F.5.2 Appuis constitués par des éléments structurels (dalles, radiers) ou autres (chaussées)

(1) Les principes indiqués en 8.4.1 sont à appliquer.

Annexe G (informative)

Procédure pour vérifier la stabilité du massif d'ancrage

G.1 Principe général

(1) On donne dans cette Annexe la procédure qu'il convient de suivre pour vérifier la stabilité du massif d'ancrage d'un écran de soutènement.

(2) Pour vérifier la stabilité du massif d'ancrage d'un écran de soutènement (voir Figure G.1.1), la stabilité de la partie du massif de terrain située au-dessus du pied de l'écran et délimitée par le plan vertical OB passant contre la face arrière de l'écran et par le plan vertical CD passant par le point (A) d'application supposé de la résultante de l'effort d'ancrage (voir NOTES 1 et 2), est à démontrer, et il convient :

- d'établir la charge minimale (traction) déstabilisante P_{dst} dans un lit d'ancrage en recherchant la surface de glissement la plus défavorable passant par A et débouchant en un point quelconque M du plan OB (voir la NOTE 3) ; puis
- de vérifier que l'inégalité suivante est satisfaite :

$$P_d \leq P_{dst} \quad (G.1.1)$$

où, par mètre linéaire d'écran

P_d est la valeur de calcul de la charge (traction) appliquée au tirant d'ancrage ;

$P_{dst,d}$ est la valeur de calcul de la charge déstabilisante (voir NOTES 4 à 6 et article G.2).

pour tous les cas de charge et de combinaisons de charges pertinents.

NOTE 1 De manière conventionnelle les surfaces de rupture analysées sont issues de points particuliers A_i associés à chacun des lits d'ancrage, habituellement définis au « point d'ancrage fictif » d'un ancrage scellé ou constitué par une plaque frottante (voir NOTE 2) ou au point d'effort tranchant nul d'un contre-rideau.

NOTE 2 Pour les ancrages scellés ou constitués par une plaque frottante, il est d'usage d'adopter comme « point d'ancrage fictif » (c'est-à-dire comme point d'application de la résultante des efforts d'ancrage), le milieu de l'ancrage.

NOTE 3 La vérification se fait habituellement (voir article G.2.1 (2)) pour un bloc de terrain passant par un point M correspondant au point d'effort tranchant nul de l'écran sous le niveau de l'excavation (base de la partie « active » de l'écran).

NOTE 4 Dans le plan vertical OB, l'action de la partie aval du massif est représentée par :

- la réaction de l'écran sur le massif égale et opposée à la distribution des contraintes totales exercée par le massif sur l'écran. Elle peut être elle-même se décomposer en :
 - la distribution des contraintes effectives sur le parement vertical OB, de résultante $P'e$
 - la distribution des pressions d'eau sur le parement vertical OB, de résultante U_e .

NOTE 5 La traction P_i qui sollicite l'ancrage est à prendre en compte comme indiqué ci-après soit au niveau du point d'ancrage fictif, soit dans le cas visé en G.2.2 (3) entre le point d'ancrage fictif et la tête du tirant.

NOTE 6 L'action du massif en amont de la verticale C_iA_i est supposée caractérisée par la résultante des forces de poussée sur le segment C_iA_i , qui peut elle-même se décomposer en :

- la résultante P'_a des contraintes effectives de poussée sur ce segment ;
- la résultante U_a des pressions d'eau sur ce segment.

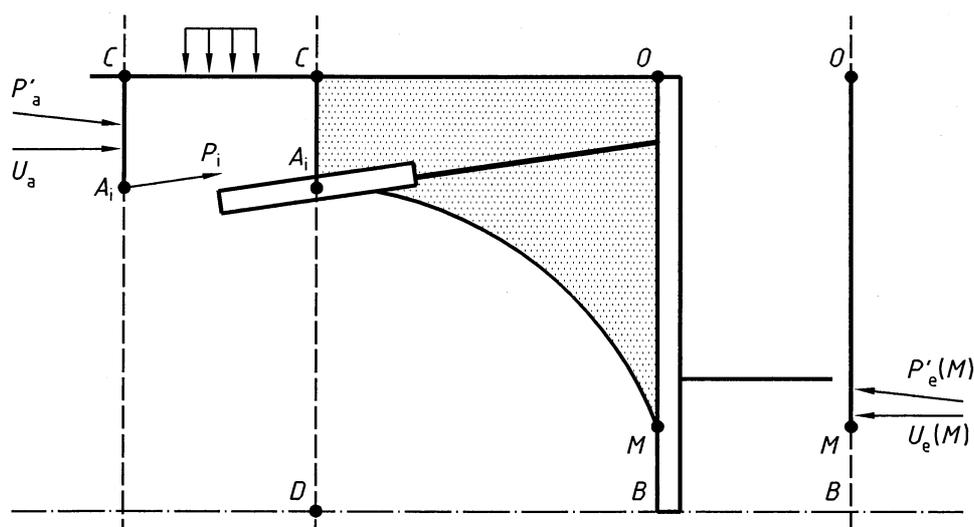


Figure G.1.1 — Définition du domaine de sol dont la stabilité est analysée (exemple d'un soutènement avec un seul lit d'ancrage)

G.2 Détermination de l'effort déstabilisant

G.2.1 Écran avec un seul lit d'ancrage

(1) Pour établir la charge minimale (traction) P_{dst} dans un lit d'ancrage qui déstabilise un bloc $[C_1 A_1 M O]$ les valeurs de calcul des actions suivantes (Figure G.2.1) sont à considérer (voir NOTES 1 et 2) :

- le poids du massif de terrain $W_{g,d}$;
- la résultante des forces extérieures agissant sur le massif $F_{e,d}$;
- la réaction de l'écran sur le segment vertical OM décomposée en :
 - la force $P'_{e,d}$ opposée à la résultante des pressions effectives du massif sur cette longueur d'écran
 - la force $U_{e,d}$ opposée à la résultante des pressions de l'eau sur cette longueur d'écran
- la réaction du massif arrière sur le segment vertical $C_1 A_1$ décomposée en :
 - la force $P'_{a,d}$ égale à la résultante des pressions effectives de poussée du massif sur ce segment
 - la force $U_{a,d}$ égale à la résultante des pressions de l'eau sur ce segment
- la réaction due au terrain et à l'eau sur la surface de rupture considérée $A_1 M$ décomposée en :
 - la résistance $R_{f,d}$ due au frottement sur cette surface de rupture ;
 - la résistance $R_{c,d}$ due à la cohésion sur cette surface de rupture ;
 - la résultante $R_{u,d}$ des pressions de l'eau sur cette surface de rupture ;
- les tractions $P_{i,d}$ représentant l'action des tirants.

NOTE 1 La poussée agissant sur le plan vertical arrière du bloc est celle due au terrain et aux surcharges éventuelles.

NOTE 2 Lorsque les conditions de piézométrie à l'arrière de l'écran sont considérées hydrostatiques (pressions d'eau définies par une surface piézométrique horizontale unique), la résultante des forces W_g , U_e , U_a et R_u est égale au poids déjaugé du bloc $[C_i A_i M O]$. L'équilibre peut donc être étudié en ne considérant que le poids volumique total pour les parties hors nappe et le poids volumique déjaugé pour les parties sous nappe, en ignorant les forces U_e , U_a et R_u .

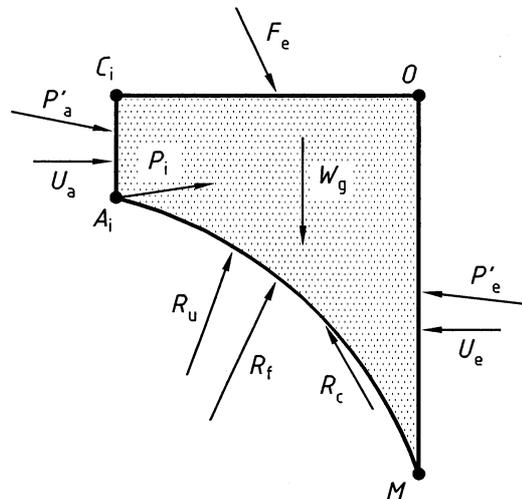


Figure G.2.1 — Forces à considérer pour la vérification de l'équilibre d'un bloc (cas général)

(2) Pour établir la charge minimale (traction) P_{dst} dans un lit d'ancrage qui déstabilise un bloc $[C_i A_i M O]$ il convient de rechercher la surface de glissement la plus défavorable débouchant au point M du plan OB correspondant au point d'effort tranchant nul de l'écran (voir NOTE 1).

NOTE 1 Les facteurs partiels indiqués en Annexe A correspondent à cette procédure habituelle. Il est loisible d'examiner d'autres positions du point M (voir NOTE 2).

NOTE 2 Lorsqu'on aboutit à une charge minimale déstabilisante plus faible que celle obtenue en considérant le point d'effort tranchant nul, il y a lieu d'examiner si on est dans une configuration qui sort du domaine des ouvrages pour lesquels on peut considérer que la procédure habituelle (M au point d'effort tranchant nul) a été validée. À défaut (c'est-à-dire pour les conditions de projet courant) il y a lieu de considérer comme valeur de charge déstabilisante celle correspondant au point d'effort tranchant nul.

(3) Pour établir la surface de glissement la plus défavorable débouchant au point M du plan OB des segments de droite, des arcs de cercle ou des successions d'arcs de spirale logarithmique peuvent être considérées (voir NOTES 1 à 5 ci-après).

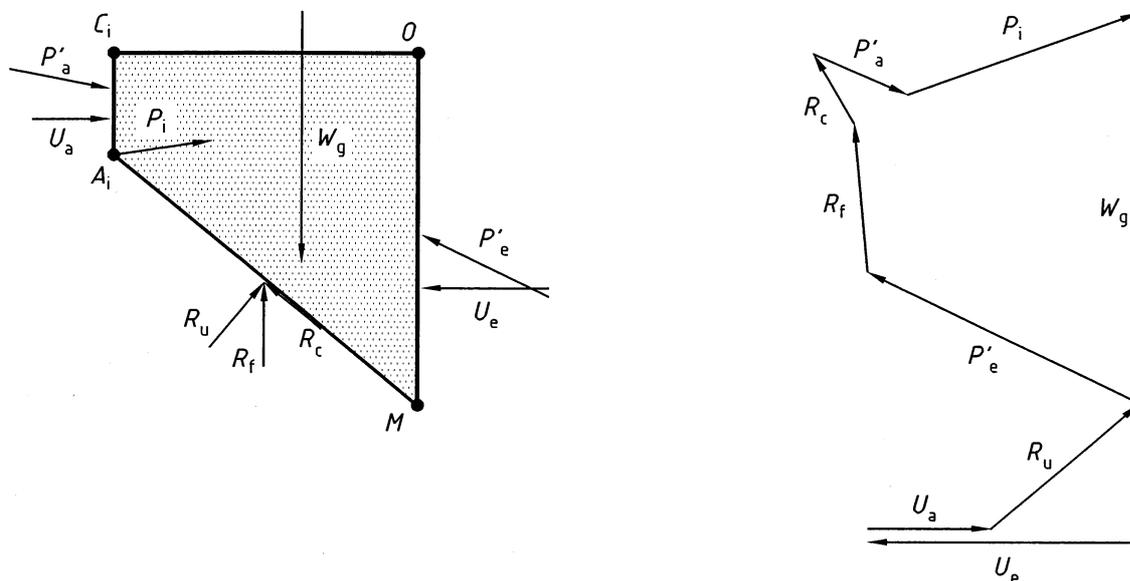
NOTE 1 Il est d'usage de considérer des surfaces de rupture plane.

NOTE 2 Lorsque seuls des segments de droite sont considérés, la charge minimale déstabilisatrice $P_{dst;d}$ résulte directement du polygone des forces appliquées à chaque bloc (Figure G.2.2). Des hypothèses supplémentaires sont à introduire lorsque le segment $A_i M$ franchit une ou plusieurs limites de couche. L'hypothèse couramment adoptée consiste à décomposer le bloc en plusieurs sous-blocs à frontières verticales passant par ces points d'intersection et à supposer que les réactions entre ces blocs sont horizontales. Cette hypothèse s'apparente à celle adoptée dans la méthode de Bishop appliquée à des surfaces de rupture circulaires.

NOTE 3 Lorsque des arcs de cercle sont considérés, l'équilibre peut être résolu par un calcul selon la méthode des tranches en utilisant une méthode reconnue.

NOTE 4 L'approche cinématique par l'extérieur développée dans le cadre de la théorie du calcul à la rupture peut également être appliquée à l'équilibre des blocs $[C_i A_i M O]$ en association avec le choix d'arcs de spirales logarithmiques pour les lignes de rupture $A_i M$. Chaque ligne de rupture est alors constituée par une succession d'arcs de spirales logarithmiques de même pôle et définis par l'angle de frottement de chacune des couches rencontrées le long de $A_i M$.

NOTE 5 Le calcul à la rupture établit que les arcs de spirales logarithmiques à concavité dirigée vers le bas établissent généralement des charges minimales déstabilisatrices inférieures à celles obtenues en considérant des segments de droite ou des arcs de cercle. Selon la théorie du calcul à la rupture, s'agissant d'une approche cinématique par l'extérieur les valeurs numériques des charges déstabilisatrices obtenues dans cette approche sont de manière certaine supérieures aux charges provoquant la rupture du bloc.



a) Forces agissant sur le bloc

b) Funiculaire des forces

Figure G.2.2 — Résolution graphique de l'équilibre du bloc dans le cas courant où la frontière inférieure du bloc est supposée être un segment de droite

(4) L'équilibre du bloc sous les actions qui lui sont appliquées définit la charge minimale (traction) déstabilisatrice P_{dst} d'un lit d'ancrage i (voir NOTE 1).

NOTE 1 $P_{dst;d}$ correspond, pour un cas de charge et de combinaison de charges donné, à la charge minimale déstabilisante, valeur qui ne peut être dépassée sans une réaction de l'écran supérieure à celle prise en compte.

(5) Lorsqu'on détermine la charge minimale (traction) déstabilisatrice P_{dst} d'un lit d'ancrage i :

- les actions (poids du massif, charges sur ou dans le terrain, niveaux d'eau) à considérer sont celles adoptées pour déterminer la réaction de l'écran (voir NOTES 1 et 2) ;
- la valeur de calcul $P'_{e;d}$ de la réaction de l'écran représentant l'action du sol sur le segment OM à considérer est celle correspondant à l'état des pressions contre cet écran obtenu dans la situation de calcul examinée.

NOTE 1 On rappelle (voir section 8.2) que la vérification est à effectuer suivant l'approche de calcul 2 en utilisant les ensembles de facteurs partiels $A1$ et $M1$ définis à l'Annexe A, articles A.2.1, A.2.2 respectivement pour les actions et les propriétés des terrains, et les ensembles de facteurs partiels $R2$ définis à l'Annexe A, article A.2.6 pour la résistance des terres.

NOTE 2 Le rapport entre la charge minimale (traction) déstabilisante dans le tirant et la charge maximale (traction) appliquée au tirant d'ancrage est globalement de l'ordre de 1,5 ($\sim 1,1 \times 1,35$).

G.2.2 Écran avec plusieurs lits d'ancrage

(1) Dans le cas d'un écran avec plusieurs lits d'ancrage, l'ensemble des forces d'ancrage est à considérer selon l'une des deux procédures indiquées dans les articles (2) et (3) qui suivent (voir NOTE 1).

NOTE 1 Dans le cas où l'on utilise un programme de calcul ne permettant pas de prendre en compte d'autres forces que celles intérieures au bloc étudié, il y a lieu d'envisager un nombre de mécanismes suffisant, ou d'adapter la géométrie du bloc considéré, pour intégrer les forces d'ancrage voisines susceptibles d'exercer une action défavorable (voir article (3)).

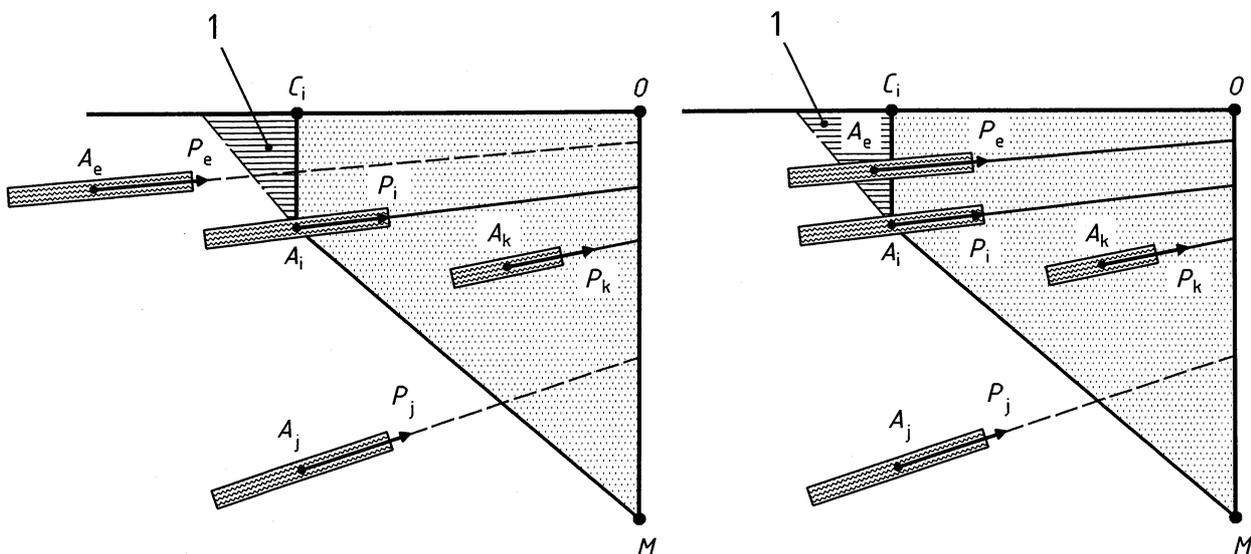
(2) Lorsque la recherche du mécanisme le plus défavorable est conduite en considérant un bloc par lit d'ancrage selon les errements traditionnels (surface de rupture plane passant par le point d'ancrage fictif et le point d'effort tranchant nul) l'équilibre de chacun des blocs étudiés est à vérifier :

- en tenant compte des forces d'ancrage appliquées dans la partie du massif située à l'intérieur du bloc considéré ;
- en tenant compte ou non des forces d'ancrage appliquées à l'extérieur du bloc considéré selon leur situation par rapport à celui-ci, conformément aux errements actuels rappelés sur la Figure G.2.3.

(3) Lorsqu'on applique le calcul à la rupture et qu'on fait un balayage systématique des mécanismes de rupture, il est admis de ne pas tenir compte des efforts situés à l'extérieur de chaque bloc examiné comme indiqué sur la Figure G.2.4.

NOTE 1 Dans certaines configurations particulières (ancrages proches), il peut toutefois être nécessaire d'examiner un bloc délimité par une surface de rupture débouchant en un point A_i situé non pas au milieu du lit d'ancrage examiné, mais légèrement plus bas, sur la même verticale, de façon à considérer dans l'équilibre des forces le niveau d'ancrage sous-jacent à celui examiné.

(4) Dans le cas de plusieurs lits d'ancrage, plusieurs situations peuvent être à examiner et dans ce cas, les charges minimales déstabilisantes obtenues dans chaque situation sont à comparer (la comparaison ne porte que sur la somme des charges) aux charges maximales obtenues dans chacun des lits pour la même situation.



Légende

Tirant pris en compte (trait continu)

Tirants non pris en compte (tirets)

1 Zone de poussée

Figure G.2.3 — Conditions de prise en compte des tirants dans l'équilibre d'un bloc selon les errements actuels

Annexe H (informative)

Dispositions applicables aux tirants d'ancrage et aux butons

H.1 Tirant scellé dans le terrain

H.1.1 Essai d'arrachement

(1) Sauf exception (voir NOTE 4), pour déterminer la résistance à l'arrachement $R_{a,m}$ d'un tirant scellé, il convient de procéder à un essai par palier, mené à la rupture, selon la procédure indiquée dans la norme NF P 94-153¹¹⁾ (voir NOTE 1).

NOTE 1 Trois procédures d'essai peuvent être adoptées. Elle sont décrites dans la norme NF EN 1537 (voir NOTE 2) et une norme d'essai européenne (prEN ISO 22477-5) doit à terme établir leur mode opératoire d'exécution et préciser leur dépouillement. En attendant qu'elle soit disponible, il convient de se référer à la norme d'essai française NF P 94-153 pour la procédure d'essai par palier et la détermination des résistances d'arrachement ultime et critique (voir NOTE 3).

NOTE 2 Selon la norme NF EN 1537, pour effectuer un essai d'arrachement d'un tirant scellé, on peut procéder à un chargement par cycle et mesurer, à chaque pic de cycle, l'évolution en fonction du temps, soit du déplacement de la tête du tirant, soit de la perte de tension dans le tirant. La troisième méthode consiste à procéder à un chargement croissant par palier avec mesure, à chaque palier de charge, de l'évolution du déplacement de la tête du tirant en fonction du temps. C'est cette dernière procédure qui est actuellement préconisée en France (voir NOTE 4).

NOTE 3 L'objectif des essais d'arrachement par palier menés jusqu'à la rupture est de déterminer la résistance à l'arrachement « ultime » $R_{a,m}$ de l'ancrage, mais aussi sa résistance critique $R_{ac,m}$. Cette dernière correspondant à la traction maximale que l'on peut appliquer sans que le fluage de l'ancrage ne soit trop important.

NOTE 4 Pour l'étude de certaines situations de projet à classe de conséquence élevé, lorsque le tirant est soumis à des sollicitations cycliques (dues par exemple à la houle) ou à des sollicitations dynamiques ou sismiques, une procédure de chargement cyclique (voir NOTE 2) pour déterminer sa résistance à l'arrachement peut s'avérer utile.

H.1.2 Pré-dimensionnement des longueurs d'ancrage

(1) Pour estimer la longueur d'ancrage d'un tirant scellé par injection globale et unique (IGU) ou par injection répétitive sélective (IRS), dans le cadre d'un avant-projet, on peut évaluer sa résistance à l'arrachement à partir de la relation suivante (voir NOTES 1 et 2) :

$$R_a = q_s \pi \alpha_s D L_s \quad (\text{H.1.2.1})$$

où

R_a est la résistance à l'arrachement du tirant ;

α_s est un coefficient de majoration du diamètre de forage ;

D est le diamètre nominal du forage ;

q_s est la résistance au cisaillement sol-ancrage.

L_s est la longueur de scellement de l'armature du tirant

11) NF P 94-153 – Essai statique de tirant d'ancrage, décembre 1993, AFNOR, pp 20.

NOTE 1 Cette procédure est celle indiquée dans les recommandations nationales dites T.A 95¹²⁾ auxquelles on se reportera pour plus de détails. Elle synthétise l'expérience française à la date de la parution de cet ouvrage.

NOTE 2 Les valeurs de q_s et de α à appliquer sont indiquées dans le Tableau H.1.2.1. Le tableau ne donne que les valeurs des asymptotes des courbes de mobilisation du frottement latéral unitaire.

Tableau H.1.2.1 – Valeurs de q_s et de α pour estimer la résistance à l'arrachement des tirants d'ancrage scellés par injection globale et unique (IGU) ou par injection répétitive sélective (IRS) d'après le T.A. 95

	IRS ⁽¹⁾		IGU ⁽²⁾	
	α ⁽³⁾	q_s ⁽⁴⁾	α ⁽³⁾	q_s ⁽⁴⁾
Grave et sable				
Grave	1,8	0,1 p_i + 0,05	1,3 à 1,4	0,1 p_i
Grave sableuse	1,6 à 1,8		1,2 à 1,4	
Sables graveleux	1,5 à 1,6		1,2 à 1,3	
Sables grossiers, moyens, fins ou limoneux				
	1,4 à 1,5	0,1 p_i + 0,05	1,1 à 1,2	0,1 p_i
Limon et argile				
Limon	1,4 à 1,6	0,08 p_i + 0,10	1,1 à 1,2	0,06 p_i + 0,04
Argile	1,8 à 2,0		1,2	
Marne, Marno-calcaire et craie altérée ou fragmentée				
	1,8	0,07 p_i + 0,13	1,1 à 1,2	0,05 p_i + 0,1
Rocher altéré ou fragmenté				
	1,2	0,12 p_i + 0,08	1,1	0,1 p_i + 0,06
NOTES				
(1) Injection Répétitive et Sélective sous une pression d'injection élevée (supérieure ou égale à la pression limite pressiométrique p_i du terrain, mais inférieure à 4 MPa).				
(2) Injection globale et Unique sous faible pression (inférieure à la pression limite pressiométrique p_i du terrain, mais supérieure à 1 MPa).				
(3) Coefficient majorateur qu'il est admis d'appliquer au diamètre de forage pour estimer le diamètre du scellement, pour un dosage de coulis C/E compris entre 1,7 à 2,4.				
(4) q_s et p_i en MPa. Ces formules empiriques sont à utiliser de manière prudente d'une manière générale dans les limons et les argiles et, pour les autres sols, lorsque la pression limite d'un terrain est inférieure à 0,5 MPa.				

H.2 Ancrage constitué par un corps mort

(1) Il convient que la résistance à l'arrachement R_a d'un ancrage constitué par un corps mort (par exemple une plaque frottante) soit justifiée à partir d'une procédure agréée (voir NOTE 1) avant le début des études de projet (essais d'arrachement, expérience comparable ou calcul).

NOTE 1 La résistance à l'arrachement des ancrages autres que ceux visés par l'article H.1.1 est également à justifier. Les dispositifs d'ancrage étant très divers, la procédure de justification est à définir en fonction du projet.

12) Tirants d'ancrage – Recommandations concernant la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle, Recommandations T.A. 95, Comité Français de la Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, août 1995, Eyrolles, pp 151.

H.3 Buton

(1) On rappelle dans les sections H.3.1 à H.3.3 les principes qu'il convient de respecter lors de la conception générale d'un dispositif de butonnage d'écran de soutènement, et lors de la conception des appuis des butons (voir NOTE 1).

NOTE 1 Les dispositions constructives indiquées, notamment le type de liaison du buton avec l'écran et avec le dispositif de réaction vont de pair avec les spécifications données dans le présent document pour déterminer, à partir des modèles d'interaction sol-structure, les efforts dans un écran de soutènement et les valeurs des réactions d'appui, et donc avec la justification de la stabilité et de la résistance d'un buton selon les procédures indiquées en 12.2 et H.3.4.

H.3.1 Conception générale

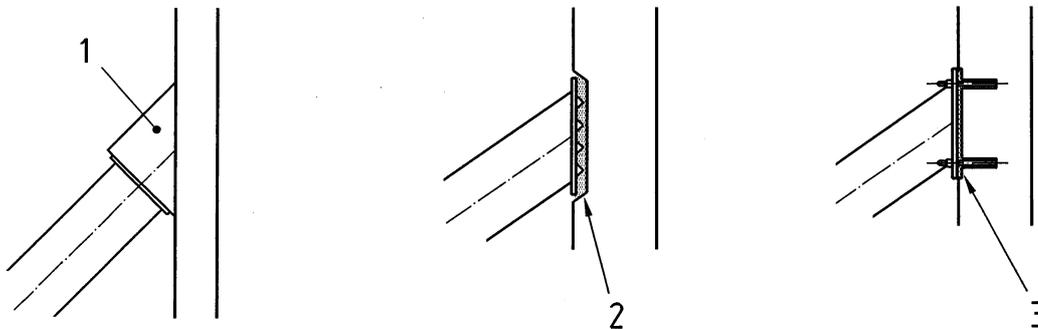
(1) Il convient qu'un dispositif de butonnage soit constitué par des butons de même nature et conçu :

- de manière à éviter les "poussées au vide" ;
- en tenant compte des dissymétries de géométrie ou de chargement entre l'écran de soutènement et le dispositif de réaction, lorsque ce dernier est constitué par une structure en vis-à-vis du premier, ceci afin de réduire les différences induites sur les réactions d'appui.

(2) Il convient que les appuis des butons à chaque extrémité présentent des dispositifs de scellement bloquant à la fois les déplacements parallèles et perpendiculaires à l'écran.

H.3.2 Liaison entre un buton incliné et une paroi en béton

(1) L'appui sur la paroi peut être réalisé par l'intermédiaire de corbeaux, de plaques scellées ou boulonnées (Figure H.3.1).



Légende

- 1 Corbeau
- 2 Mortier
- 3 Mortier de calage

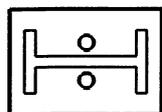
Figure H.3.1 – Schémas-types d'appuis de butons inclinés soutenant une paroi en béton

(2) Il convient d'avoir un contact de type rugueux entre le buton et la paroi et de faire travailler en traction les barres de scellement (voir NOTES 1 et 2).

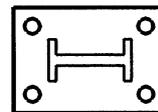
NOTE 1 Pour ce faire, il convient de bloquer sur la paroi, par un écrou ou une soudure, les barres de scellement prises en compte dans la justification de la résistance de la liaison "buton-paroi". Lorsqu'il y a lieu, une orientation adéquate des barres est par ailleurs à prévoir.

NOTE 2 Si besoin, un frettage du béton de la paroi autour du scellement est à prévoir.

(3) Pour avoir une liaison dite "articulée" et une liaison dite "encastrée", il convient de bloquer les écrous et de les disposer comme indiqué respectivement sur les Figures H.3.2a) et H.3.2b).



a) liaison dite « articulée »



b) liaison dite « encastrée »

Figure H.3.2 – Exemples de liaisons d'appuis de butons sur une paroi en béton

H.3.3 Liaison entre un buton constitué par un élément de structure et une paroi en béton

(1) La jonction entre un écran de soutènement en béton et un élément de la structure intérieure est souvent assimilée soit à une articulation soit à un encastrement. L'articulation ou l'encastrement parfait n'ayant pas de réalité physique, on donne ci-dessous les conditions habituellement retenues pour différencier ces types d'articulation.

(2) La liaison écran-structure est généralement réalisée au moyen :

- d'aciers à déplier mis en oeuvre dans le cas d'un écran en béton projeté ;
- d'aciers droits scellés dans le cas de faibles sollicitations ; les jonctions ainsi réalisées sont plutôt de type « articulation » ;
- d'aciers crossés ou coudés associés parfois à des coupleurs mis en oeuvre dans les écrans permettant de réaliser des transferts de sollicitations plus importants ; les jonctions de ce type peuvent permettre de réaliser des encastresments.

(3) En général, les éléments des structures intérieures (planchers, dalle, butons) utilisés comme appui des soutènements sont assimilés à des articulations (appuis simples - voir NOTE 1).

NOTE 1 Ce type de jonction suppose que la structure intérieure ne soit soumise qu'à des chargements modérés et que la fissuration ne soit pas préjudiciable.

H.3.4 Stabilité d'un massif de réaction de type fondation superficielle

H.3.4.1 Portance

(1) Pour démontrer qu'un massif de réaction établi en fond de fouille supportera la charge transmise par un buton avec une sécurité adéquate vis-à-vis d'une rupture par défaut de portance du terrain, il convient de vérifier l'inégalité suivante (voir NOTES 1 et 2) :

$$V_d \leq R_d \quad (\text{H.3.1})$$

où

V_d est la valeur de calcul de la composante normale de la charge appliquée à la base du massif de réaction ;

R_d est la valeur de calcul de la résistance du terrain de fondation.

NOTE 1 La valeur de V_d est directement liée à la valeur de calcul P_d de la charge de compression appliquée au buton, par la relation $V_d = P_d \cdot \cos \delta_b$, avec δ_b angle d'inclinaison du buton par rapport à la normale à la base du massif de réaction (Figure H.3.3).

NOTE 2 En attendant la parution de la norme NF P 94-261 en cours de préparation, il convient de déterminer la valeur de R_d en appliquant un facteur partiel de sécurité de 1,4 à la valeur caractéristique de la résistance du terrain évaluée à partir des modèles de calcul traditionnels (par exemple ceux figurant dans la norme NF P 11-211 ou le fascicule 62 – Titre V du CCTG). La valeur 1,4 correspond au facteur partiel de résistance $\gamma_{R,v}$ fixée par la norme NF EN 1997-1/NA pour la portance d'une fondation superficielle et l'approche de calcul 2.

H.3.4.2 Glissement

(1) Pour démontrer qu'un massif de réaction établi en fond de fouille supportera la charge transmise par un buton avec une sécurité adéquate vis-à-vis d'une rupture par glissement sur sa base, il convient de vérifier l'inégalité suivante (voir NOTES 1 à 4) :

$$H_d \leq R_{h;d} + R_{p;d} \quad (\text{H.3.2})$$

où

H_d est la valeur de calcul de la charge appliquée parallèlement à la base du massif ;

$R_{h;d}$ est la valeur de calcul de la résistance mobilisée par frottement sous la base du massif ;

$R_{p;d}$ est la valeur de calcul de la force due à la pression des terres qui s'oppose au glissement du massif.

NOTE 1 La valeur de H_d est directement liée à la valeur de calcul P_d de la charge de compression appliquée au buton par la relation $H_d = P_d \cdot \sin \delta_b$, avec δ_b angle d'inclinaison du buton par rapport à la normale à la base du massif de réaction (Figure H.3.3).

NOTE 2 En attendant la parution de la norme NF P 94-261, il convient de déterminer la valeur de R_d en appliquant un facteur partiel de sécurité de 1,1 à la valeur caractéristique de la résistance du terrain au glissement évaluée à partir des modèles de calcul traditionnels (par exemple ceux figurant dans la norme NF P 11-211 ou le fascicule 62 – Titre V du CCTG). La valeur 1,1 correspond au facteur partiel de résistance $\gamma_{R,h}$ fixé par la norme NF EN 1997-1/NA pour le glissement d'une fondation superficielle et l'approche de calcul 2.

NOTE 3 Il convient de toujours négliger le frottement sur les faces latérales du massif de réaction.

NOTE 4 Il est admis de tenir compte de la réaction frontale qui s'oppose au glissement du massif de réaction en tenant compte (Figure H.3.3 a) d'un coefficient d'épanouissement égal à $(1 + \min(L/B ; D/B))$ dans les terrains cohérents, et égal à $(1 + 2 \cdot \min(L/B ; D/B))$ dans les terrains non cohérents, sous réserve de tenir compte du déplacement nécessaire à la mobilisation de cette réaction,

— soit en tenant compte du coefficient de réaction du sol dans le calcul de la raideur du buton,

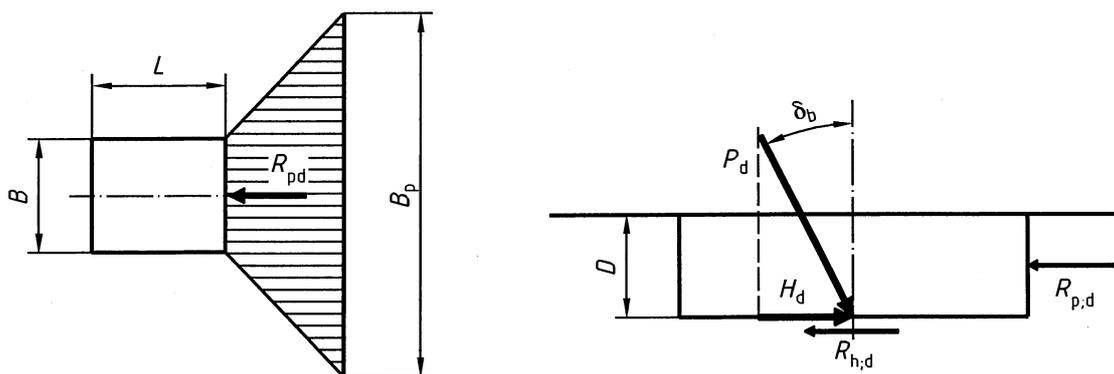
— soit de façon forfaitaire en limitant le coefficient de butée à 1,0

et en déterminant sa valeur de calcul $R_{p;d}$ à partir de la relation suivante :

$$R_{p;d} = R_{p;k} / 1,4 \quad (\text{H.3.4})$$

avec

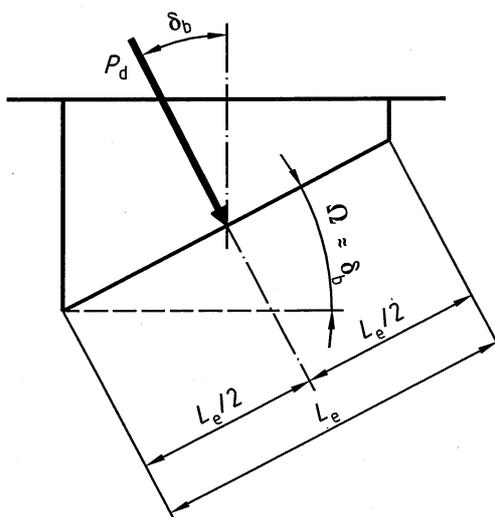
$R_{p;k}$ butée du terrain sur le massif de réaction (Figure H.3.3 a) déterminée dans le cadre des hypothèses mentionnées ci-dessus.



Légende

$B_p = B + \min(L ; D)$ (terrains cohérents) ; $B_p = B + 2 \cdot \min(L ; D)$ (terrains non cohérents)

a) Principe de détermination de la butée du terrain R_p sur un massif à base horizontale



b) Principe général de conception d'un massif de réaction à base inclinée

Figure H.3.3 – Exemples de massifs de réaction établis en fond de fouille

Annexe I (informative)

Catégories géotechniques et durée d'utilisation du projet

I.1 Généralités

(1) Il convient d'établir les exigences minimales relatives à l'ampleur et au contenu des reconnaissances géotechniques, des calculs et des contrôles d'exécution conformément à la norme NF EN 1997-1, complétée par les dispositions de son Annexe nationale NF EN 1997-1/NA.

NOTE 1 Afin d'établir les exigences de calcul, la complexité de chaque ouvrage et les risques associés à sa construction sont à identifier et la catégorie géotechnique du projet est à déterminer en tenant compte des conditions de site, des conséquences de la ruine ou de l'endommagement de l'ouvrage à construire, et de la durée d'utilisation de l'ouvrage.

(2) La complexité d'un ouvrage est à identifier avant d'en entreprendre la conception et la justification.

NOTE 1 On donne dans cette Annexe des indications pour évaluer la catégorie géotechnique d'un écran et 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.

I.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 termes sociaux, économiques ou d'environnement, en distinguant, conformément aux indications de la norme NF EN 1990, les classes CC1, CC2 et CC3 définies par le Tableau I.2.1 ci-dessous.

Tableau I.2.1 –Classes de conséquence

Classe de conséquences	Conséquences en termes sociaux, économiques ou d'environnement ...	
	... sur les personnes	... sur les ouvrages à construire ou les constructions avoisinantes
CC1 (conséquences faibles)	faibles ou négligeables	faibles ou négligeables
CC2 (conséquences moyennes)	modérées	importantes
CC3 (conséquences élevées)	importantes	très importantes

I.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 I.3.1.

(2) Il convient d'établir les conditions de site (simples, complexes) 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) sont à établir en tenant compte des indications de l'article I.2.

Tableau I.3.1 – Catégories géotechniques et bases des justifications en fonction des classes de conséquence et des conditions de site

Classe de conséquence	Conditions de site	Catégorie géotechnique ^{a)}	Bases des justifications
CC1	Simple et connues	1	Expérience et reconnaissance géotechnique qualitative admises ^{b)}
CC1	Complexes	2	Reconnaissance géotechnique et calculs nécessaires
CC2	Simple ou complexes		
CC3	Simple ou complexes	3	Reconnaissance géotechnique et calculs approfondis

a) Il n'y a pas de règle établie pour le choix de la catégorie géotechnique. En pratique toutefois, dans le cas des écrans de soutènement, on considère que les ouvrages de moins de 2 m de hauteur et dont la partie en fiche est dans des terrains compacts hors d'eau relève de la catégorie 1, et on classe en catégorie géotechnique 3 les ouvrages à grandes profondeurs, ceux 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.

b) Sans calculs ou calculs simplifiés selon le cas.

I.4 Durée d'utilisation de projet

(1) La justification d'un écran de soutènement et les caractéristiques des produits et des matériaux à mettre en œuvre 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 (voir 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 écrans de soutènement (mur de quai, parking enterré, station de métro, station d'épuration, réservoir de stockage enterré, ouvrage nucléaire, 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 la norme NF EN 1997-1/NA.

NOTE 3 Les dispositions à suivre pour la protection contre la corrosion des tirants d'ancrage scellés au terrain sont données dans la norme NF EN 1537 laquelle distingue les tirants d'une durée d'utilisation inférieure ou supérieure à 2 ans.

Annexe J (informative)

Reconnaitances géotechniques et valeurs caractéristiques des propriétés des terrains

J.1 Reconnaissance des terrains

(1) Il convient d'élaborer les reconnaissances des terrains et de faire l'évaluation des paramètres géotechniques en tenant compte de la norme NF EN 1997-1, articles 3.2 et 3.3 de la norme NF EN 1997-2, section 2, et des indications de la présente Annexe (voir NOTE 1).

NOTE 1 Des indications complémentaires non contradictoires avec les dispositions de la norme NF EN 1997 et applicables aux écrans de soutènement sont données dans cette Annexe.

(2) Il convient que le contenu de la reconnaissance géotechnique permette une évaluation fiable (voir NOTES 1 à 4) :

- de la disposition et de la nature des formations concernées par la réalisation de l'ouvrage ;
- des propriétés géotechniques, mécaniques, hydrauliques et électro-chimique des couches de terrain nécessaires à la conception et à la justification de la stabilité de l'écran de soutènement ;
- du niveau des nappes qui peuvent influencer les pressions d'eau ou des sols sur l'écran, et lorsqu'il y a lieu, des propriétés des eaux pour définir leur agressivité.

NOTE 1 L'article vise essentiellement la connaissance des couches de terrain à l'origine des actions qui intéressent l'écran de soutènement et celles où se développent les résistances géotechniques ainsi que des conditions des eaux souterraines, pour permettre l'établissement d'un modèle géotechnique fiable.

NOTE 2 Il peut être nécessaire, dans certaines situations de projet, de reconnaître les formations au-delà de la zone d'influence de l'écran de soutènement, par exemple pour définir les conditions d'alimentation latérale d'une nappe et les risques potentiels apportés par un aquifère profond, ou pour définir les conditions de scellement des tirants, etc.

NOTE 3 Il peut être nécessaire, dans certaines situations de projet, de reconnaître les formations en profondeur bien au-delà de la base de l'écran de soutènement (par exemple en présence d'une couche de terrain avec une nappe en charge sous le fond de fouille, il convient de procéder à une reconnaissance jusqu'à cette formation pour évaluer la pression d'eau et définir les dispositions constructives (voir articles 13.3, E.2.2 et la Figure E.2.2.1).

NOTE 4 La reconnaissance géotechnique peut aussi avoir comme objectifs la fourniture d'informations nécessaires au choix de la méthode de construction 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 (voir NOTES 1, 2 et 3) 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 ;
- le calcul des valeurs limites de la pression des terres (poussée et butée) et des valeurs de la pression des terres au repos nécessitent (voir 5.1.3) la connaissance des paramètres mécaniques de résistance au cisaillement φ_{cv} et c' , des sols saturés, en comportement drainé (φ_{cv} étant l'angle de frottement interne effectif à l'état critique et c' la cohésion effective du sol) ;

- il est nécessaire de déterminer le domaine normalement consolidé des sols fins cohérents, et donc la contrainte de pré-consolidation σ'_p de ceux-ci (voir J.2.1.2 et Figure J.2.1) ;
- les valeurs des paramètres de résistance au cisaillement φ_{cv} et c' des sols fins cohérents, sont normalement (voir Annexe J.2.1 (2)) 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_{cv} 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 ;
- lorsque des essais en laboratoire ne sont pas possibles (par exemple lorsqu'il n'est pas possible d'obtenir des prélèvements de classe 1), les valeurs des paramètres de résistance au cisaillement des sols sont en général dérivées des résultats d'essais réalisés sur le sol en place à partir de corrélations documentées (voir Annexe J.2.1.2 (4)) ;
- 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 c_u , E_u sont au moins à fournir pour des calculs d'interaction sol structure aux éléments finis, pour la recherche de mécanismes de rupture dans l'optique d'une vérification ELU ;
- lorsqu'un calcul d'interaction sol structure vise à approcher le comportement de l'écran en service (par exemple dans l'optique d'une vérification ELS de déformation), il est nécessaire de connaître le comportement du sol aussi bien lorsqu'on le charge que lorsqu'on le décharge, et donc de procéder à des essais en laboratoire particuliers pour accéder à ces données ;
- les paramètres pressiométriques de résistance et de déformation des sols p_1 et E_M sont au moins à fournir pour les méthodes de calcul au coefficient de réaction pour pouvoir déterminer les valeurs des pressions intermédiaires des terres (voir Annexe F).

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.

NOTE 2 On rappelle (voir 5.1.4.1 (2) NOTE 2) que pour estimer la perméabilité des terrains et définir les conditions hydrauliques, des essais de pompage sont le plus souvent nécessaires car ce sont les seuls qui permettent une estimation réaliste des perméabilités et des débits de pompage.

NOTE 3 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 J.1.1, et J.1.2 ci-dessous rappellent et complètent ces données. Ils indiquent, respectivement pour les essais sur le sol en place et en laboratoire, les paramètres directement mesurables, les types de sol concernés et les informations complémentaires susceptibles d'être tirées de l'essai.

Tableau J.1.1 – Essais en place – Paramètres mesurés et pouvant être déduits

a - essais mécaniques en place

Sol	Paramètres mesurés	Stratigraphie	Paramètres déduits (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	(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 $c_u < 0,1$ MPa	Cohésion non drainée c_u	-	
Essai de pénétration statique (NF P 94-113) ou Essai au piézocône (NF P 94-119)			
$D_{moy} < 20$ mm	Résistance à la pénétration du cône, q_c Frottement latéral unitaire, q_s^* Pression interstitielle, u^*	(2) (3)	Sols fins: - cohésion non drainée c_u - rapport de consolidation R_{oc} (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	(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}	(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	(2)	Sols grenus : - angle de frottement interne φ' - indice de densité I_d par corrélation avec N
Essai au phicomètre (XP P 94-120)			
	Résistance au cisaillement, φ , c_i	-	Sols grenus : - angle de frottement interne φ'
NOTES			
(1) L'angle de frottement interne φ' ne peut dans ce cas qu'être indicatif.			
(2) La succession et l'homogénéité des couches de terrains peuvent être déduites d'un sondage.			
(3) La présence d'anomalies fines (alternance de sable et argile dans une couche par exemple) peut être repérée.			

b - essais d'eau en place

Domaine d'emploi	But de l'essai	Paramètres déduits
Essai de pompage (NF P 94-130)		
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 du terrain
Essai d'eau LUGEON (NF P 94-131).		
Rocher Sols cohérents de résistance appropriée (1)	- évaluer la possibilité de circulation d'eau dans les sols - déceler des hétérogénéités et des fissurations	Nombre d'unités LUGEON U_L (2)
Essai d'eau LEFRANC (NF P 94-132)		
Sols fins ou grenus sous la nappe	Déterminer la perméabilité LEFRANC	Perméabilité LEFRANC k_L (3)
NOTES		
(1) Compatible avec la pression de 1 MPa injectée pendant l'essai.		
(2) Une unité LUGEON est le débit moyen injecté sous une pression de 1 MPa, exprimé en litres par minute et ramené à 1 m de forage.		
(3) La perméabilité LEFRANC k_L d'un sol s'exprime par $Q / (m h B)$, Q : débit, h charge, m : coefficient de forme B , diamètre de la partie crépinée.		

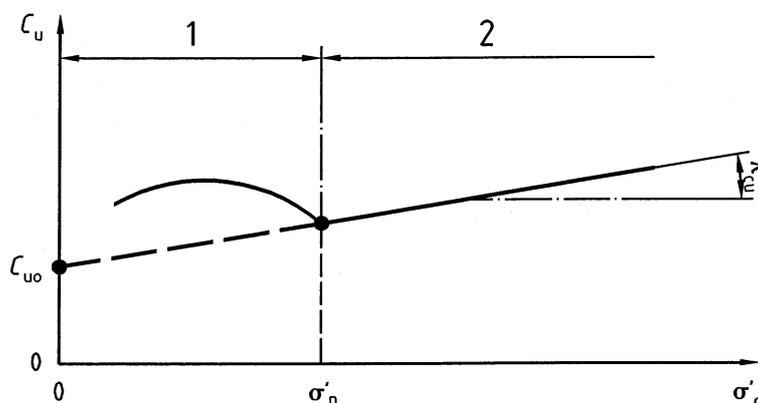
Tableau J.1.2 – Essais en laboratoire – Paramètres mesurés et pouvant être déduits

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 : Etat de décomposition (humification) des sols organiques (XP 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 $\rho_{d\text{max}}$ et minimale $\rho_{d\text{min}}$ Indice de densité, I_D	OUI	OUI	-
Teneur en carbonate : Méthode du calcimètre (XP P 94-048)				
Tous sols, roche	Teneur en carbonate, % 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)				
$d < 20 \text{ mm}$	$\rho_{d \text{ OPM}} ; W_{\text{OPM}} ; \rho_{d \text{ OPN}} ; W_{\text{OPN}}$	-	OUI	
NOTES				
(1) D'autres méthodes d'essais sont possibles, la méthode citée est celle qui est recommandée.				
(2) L'essai au cône est le plus souvent utilisé pour déterminer la limite de liquidité.				

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)				
$d < 8 \text{ mm}$	Angle de frottement interne φ' et cohésion c'	-	OUI	
Essai de cisaillement alterné à la boîte (NF P 94-071-2)				
$d < 1 \text{ mm}$	Angle de frottement interne φ' et cohésion c'	-	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	$c_{u0}, \lambda_{cu} (1)$
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	$C_v (2)$
NOTES				
(1) λ_{cu} est le paramètre permettant de calculer l'amélioration de la cohésion non drainée c_u dans le domaine normalement consolidé : $c_u = c_{u0} + \lambda_{cu} \Delta\sigma'_3$. (pour $\sigma'_3 = \sigma'_p$ – voir figure J.1.1).				
(2) C_v est le coefficient de consolidation du sol.				

**Légende**

- 1 Domaine surconsolidé
- 2 Domaine normalement consolidé

Figure J.1.1 – Comportement d'un sol surconsolidé en condition non drainée

J.2 Terrains en place

(1) Il convient de déterminer les propriétés géotechniques des terrains et la valeur caractéristique des paramètres géotechniques conformément aux articles 2.4.3 et 2.4.5.2 de la norme NF EN 1997 (voir NOTE 1), complétés respectivement par les indications des articles J.2.1 et J.2.2 ci-dessous.

NOTE 1 Il importe en particulier que la valeur caractéristique retenue pour un paramètre géotechnique soit une estimation prudente de la valeur qui influence l'état-limite considéré (voir Annexe J.2.2) et que ce choix s'appuie sur les résultats d'essais en place et en laboratoire, complétés par les enseignements de l'expérience.

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

(3) Il importe que les corrélations utilisées pour obtenir les valeurs des propriétés géotechniques soient appropriées aux conditions de terrains et au matériel d'essais utilisé et documentées (voir Note 1). Le cas échéant, il convient d'indiquer les données bibliographiques qui les justifient

NOTE 1 Les corrélations figurant dans la norme NF EN 1997-2 sont des exemples de corrélations reconnues.

J.2.1 Propriétés géotechniques des terrains

J.2.1.1 Poids volumiques

(1) Il convient que les valeurs des poids volumiques des terrains en place pris en compte dans les calculs soient fondées sur des mesures de teneur en eau et de masse volumique réalisées en laboratoire ou en place (voir Tableau J.1.2 a)) et/ou de données bibliographiques représentatives.

J.2.1.2 Résistance au cisaillement

(1) Il convient 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 (voir NOTES 1 et 2).

NOTE 1 L'attention est attirée sur le fait que le comportement des sols fins (et donc les paramètres qui le caractérise) est différent en condition drainée et en condition non drainée, lesquelles correspondent aux situations extrêmes de dissipation des variations de pression interstitielle dans le terrain et sont respectivement à associer à des calculs en contraintes effectives ou totales. En fonction des situations de projet, l'un et/ou l'autre des comportements est à considérer.

NOTE 2 Il est rappelé que les caractéristiques « non drainées » s'appliquent à certaines vérifications complémentaires à effectuer vis-à-vis d'un chargement ou d'un déchargement rapide et ne sont pas à confondre avec les caractéristiques représentatives du comportement du sol pendant toute la durée des différentes phases d'excavation et de construction.

(2) Pour la réalisation des essais de cisaillement en laboratoire et leur interprétation il convient de tenir compte de l'état initial du sol avant la construction de l'écran de soutènement et de l'état final du sol après application des charges apportées par l'écran lui-même ou par son environnement (voir NOTE 1).

NOTE 1 L'article vise à la réalisation d'essais sur des éprouvettes confinées sous des pressions appropriées aux conditions du projet. L'état initial, pour une couche de sol donnée, est normalement déterminé à partir d'essais œdométriques et l'état final à partir des contraintes apportées par l'ouvrage à cette couche de sol.

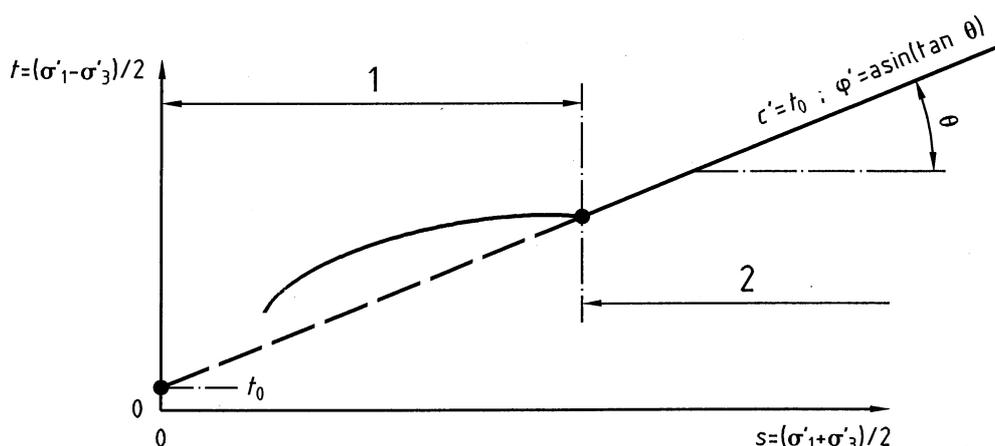
(3) Les paramètres de cisaillement drainé d'un sol sont à déterminer en distinguant, le cas échéant (sol surconsolidé), le domaine surconsolidé et le domaine normalement consolidé (voir Figure J.2.1), en tenant compte si besoin de la contrainte de consolidation obtenue lors des essais de chargement à l'oedomètre pour délimiter ces domaines (voir NOTES 1 à 4).

NOTE 1 Dans le domaine surconsolidé, l'enveloppe de rupture n'est pas linéaire. Il est néanmoins 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 « caractériser » ce domaine par la cohésion « mesurée » (voir NOTE 3).

NOTE 3 Pour des sols soumis à des sollicitations monotones croissantes ou décroissantes, et pour des déformations limitées, en général, les paramètres de cisaillement drainé retenus sont ceux du domaine normalement consolidé. Dans ce cas, lorsqu'on considère une cohésion non nulle il est prudent de borner sa valeur à 5 kPa ou 10 kPa. Il est toutefois admis, pour les situations de projet transitoires, de considérer la cohésion « mesurée » dans les terrains où une cohésion en place élevée existe (due par exemple à une cimentation entre grains).

NOTE 4 Pour les situations de projet transitoires il est également admis, lorsque cela est pertinent, de tenir compte des caractéristiques correspondant au domaine surconsolidé, sous réserve qu'elles soient dûment justifiées par des essais et une expérience comparable, et dans les conditions précisées par l'article 4.2.2 (4).



Légende

- 1 Domaine surconsolidé
- 2 Domaine normalement consolidé

Figure J.2.1 – Exemple d’enveloppe de rupture sur une argile surconsolidée saturée obtenue à la presse triaxiale lors d’essais de cisaillement consolidés non drainés avec mesure de pression interstitielle CU + u

(4) 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 déterminer les valeurs des propriétés de résistance au cisaillement des terrains à partir de corrélations reconnues (voir NOTES 1 et 2), 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 corrélations, avec leur domaine d’application, sont 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, à partir d’essais sur le sol en place au pénétromètre statique (CPS) et à partir d’essais de pénétration au carottier (SPT).

NOTE 2 Des procédures pour estimer l’angle de frottement ϕ' des sols non cohérents, à partir d’essais au pressiomètre ont également été proposées par différents auteurs (voir par exemple O. Combarieu¹³) ou J. Monnet¹⁴).

J.2.1.3 Modules de déformation

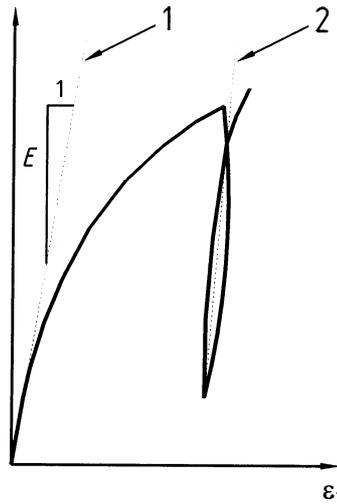
(1) Il convient de déterminer les valeurs des modules de déformation des terrains à partir d’essais de laboratoire sur des échantillons de classe de prélèvement 1 en tenant compte pour le choix et la réalisation des essais des conditions de chargement et de déchargement du terrain et du modèle de calcul utilisés (voir NOTES 1 à 4).

NOTE 1 En règle générale, les paramètres de déformation élastique retenus pour modéliser un chargement du terrain dans un modèle d’élasticité linéaire, sont ceux tirés de la partie initiale de la courbe contrainte-déformation d’un essai de cisaillement à la presse triaxiale (voir Figure J.2.2), soit de type UU pour obtenir le paramètre E_u en conditions non drainées ($\nu_u = 0,5$), soit de type CD pour obtenir le paramètre E' en conditions drainées ($0,2 < \nu' < 0,5$).

NOTE 2 En règle générale, les paramètres de déformation élastique retenus pour modéliser un déchargement du terrain, sont ceux tirés d’un cycle de chargement-déchargement (voir Figure J.2.2).

13) Combarieu O., (1995) *L’essai pressiométrique et la résistance au cisaillement des sols*, Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées n° 196, mars-avril 1995, pp 43-5.

14) Monnet J., Khlif J. (1994) *Étude théorique de l’équilibre élasto-plastique d’un sol pulvérulent autour du pressiomètre*, Revue Française Géotechnique Paris, 1994, n° 65, pp 71-80.



Légende

- 1 Chargement
- 2 Déchargement

Figure J.2.2 – Exemple d'essai triaxial de type UU avec cycle de chargement-déchargement réalisé pour déterminer les modules de déformation du terrain en chargement et en déchargement

NOTE 3 Lorsqu'on utilise un modèle d'interaction sol structure aux éléments finis (voir Annexe M) avec une loi de comportement des terrains élastique non linéaire tel que le modèle de comportement simple hyperbolique représenté sur la Figure J.2.3 et défini à partir des expressions J.2.1, J.2.2 et J.2.3, les paramètres k et m permettant de définir la valeur du module de déformation en fonction de la contrainte effective de confinement σ'_3 sont habituellement déterminés à partir d'essais triaxiaux réalisés sous différentes valeurs de σ'_3 .

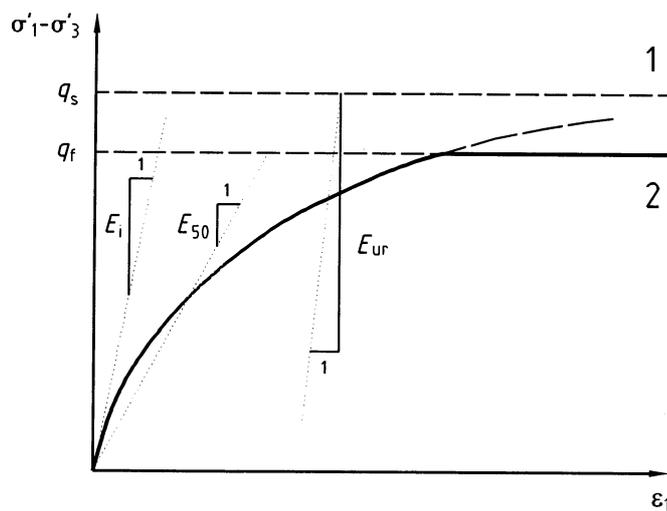


Figure J.2.3 – Exemple de loi de comportement élastique non linéaire simple utilisée pour le calcul des écrans à partir de la méthode d'interaction sol structure aux éléments finis

Tableau J.2.3 – Exemple de loi de comportement hyperbolique simple utilisée dans des modèles

$$q = \frac{\varepsilon_1}{\frac{1}{E_i} + \frac{\varepsilon_1}{q_a}} \quad (\text{J.2.1})$$

$$E_i = k p_a \left(\frac{\sigma_3'}{p_a} \right)^m \quad (\text{J.2.2})$$

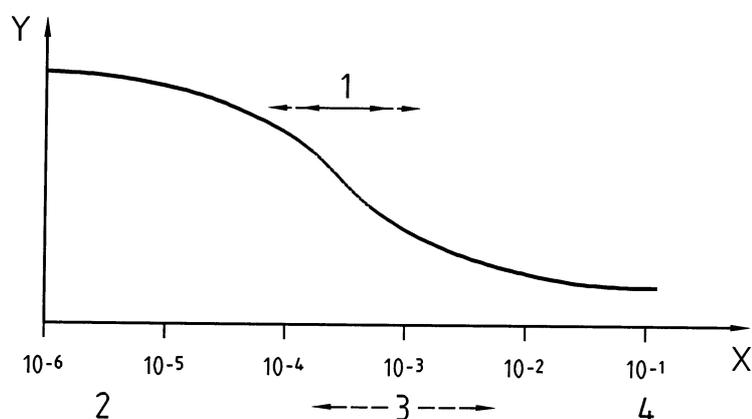
$$E_{ur} = k_{ur} p_a \left(\frac{\sigma_3'}{p_a} \right)^m \quad (\text{J.2.3})$$

NOTE 4 D'autres modèles de comportement des terrains sont disponibles et peuvent bien sûr être utilisés, lorsqu'ils sont appropriés.

(2) 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 déterminer les valeurs des modules de déformation des terrains à partir d'essais en place appropriés en tenant compte du comportement non linéaire et non élastique des terrains (voir Figure J.2.4 et NOTES 1 et 2).

NOTE 1 Le module de déformation E d'un terrain décroît avec la déformation de celui-ci (voir Figure J.2.4). En général les modèles de calcul d'interaction sol-structure utilisés font l'hypothèse d'un comportement du terrain élastique linéaire et il convient de choisir le module de déformation approprié aux conditions de projet.

NOTE 2 Pour les écrans, les déformations du terrain sont en général faibles et, le plus souvent, les modules mesurés ne peuvent pas être utilisés sans correction.



Légende

- 1 Écrans de soutènement
- 2 Essais par transparence
- 3 Triaxiaux de précision
- 4 Essais pressiométriques Ménard
- X Déformations ε
- Y Module de déformation E

Figure J.2.4 — Domaine d'utilisation habituel des modules de déformation des terrains et matériels d'essais pour les déterminer

J.2.2 Valeurs caractéristiques des paramètres géotechniques

(1) Pour établir la valeur caractéristique d'un paramètre géotechnique il convient avant tout de procéder à une analyse critique des données disponibles et à la définition des zones « homogènes » du site, puis de faire une estimation prudente de la valeur du paramètre qui gouverne l'état-limite examiné (voir NOTE 1).

NOTE 1 La zone de terrain qui gouverne un état-limite est en général beaucoup plus grande que la zone affectée par un essai en place ou qu'une éprouvette de laboratoire. Par conséquent la valeur caractéristique est souvent une estimation prudente de la valeur moyenne des valeurs couvrant un grand volume de terrain « homogène ».

(2) Si l'on utilise des méthodes statistiques, pour faire une estimation prudente de la valeur du paramètre qui gouverne l'état-limite examiné, il convient successivement (voir NOTES 1 et 2) :

- d'établir les valeurs basses et les valeurs moyennes du paramètre géotechnique en ne tenant compte que de la stratigraphie des couches de terrains et de la variabilité du paramètre dans une même couche ;
- de choisir la valeur caractéristique du paramètre à l'intérieur de la fourchette ainsi déterminée en tenant compte de l'ouvrage et des volumes de terrains concernées par l'état-limite considéré.

NOTE 1 Conformément aux recommandations de la norme NF EN 1990, si l'on utilise des méthodes statistiques, 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 %. On peut considérer qu'une valeur prudente de la valeur moyenne est obtenue lorsqu'elle est 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 %.

NOTE 2 Cette démarche dont le principe et les différentes étapes sont rappelés dans le tableau J.2.3 a été proposée par F. Baguelin et J.B Kovarik et a été publiée dans un article de la revue Française de géotechnique¹⁵⁾ auquel on se reportera pour plus de détails.

Tableau J.2.3 – Principe de détermination des valeurs caractéristiques et de calcul des propriétés des terrains

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 + État-limite + Méthode de calcul
4	Valeur de calcul, $X_d = X_k / \gamma_M$	

J.3 Matériaux de remblai

(1) Lorsque la provenance du remblai n'est pas imposée, et que le matériau spécifié est un sol sableux ou graveleux de la classe B1 ou B3 ou un sol alluvionnaire de la classe D selon la norme NF P 11-300, il est admis que son poids volumique et son angle de frottement interne soient estimés pour les études de projet à partir de corrélations reconnues avec sa granulométrie, pour les conditions de mise en œuvre prévues.

NOTE 1 Il est prudent de considérer les valeurs par défaut indiquées dans le Tableau J.3.1 pour le poids volumique du matériau de remblai, celles indiquée dans le Tableau J.3.2 pour son angle de frottement et de prendre la cohésion égale à 0.

15) Baguelin F., Kovarik J.B. (2000) *Une méthode de détermination des valeurs caractéristiques des paramètres géotechnique*, Revue Française de Géotechnique n° 93, 4eme trimestre 2000, pp 35-41.

Tableau J.3.1 – Poids volumiques par défaut recommandés pour un sol de classe B1 ou B3 ou D selon la norme NF P 11-300

Hors nappe kN/m ³	Saturé kN/m ³
18 - 20	20 - 22

Tableau J.3.2 – Angle de frottement interne par défaut recommandé pour un sol de classe B1 ou B3 ou D selon la norme NF P 11-300

Classe	Classe D	Classe B1 ou B3
Type de remblai	Sable et grave propre	Sable et grave avec peu de fines
Ouvrage hors d'eau	40°	35°
Partie d'ouvrage au moins temporairement immergée	40°	30°

(2) Lorsque la provenance du remblai n'est pas imposée, et que la possibilité est laissée d'utiliser un sol autre que ceux des classes B1 ou B3 ou D selon la norme NF P 11-300, il convient que les hypothèses adoptées pour les études de projet concernant le poids volumique, l'angle de frottement interne et la cohésion et le coefficient d'uniformité du matériau s'appuient sur des données vérifiables.

NOTE 1 On entend par données vérifiables une proposition de matériau, basée sur des données documentées accessibles, définissant les paramètres d'identification et de classification du matériau, les conditions de sa mise en œuvre, et ses propriétés de cisaillement correspondant au poids volumique visé.

(3) Lorsque la provenance du remblai est imposée, il convient que les hypothèses adoptées pour les études de projet concernant le poids volumique, l'angle de frottement interne et la cohésion ainsi que le coefficient d'uniformité du matériau s'appuient sur les données de la reconnaissance géotechnique de la zone d'emprunt.

(4) Lorsque la provenance du remblai n'est pas imposée, et au besoin, lorsque qu'elle est imposée (voir NOTES 1 et 2), il convient que les propriétés d'identification du matériau prévu, les propriétés de résistance au cisaillement adoptées lors de l'étude du projet et les propriétés nécessaires au contrôle de sa mise en œuvre soient vérifiées avant le début des travaux, à partir d'essais de laboratoire.

NOTE 1 Quand la provenance du matériau de remblai est imposée, la reconnaissance géotechnique préalable aux études de projet peut dispenser des vérifications à effectuer avant le début des travaux.

NOTE 2 Il est admis de ne faire ces vérifications que sur la base d'essais permettant d'identifier la nature et la classe du matériau approvisionné.

(5) Si les valeurs réelles des propriétés mesurées avant le début des travaux ou pendant les travaux sont plus défavorables que celles adoptées pour le projet, il convient d'examiner les conséquences sur la stabilité de l'ouvrage avant de décider si le matériau peut être ou non accepté.

(6) Il convient que la vérification de l'angle de frottement interne du matériau repose sur des résultats d'essais de cisaillement en conditions drainées, réalisés en laboratoire sur des éprouvettes reconstituées à partir d'échantillons représentatifs du matériau dans les conditions où il se trouvera après sa mise en œuvre.

Annexe K (informative)

Aide pour la prise en compte des actions géotechniques particulières

(1) On donne dans cette Annexe des informations (classes de terrain habituellement considérées comme sensibles au gel, classe de sol susceptibles de gonfler, etc.) permettant d'identifier les terrains ou les zones géographiques où il convient de considérer les effets particuliers dus au gel, dus au gonflement des sols ou dus au compactage des remblais.

(2) Lorsque le problème se pose, il convient par priorité d'adopter des dispositions constructives pour limiter ou annuler les efforts sur les écrans dus à ces actions particulières.

K.1 Actions dues au gel

(1) Il convient de ne considérer les actions dues au gel que pour les classes de terrains très gélifs dans les zones géographiques de gel sévère.

NOTE 1 Le Tableau K.1 indique les classes de sensibilité au gel des sols telles que définies dans la norme NF P 98-234-2 (les sols sont classés en fonction de la pente de la courbe donnant l'évolution de l'amplitude du gonflement x_G du sol en fonction de la racine de son indice de gel I).

Tableau K.1 — Classes de sensibilité des sols au gel

p	$\leq 0,05$	$0,05 \text{ à } 0,4$	$\geq 0,4$
Sol	Non gélif	peu gélif	très gélif
<p>avec</p> $p = \frac{x_G}{\sqrt{I}} \left(\text{mm} / \sqrt{^\circ\text{C} \cdot \text{h}} \right)$ <p>x_G Amplitude du gonflement du sol (mm) I Indice de gel déterminé selon NF P 98-234-2 (en $^\circ\text{C} \cdot \text{h}$) $^\circ\text{C}$ Température hors du gel en degrés Celsius h Durée du gel en heures</p>			

NOTE 2 Pour les sols à forte perméabilité, le gel ne présente pas en général de risque de dommage. Pour les sols à très faible perméabilité (argile), le gel est rarement dommageable. Pour les sols à perméabilité moyenne (limons), dans des sites exposés et à fort indice de gel, le gel peut exercer des contraintes élevées (plusieurs MPa).

NOTE 3 En France les zones de gel (faible, modéré, sévère) sont définies dans le fascicule de documentation FD P 18-326.

(2) Lorsqu'il y a lieu, il convient de prévoir des dispositions constructives pour éviter ou limiter les effets du gel (voir NOTES 1 à 3).

NOTE 1 Des dispositions assurant une garde au gel suffisante sont par exemple à prendre.

NOTE 2 Le gel ayant pour conséquence la formation de bouchons de glace pouvant compromettre les exutoires de certains éléments de drainage, des dispositions constructives actives (chauffage par résistance électrique) ou passives (garde au gel, isolants thermiques) peuvent également être mises en œuvre.

NOTE 3 Lorsque les ouvrages sont susceptibles d'être en contact avec des sels de déverglaçage, il convient de tenir compte de cette exposition particulière pour le choix des matériaux (les bétons ou les revêtements de palplanches métalliques sont à définir par exemple en tenant compte des classes d'expositions définies respectivement dans les normes NF EN 206 et NF EN 1993-5).

K.2 Prise en compte du gonflement du terrain

(1) Il convient d'identifier les conditions de terrain et de projet où le gonflement des terrains est susceptible de générer des actions particulières sur les écrans (voir NOTES 1 et 2).

NOTE 1 En règle générale, des actions particulières dues au gonflement du terrain ne sont à considérer que lorsque plusieurs conditions sont réunies :

- la présence d'une couche épaisse de sol pouvant « gonfler » fortement (voir NOTE 2) ;
- la présence d'eau

NOTE 2 On rappelle dans le Tableau K.2.1, à titre indicatif, le barème d'évaluation retenu par le B.R.G.M pour définir le degré de susceptibilité d'une formation géologique au retrait-gonflement. Cette « note » N_{rg} est la moyenne des notes caractéristiques de trois critères : lithologique, minéralogique et géotechnique. Les barèmes propres à chaque critère sont donnés dans les Tableaux K.2.2 à K.2.4.

Tableau K.2.1 – Barème pour évaluer la susceptibilité d'une formation géologique au retrait-gonflement

N_{rg} ^{a)}	Susceptibilité au retrait-gonflement
≤ 2	Faible
$2 < N_{rg} \leq 3$	Moyen
> 3	Fort
^{a)} $N_{rg} = (N_l + N_m + N_g) / 3$	

Tableau K.2.2 – Barème en fonction de la nature lithologique de la formation géologique

Type de formation	Susceptibilité	N_l ^{a)}
Formation non argileuse mais contenant localement des passées ou des poches argileuses	Faible	1
Formation présentant un terme argileux non prédominant de type calcaire argileux ou sable argileux.	Moyenne	2
Formation à dominante argileuse, présentant un terme ou une passée non argileuse ou très mince (< 3 m)	Forte	3
Formation essentiellement argileuse ou marneuse, d'épaisseur > 3 m et continue	Très forte	4
^{a)} La nature lithologique des sols et leurs épaisseurs sont les deux paramètres pris en compte pour définir la valeur de N_l .		

Tableau K.2.3 – Barème en fonction de la minéralogie de la formation géologique

% moyen de minéraux gonflants	Susceptibilité	N_m ^{a)}
< 25 %	Faible	1
25 % à 50 %	Moyenne	2
50 % à 80 %	Forte	3
> 80 %	Très forte	4
^{a)} La valeur de N_m est basée sur le pourcentage moyen de minéraux gonflants (smectites et interstratifiés) présents dans la phase argileuse. La fraction phylliteuse des échantillons est déterminée par diffractométrie des rayons X.		

Tableau K.2.4 – Barème en fonction de I_p , de V_{BS} et de RI de la formation géologique

I_p a)	VBS a)	RI a)	Susceptibilité	N_g a)
$I_p < 12$	< 2,5	< 0,4	Faible	1
$12 \leq I_p < 25$	2,5 à 6	0,4 à 0,65	Moyenne	2
$25 \leq I_p < 40$	6 à 8	0,65 à 0,75	Forte	3
$I_p \geq 40$	> 8	> 0,75	Très forte	4

a) La valeur de N_g est basée sur la valeur de l'indice de plasticité I_p , la valeur de bleu V_{BS} , la valeur du retrait linéaire RI de la formation géologique.

(2) Lorsque des actions particulières dues à l'effet du gonflement d'une couche de sol sont prises en compte pour le calcul des écrans (voir NOTE 1), il convient que les règles adoptées soient définies et agréées par le maître d'ouvrage ou son représentant dès le stade de l'avant-projet (voir NOTE 2).

NOTE 1 Dans le cas par exemple où un radier, interagissant avec l'écran de soutènement, est établi sur un terrain susceptible de gonfler, il convient de définir les effets du gonflement à considérer avec les situations de calcul à examiner.

NOTE 2 La quantification du phénomène de gonflement passe usuellement par des essais œdométriques, mais la procédure normalisée pour ces essais (déformation latérale nulle)¹⁶⁾ ne s'applique pas pour définir les efforts de poussée sur l'écran susceptibles d'être générés par le gonflement d'une couche de terrain (contraintes verticales « constantes », déformation latérale « non nulle », ...).

K.3 Prise en compte de l'effet du compactage des remblais

(1) Il convient d'identifier les conditions de projet où l'effet du compactage des remblais est susceptible de générer des actions particulières sur les écrans.

NOTE 1 En règle générale, des actions particulières dues à l'effet du compactage des remblais ne sont à considérer que lorsque plusieurs conditions sont réunies :

- l'utilisation d'un compacteur lourd à proximité de l'écran ;
- lorsqu'il est démontré, par référence à des planches d'essais de compactage, que l'énergie de compactage mise en œuvre conduit à des densités supérieures à 95 % de la densité « OPN ».

(2) Lorsque des actions particulières dues à l'effet du compactage des remblais sont prises en compte pour le calcul des écrans, il convient que les règles adoptées soient définies et agréées par le maître d'ouvrage ou son représentant dès le stade de l'avant-projet.

NOTE 1 Il est admis de simuler l'effet du compactage d'un remblai à partir d'un modèle d'interaction sol structure (MISS). On rappelle (voir article 5.1.3.4 (2)) que dans ce cas il peut être approprié de retenir un coefficient de poussée K_a égal à K_0 .

16) XP P 94-091- Sols : reconnaissance et essais - Essai de gonflement à l'œdomètre - Détermination des déformations par chargement de plusieurs éprouvettes – pp 13.

Annexe L (informative)

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

L.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 (section L.2). et du suivi du comportement de l'ouvrage terminé (section L.3). L'importance des points variera selon le projet. La liste n'est pas exhaustive.
- les points à considérer lorsqu'une méthode observationnelle est adoptée pour la justification de la stabilité d'un écran de soutènement (section L.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.

L.2 Surveillance de l'exécution

L.2.1 Points généraux à contrôler

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

- vérification des conditions de terrain et de la localisation et de la disposition d'ensemble de l'ouvrage ;
- 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, plastification, stabilité des parois et de la base des excavations ; systèmes de support temporaire, effets sur les bâtiments et équipements avoisinants ; mesure des pressions du sol ; mesure des variations de la pression interstitielle dues aux excavations ou au chargement ;
- sécurité des personnes en tenant compte des états-limites géotechniques.

L.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 d'un ouvrage, 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 boulangerie, d'érosion interne et de remaniement des terrains par les équipements de construction ; déviation et évacuation 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'ensablement 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.

L.2.3 Stabilité des ouvrages dans la zone d'influence d'un écran

(1) Lorsque la réalisation du projet peut entraîner des déformations sur un ouvrage avoisinant, il convient de s'assurer que les conséquences restent acceptables pour celui-ci (voir NOTES 1 à 3).

NOTE 1 On rappelle (voir l'article 7.1.1 (3)) que les critères de déformation sont à fixer avant le début des études de projet et normalement par le marché (voir l'article 16.2 (1), NOTE 1 et Tableau 17.1, NOTE 1), en tenant compte le cas échéant, des ouvrages avoisinants (voir NOTE 3), et qu'il convient d'adopter des dispositions constructives préventives et d'appliquer la méthode dite "observationnelle" (voir L.4) lorsque ces critères sont sévères.

NOTE 2 Les dommages éventuellement subis par un ouvrage dépendent de sa sensibilité et de l'importance des déformations imposées. Le seuil des déformations susceptibles de provoquer des dommages effectifs peut s'exprimer par une formulation du type suivant :

$$\sum_{i=x}^{i=z} [\delta_i(A) - \delta_i(B)]^{1,5} \leq \left(\frac{L}{N}\right)^{1,5} \quad (\text{L.2.3.1})$$

où

$\delta_x, \delta_y, \delta_z$ sont les déplacements selon les directions x, y et z de deux points quelconques A et B de la structure (voir Figure L.2.3.1) ;

L est la distance entre les points A et B ;

N est un facteur empirique fonction de la sensibilité de l'ouvrage à définir cas par cas par des experts.

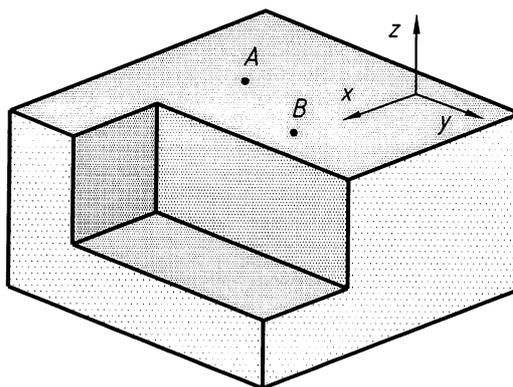


Figure L.2.3.1 – Stabilité d'un ouvrage situé dans la zone d'influence des travaux - Notations

NOTE 3 Dans les cas courants les déplacements du massif soutenu sont liés à ceux de l'écran et on peut se ramener à des critères de déplacement de l'écran lorsque les déplacements attendus sont de l'ordre de quelques centimètres.

(2) Lorsqu'on détermine les déplacements d'un écran de soutènement et du terrain avoisinant pour juger du risque de déformation de structures établies dans sa zone d'influence, il convient de tenir compte du caractère approximatif des résultats de calcul obtenus (voir 8.3 (5), 8.4.2 (4) et NOTE 1 ci-après).

NOTE 1 Dans la plupart des cas, la prévision des déplacements absolus au moyen de modèles numériques est d'une précision médiocre. On peut par contre avoir une bonne idée de leur évolution lors des différentes phases de construction en se calant sur une expérience comparable ou sur des ordres de grandeur connus.

(3) Il convient d'accompagner l'exécution des écrans de soutènement d'un suivi des paramètres pertinents de la liste donnée en L.3 (1).

L.3 Suivi du comportement

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

- tassements du terrain, en particulier dans le cas d'un terrain de médiocre qualité ;
- déplacement latéral et distorsions de l'ouvrage, notamment en liaison avec la mise en œuvre de remblai, de dépôts de matériaux et autres charges superficielles et avec des pressions d'eau ;
- niveaux piézométriques derrière et sous l'ouvrage ou dans les zones voisines, en particulier lorsqu'un système permanent de rabattement de nappe est mis en place ;
- mesure de l'écoulement sortant des drains ;
- contrôle que l'étanchéité à l'eau de l'écran est acceptable (on ne peut demander aux écrans de soutènement d'être parfaitement étanches).

L.4 Mise en œuvre de la méthode observationnelle

(1) Lorsqu'on adopte l'approche connue sous le nom de "méthode observationnelle"¹⁷⁾ dans laquelle la conception est revue pendant la construction, les dispositions de l'article 2.7 de la norme NF EN 1997-1 sont à appliquer.

NOTE 1 La liste qui suit rappelle les points à examiner avant le début de la construction.

- établissement des limites du comportement acceptable de l'écran de soutènement ;
- analyse du domaine des comportements possibles et démonstration qu'il existe une probabilité acceptable que le comportement réel soit compris dans le domaine des comportements acceptables ;
- établissement d'un plan d'instrumentation, pour vérifier si le comportement réel est compris entre les limites acceptables ;
- capacité du suivi prévu à montrer clairement et aussitôt que possible que le comportement réel est acceptable et ce avec une fréquence de mesures qui permette de mettre en œuvre efficacement les mesures destinées à rectifier le projet ;
- rapidité suffisante du temps de réponse des instruments de mesure et des procédures d'analyse des résultats par rapport à l'évolution possible du système ;
- établissement d'un plan d'actions de sauvegarde, pour être mis en œuvre 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.

- exécution du suivi tel que planifié ;
- analyse des résultats des observations à des étapes appropriées du projet et mise en œuvre du plan d'actions de sauvegarde si l'on sort des limites du comportement autorisé ;
- possibilité de remplacer ou d'étendre l'équipement de mesure en cas d'incidents, afin de fournir des données fiables de type approprié et en quantité suffisante.

17) La méthode observationnelle pour le dimensionnement interactif des ouvrages – Éditeur Presses ENPC.

Annexe M (informative)

Méthode MISS – Modèle aux éléments finis

M.1 Généralités

(1) La méthode des éléments finis est une méthode de calcul qui consiste à transformer les équations différentielles de la mécanique des milieux continus en un système linéaire fini d'équations algébriques, que l'on résout par des techniques numériques traditionnelles (le milieu est remplacé par un milieu équivalent divisé en sous domaines réguliers (triangle, quadrilatère,...) appelés éléments finis.

(2) La réalisation d'un calcul par éléments finis nécessite de connaître la géométrie du milieu à modéliser (limite entre les couches), les limites entre les divers matériaux, les chargements (phasage des travaux), les conditions aux limites, l'état initial, les lois de comportement des matériaux.

(3) Les lois de comportement sont variées et peuvent comporter de très nombreux paramètres. Pour chaque couche de sol, les paramètres de rupture et de compressibilité (φ' , c' , E , ν , γ , ψ) sont au moins à définir (voir NOTES 1 et 2).

NOTE 1 Lorsque l'objectif du calcul se limite à la recherche de mécanismes de rupture, les études nécessitent l'identification des mêmes paramètres de résistance (c' et φ') que pour les modèles de calcul à la rupture, les autres paramètres peuvent être estimés sommairement.

NOTE 2 Lorsque l'objectif du calcul ne se limite pas à une vérification ELU GEO, mais vise à approcher le comportement en service dans l'optique d'une vérification ELS notamment vis-à-vis des déformations, ou d'un ELU STR, l'attention est attirée sur la nécessité de savoir distinguer les comportements du sol vis-à-vis d'un chargement et d'un déchargement, et donc de disposer d'une loi de comportement adaptée et des valeurs représentatives de l'ensemble des paramètres de calcul.

M.2 Dispositions générales

(1) La fiabilité des résultats obtenus à partir d'un modèle aux éléments finis suppose une modélisation correcte du terrain et de la structure et un choix approprié des lois de comportement des matériaux. Les dispositions à respecter pour atteindre ces objectifs ne sont pas détaillées dans ce document. On se reportera utilement sur ces questions aux documents spécialisés (voir P. Mestat¹⁸) en tenant compte des principes généraux indiqués dans les articles qui suivent).

(2) En règle générale (voir NOTE 1), il convient de déterminer l'état initial des contraintes dans le massif à partir des valeurs de la pression des terres au repos déterminées conformément à 5.1.3.3.

NOTE 1 La procédure d'initialisation de l'état des contraintes dans le terrain en utilisant K_0 peut être inappropriée dans certains cas.

(3) Pour la vérification des états-limites ultimes de défaut de butée, dans le cadre de l'approche de calcul 2 selon la norme NF EN 1997-1, il convient de déterminer les valeurs limites de la pression des terres conformément à 5.1.3.4.

(4) La taille et la densité du maillage du modèle numérique sont à adapter au mécanisme de rupture étudié (voir NOTE 1) et à la géométrie de l'ouvrage.

NOTE 1 Il est en particulier nécessaire que les mécanismes de rupture ne recoupent pas les limites du modèle numérique.

18) Mestat Ph. (1999) *Modélisation des ouvrages de soutènement. Chapitre 4 in /AFPC-Emploi des éléments finis en génie civil : Calcul des ouvrages en interactions/*, pp. 227-304, éditions Hermès, 938 p.