



DIRECTIVES POUR L'APPLICATION DE L'EUROCODE 7 EN BELGIQUE SELON LA NBN EN 1997-1 ANB

**DIMENSIONNEMENT GEOTECHNIQUE D'OUVRAGES DE
SOUTÈNEMENT ENCASTRES: SOUTÈNEMENTS**



DIRECTIVES POUR L'APPLICATION DE L'EUROCODE 7 EN BELGIQUE SELON LA NBN EN 1997-1 ANB

DIMENSIONNEMENT GEOTECHNIQUE D'OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT ENCASTRES: SOUTÈNEMENTS

Un premier draft de ce document (version 19/03/2015) a été diffusé à l'occasion des soirées à thème du GBMS sur le sujet "*Dimensionnement des soutènements et tirants d'ancrage*", qui ont eu lieu courant 2015. Ce document a entre-temps été élaboré et approuvé au sein de la commission de normalisation NBN E25007 "Eurocode 7" dont le secrétariat est assuré par le CSTC et SECO.

Membres de la commission de normalisation:

C. Basunga Ngelesi (SPF Economie), C. Bauduin (Besix/KUL), M. Bottiau (ABEF), B. Buysse (SECO/Secrétaire de la commission), R. Caspeele (UGent), J. Deceuster (CFE), H. de Chaunac (Fondytest), F. De Cock (Geo.be), F. Demeyer (SECO), M. De Vos (CSTC/Secrétaire de la commission), B. François (ULB), P. Gerard (ULB), K. Haelterman (Vlaamse overheid, MOW, Afd. Geotechniek), A. Holeyman (UCL), N. Huybrechts (CSTC/KUL), S. Huyghe (CIVIEL, auparavant LANTIS), G. Jaspas (SPW), E. Leemans (ABEF), A. Madarasz (NBN), W. Maekelberg (Tuc Rail), J. Maertens (Jan Maertens bvba), L. Maertens (Besix/Président de la commission), I. Mariën (Vlaamse overheid, MOW, Afd. Expertise Beton & Staal), P. Meireman (Geo Design), P. Mengé (DEME Group), H. Peiffer (Alpha studiebureau), X. Raucroix (Fugro, précédemment Besix), O. Rens (ABEF), C. Treve (CT-Consult, précédemment CFE), G. Van Alboom (précédemment Vlaamse overheid, MOW, Afd. Geotechniek), P. Vandenbosch (Régie des Bâtiments), J. Verstraelen (ABEF), P. Welter (précédemment SPW), V. Whenham (Besix), Th. Wulleman (Franki Foundations)

Les présentes directives sont basées sur la littérature la plus récente sur le sujet. Lors de l'élaboration de ces directives la plus grande facilité d'utilisation possible a été recherchée. Les membres du groupe de travail et de la commission de normalisation ne peuvent toutefois pas être tenus responsables d'éventuelles imperfections du document.

Les directives reprises dans ce document peuvent être appliquées à partir de leur publication en Belgique pour le dimensionnement géotechnique

d'ouvrages de soutènement encastrés (soutènements) appartenant à la catégorie géotechnique 2. Les directives servent également de base pour le dimensionnement d'ouvrages de soutènement appartenant à la catégorie géotechnique 3, mais dans ce cas des mesures supplémentaires sont nécessaires (monitoring, analyse par éléments finis, etc.).

Si le dimensionnement est réalisé selon l'Annexe Nationale Belge de l'Eurocode 7 – Partie 1 (NBN EN 1997-1 ANB [4]), ces directives doivent être appliquées pour le dimensionnement géotechnique des structures de soutènement encastrés (soutènements) appartenant à la catégorie géotechnique 2.

Table de matière

1.	Introduction	6
2.	Catégories géotechniques, définitions et symboles	8
2.1	Catégories géotechniques	8
2.2	Définitions.....	9
2.3	Symboles.....	9
3.	Dimensionnement de soutènements de catégorie géotechnique 2	11
3.1	Généralités.....	11
3.2	Valeurs de calcul des actions et des paramètres de sol et les paramètres structurels.....	11
3.3	Valeur de calcul du niveau d'excavation	12
3.4	Valeur de calcul du niveau de la nappe phréatique	13
3.5	Méthodologie pour le calcul de la paroi	15
4.	Valeurs caractéristiques des paramètres géotechniques	19
4.1	Généralités.....	19
4.2	Valeurs caractéristiques de paramètres géotechniques déterminés à partir de corrélations de résultats d'essai	20
4.2.1	Cohésion c'_k , angle de frottement φ'_k et résistance au cisaillement non drainé $c_{u,k}$	20
4.2.2	Angle de frottement sol-paroi, δ	22
4.2.3	Coefficient de réaction horizontale du sol k_h	22
4.2.4	Module d'élasticité	22
4.2.5	Coefficient de Poisson, ν	23
4.2.6	Rigidité issue d'essais triaxiaux ou d'essais oedométriques.....	23
5.	Détermination de la poussée et de la butée des terres	24
	Annexe 1 (informative): Application d'une différenciation de fiabilité au calcul des soutènements.....	25
	Annexe 2 (informative): Catégories géotechniques conformément à la NBN EN 1997-1:2005	29
	Annexe 3 (informative): Détermination du coefficient de réaction horizontale du sol k_h	31
	Annexe 4 (informative): Détermination du module d'élasticité sur base de l'essai de pénétration statique électrique	34
	Annexe 5 (informative) : Directives pour l'application de la méthode de Kranz en Belgique.....	36
	Références	38

Préface

La première partie de l'Eurocode 7 intitulée « Dimensionnement géotechnique – Règles générales » a été publiée en 2005 en tant que norme belge NBN EN 1997-1 [1]. Une révision de celle-ci a été publiée en 2014 sous la référence NBN EN 1997-1/A1 [2].

En 2014, l'Annexe nationale belge y afférente a également été publiée (NBN EN 1997-1 ANB [3]). Celle-ci établit entre autres un certain nombre de choix et de valeurs au niveau national, mais ne détermine aucune méthode de calcul. Parallèlement à l'élaboration de ce rapport, les adaptations et références nécessaires sont également intégrées dans la NBN EN 1997-1 ANB. Cette version révisée sera publiée courant 2022 [4].

Parallèlement, des lignes directrices sont en cours d'élaboration qui décrivent l'application de l'Eurocode 7 en Belgique de manière détaillée et pragmatique. Ces activités ont débuté au sein du groupe de travail interprofessionnel CSTC « Eurocode 7 » et se sont poursuivies au sein du comité de normalisation NBN E25007 « Eurocode 7 ». Comme contribution aux travaux du comité, il a été fait bon usage des résultats de divers projets de recherche prénormative organisés par le CSTC et cofinancés par le Service Public Fédéral Economie, NBN et l'ABEF (Association Belge des Entrepreneurs de Travaux de Fondation).

Ce document concerne les directives pour le dimensionnement géotechnique de structures de soutènements encastrés (soutènements).

La version révisée de la NBN EN 1997-1 ANB [4] sera publiée à peu près en même temps que le présent rapport.

1. Introduction

Ce document décrit le dimensionnement géotechnique des parois de soutènements encastrées - soutènements qui appartiennent à la Catégorie Géotechnique 2.

Une construction de soutènement encastrée est définie ici comme un soutènement constitué de parois relativement minces en acier, béton armé, bois, soilmix, coulis, etc., qui tirent leur capacité de retenue de la résistance passive du sol, éventuellement complétées par des supports tels que des étais ou ancrages et à leur résistance à la flexion.

Les aspects suivants ne sont pas traités dans ce document:

- Le dimensionnement de murs de soutènement selon la méthode observationnelle
- Le dimensionnement géotechnique de murs de quai
- la vérification de l'équilibre vertical (compatibilité des angles de frottement) et de la capacité portante verticale géotechnique des ouvrages de soutènement;
- le dimensionnement de murs cloués
- le contrôle structural de l'ouvrage de soutènement
- le dimensionnement géotechnique et structurelle de l'appui horizontal d'une construction de soutènement (par exemple, tirants d'ancrage, micropieux en tension, étais)
- la stabilité globale de la structure de soutènement (ancrée): p.ex. glissement général, sauf pour l'équilibre de Kranz (voir ci-dessous)
- les mécanismes de rupture qui peuvent se produire en raison de la rupture du sol ou des gradients hydrauliques (soulèvement, érosion interne)
- ...

Si ces aspects sont d'application, ils doivent être contrôlés par le concepteur.

Pour un aperçu des mécanismes de rupture qui peuvent survenir et qui doivent être vérifiés dans le cas des murs de soutènement encastrés, on se réfère au chapitre 9 de la NBN EN 1997-1 [1].

En ce qui concerne la vérification du glissement général, pour laquelle s'appliquent les principes du §11 de la NBN EN 1997-1 [1] et de l'ANB [4], les méthodes de Bishop [24], Janbu [25] ou Morgenstern-Price [29] sont couramment appliquées en Belgique.

Pour la vérification de l'équilibre de Kranz dans le cas des parois ancrées, quelques lignes directrices pour son application en Belgique sont formulées en Annexe 5.

Dans d'autres parties/parties futures de ce rapport, des directives plus détaillées seront formulées concernant les aspects ci-dessus.

Un bon dimensionnement est basé sur une investigation de sol approfondie. Une attention particulière doit être accordée à la qualité, à l'exhaustivité et au rapportage de l'investigation du sol. En 2012, le GBMS (Groupement belge de mécanique de sols et de la géotechnique) a établi un certain nombre de procédures standard pour la reconnaissance géotechnique [5].

Lors de la rédaction des présentes directives, il a été supposé que les ouvrages de soutènement encastrés (soutènement) seront réalisés conformément à la réglementation en vigueur, par du personnel qualifié et avec du matériel et des équipements appropriés. Il a également été supposé que la mise en œuvre est minutieusement contrôlée et suivie. De plus amples informations sur les aspects précédents sont disponibles dans :

- pour des parois berlinoises : infofiches CSTC 56.1 [6] et 56.2 [7]
- pour des parois de pieux : infofiches CSTC 56.3 [8] et 56.4 [9] et NBN EN 1536 [10]
- pour des parois soilmix: infofiches CSTC 56.5 [11] et 56.6 [12] et SBRCURnet-WTCB Handboek Soilmixwanden [13] et NBN EN 14679 [14]
- pour des rideaux de palplanche en acier : infofiche CSTC 70.01 [15] et NBN EN 12063 [16]
- pour des parois moulées : infofiche CSTC 70.02 [17] et NBN EN 1538 [18]
- pour du jetgrouting: NBN EN 12716 [19]
- pour des rempiètements: infofiche CSTC 72.01 [20]
- pour des reprises en sous-œuvre au moyen de fouilles blindées: infofiche CSTC 72.02 [21]

Les Eurocodes et ces directives sont valables pour des construction et des conditions de dimensionnement courantes mais ne remplacent pas l' "engineering judgement".

Les valeurs des facteurs de sécurité conduisent à un niveau de sécurité normalement acceptable pour les ouvrages de soutènement appartenant à la catégorie géotechnique 2. Dans certains cas, il peut être approprié ou autorisé d'augmenter ou de diminuer le niveau de fiabilité. Les instructions concernant le choix du niveau de fiabilité et la manière dont ce niveau peut être atteint sont données dans la NBN EN 1990 [22] et l'Annexe Nationale qui l'accompagne [23]. L'annexe 1 informative de ces lignes directrices contient une méthode indicative pour mettre en œuvre une différenciation de fiabilité dans le dimensionnement des ouvrages de soutènement encastrés de catégorie géotechnique 2.

2. Catégories géotechniques, définitions et symboles

2.1 Catégories géotechniques

Afin d'établir les exigences relatives au calcul géotechnique, on peut répartir les soutènements en trois catégories géotechniques (CG).

Les principes généraux pour la répartition de ces catégories sont décrits dans la NBN EN 1997-1:2005 (voir l'annexe 2).

Un soutènement relève de la catégorie GC 1 si l'ensemble des conditions suivantes sont satisfaites :

- La hauteur maximal du soutènement ne dépasse pas 2 m.
- L'excavation ne descend pas sous le niveau de la nappe phréatique au repos.
- La distance par rapport aux ouvrages environnants et à la limite de propriété est supérieure à 5 m.
- La surface du sol est horizontale.

Par ailleurs, il convient également de satisfaire aux conditions telles que décrites à la NBN EN 1997-1:2005 (voir l'annexe 2).

Si ces conditions ne sont pas remplies, il y a lieu de prendre en compte les exigences de calcul applicables pour les catégories GC 2 ou GC 3.

À titre d'exemple, la catégorie GC 3 s'applique dans l'une ou plusieurs des conditions suivantes :

- risques anormaux ou des conditions de terrain ou de chargement inusuelles
- exigences particulièrement strictes concernant les déplacements autorisés
- de très grandes profondeurs d'excavation (> 15 m)
- une très grande profondeur d'excavation sous le niveau de la nappe phréatique (> 10 m)
- Parois de soutènement avec 3 (ou plus) rangées d'ancrages ou d'étais.

Le présent document couvre uniquement les calculs géotechniques de soutènements de catégorie GC 2 et doit être pris comme base pour la catégorie GC 3.

Par ailleurs, cette dernière doit faire l'objet de dispositions et de règles complémentaires (par ex. : analyse des éléments finis, monitoring, ...).

2.2 Définitions

Généralités:

Pour les définitions générales, voir NBN EN 1990 [22] et NBN EN 1997 - 1 [1, 2].

2.3 Symboles

En ce qui concerne les symboles utilisés, il est fait référence aux NBN EN 1990 [22] et NBN EN 1997 - 1 [1, 2]. Certains de ces symboles sont repris ci-dessous, ainsi que certains symboles supplémentaires, spécifiques à ce document :

C_d	la valeur limite pour la valeur de calcul de l'effet des charges
C'_k	la valeur caractéristique de la cohésion effective du sol
E	module de Young
E_d	la valeur de calcul des (effets des) actions
$E_{uls;d}$	la valeur de calcul à l'ELU de la charge que le tirant d'ancrage doit résister
E_M	le module pressiométrique déterminé avec l'essai pressiométrique de Ménard
F_d	la valeur de calcul de la charge
F_{rep}	les valeurs de charge représentatives
$F_{serv;k}$	les forces d'ancrages et d'étais résultant du calcul de soutènement avec les facteurs de l'ELS
$F_{serv;d}$	la valeur de calcul de la charge maximale sur le tirant d'ancrage, y compris l'effet de la précontrainte, et suffisante pour empêcher un état limite de service dans la structure ancrée
$F_{uls;k}$	les forces d'ancrage et d'étais résultant du calcul de soutènement simplifié avec les facteurs de l'ELS et avec un facteur α_{ver} par lequel les charges variables sont multipliées
$F_{uls;d}$	la valeur de calcul de la charge empêchant tout état limite ultime dans la structure ancrée.
h	la hauteur de la paroi au-dessus du niveau d'excavation pour une paroi autostable ou la distance entre le niveau d'excavation et le point d'appui inférieur
H_{nom}	la profondeur d'excavation nominale
k_h	le coefficient de réaction horizontal du sol
L_{free}	la longueur libre d'un tirant d'ancrage, conformément à la définition dans la NBN EN 1997-1 ([1] et [2]) et la NBN EN 1537 [28] dans le cas d'un tirant d'ancrage scellé au terrain avec un coulis de ciment.
$L_{free,eq}$	la longueur libre équivalente d'un pieu traction utilisé dans le calcul de la stabilité globale (Kranz) d'un ouvrage de soutènement ancrés par des pieux de traction; cela concerne au

	moins la longueur de la partie de pieu située dans la zone de pression de terre active derrière le mur de soutènement.
L_{fixed}	la longueur scellée d'un tirant d'ancrage conformément à la définition dans la NBN EN 1537 [28]
M	les moments dans la paroi résultant du calcul de soutènement simplifié avec les facteurs de l'ELS et avec un facteur α_{ver} par lequel les charges variables sont multipliées
N	les efforts normaux dans la paroi résultant du calcul de soutènement simplifié de la paroi avec les facteurs de l'ELS et avec un facteur α_{ver} par lequel les charges variables sont multipliées
$p_{\text{H}_2\text{O}}$	la valeur de calcul du niveau de la nappe phréatique
$p_{\text{H}_2\text{O,max}}$	le niveau maximal de la nappe phréatique, mesuré dans un tube piézométrique au cours d'une série de mesures
Q	les efforts tranchants dans la paroi résultant du calcul de soutènement simplifié avec les facteurs ELS et avec un facteur α_{ver} par lequel les charges variables sont multipliées
q_c	la résistance au cône
R_d	la valeur de calcul de la résistance
R_f	le coefficient de frottement
X_d	les valeurs de calcul des paramètres de sol
X_k	les valeurs caractéristiques des paramètres du sol
α_{ver}	le facteur par lequel les charges variables sont multipliées dans le calcul de soutènement simplifié. Pour un soutènement de classe de risque 2 (CR 2), ce facteur est de 1,1
γ_γ	le facteur partiel pour le poids volumique du sol
$\gamma_{\varphi'}$	le facteur partiel pour l'angle effectif de frottement interne du sol (référence à $\tan(\varphi')$)
$\gamma_{c'}$	le facteur partiel pour la cohésion effective du sol
γ_{cu}	le facteur partiel pour la résistance au cisaillement non drainé du sol
γ_F	le facteur partiel pour les charges, qui tient compte de la probabilité d'écart défavorable de la charge réelle par rapport à la valeur représentative F_{rep} . Le facteur prend également en compte les incertitudes du modèle utilisé pour déterminer la charge, ainsi que les variations géométriques
γ_G	le facteur partiel pour les charges permanentes
γ_M	le facteur partiel pour les paramètres du sol, qui prend en compte l'incertitude sur les valeurs caractéristiques du sol X_k
γ_k	la valeur caractéristique du poids volumique du sol
γ_Q	le facteur partiel pour les charges variables
Δa	la surprofondeur
δ'_k	la valeur caractéristique de l'angle de frottement du contact sol-paroi
ν	le coefficient de Poisson
φ'_k	la valeur caractéristique de l'angle effectif de frottement interne du sol

3. Dimensionnement de soutènements de catégorie géotechnique 2

3.1 Généralités

Un soutènement présente différents mécanismes de rupture. Les mécanismes de rupture sont subdivisés en classes GEO et STR. Chaque mécanisme de rupture est calculé en fonction de :

- son état limite ultime (ELU) : $E_d < R_d$, E_d représentant la valeur de calcul des (effets des) actions et R_d la valeur de calcul de la résistance
- son état limite de service (ELS) : $E_d < C_d$, E_d représentant la valeur de calcul des (effets des) actions et C_d la valeur limite pour la valeur de calcul de l'effet des chargements.

Le calcul de l'ELU est effectué conformément à l'approche de calcul 1 (DA 1), se limitant pour la phase déterminante au calcul de la combinaison 2 (DA 1/2), au lieu des combinaisons 1 et 2 (DA 1/1 et DA 1/2). Pour le dimensionnement du mur et du support horizontal, toutes les phases sont par ailleurs vérifiées à l'aide d'une méthode simplifiée sur base des facteurs ELS et d'un facteur α_{var} égal à 1,1, par lequel il convient de multiplier les charges variables. Pour la vérification des déformations et des déplacements admissibles, toutes les phases sont calculées aux ELS.

Dans les paragraphes suivants §3.2 à §3.5, la détermination des valeurs de calcul des charges, les paramètres du sol et les paramètres structurels, le niveau d'excavation, le niveau de la nappe phréatique et la méthodologie de calcul sont expliqués plus en détail.

3.2 Valeurs de calcul des actions et des paramètres de sol et les paramètres structurels

Les valeurs de calcul des actions (F_d) sont les valeurs représentatives de la charge (F_{rep}) pondérées:

$$F_d = \gamma_F F_{rep} \quad (1)$$

Les valeurs de calcul des paramètres du sol X_d sont des valeurs de sol caractéristiques X_k pondérées (pour la détermination des valeurs de sol caractéristiques, voir le paragraphe 4):

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_M} \quad (2)$$

Les facteurs de pondération γ_F et γ_M sont rassemblés au Tableau 1.

Classe de risque 2								
	Charge/Action γ_F				Paramètres de sol γ_M			
	γ_G (charge permanente)		γ_Q (charge variable)		γ_V	γ_φ^a	γ_c	γ_{cu}
	Défavorable	Favorable	Défavorable	Favorable				
ELU								
DA 1/1	1.35	1.00	1.50	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00
DA 1/2	1.00	1.00	1.10	0.00	1.00	1.25	1.25	1.40
ELS	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Tableau 1. Facteurs de pondération pour le calcul aux ELU (DA 1/1 et DA 1/2) et aux ELS pour les calculs des soutènements de classe de risque 2 (CR2). ^a Ce facteur concerne la $\tan\phi'$

Dans certaines conditions et lorsque cela se justifie, l'EC 0 permet de calculer avec des facteurs de pondération différents si l'on attend/admet un plus haut/bas niveau de fiabilité du soutènement. Pour déterminer la classe de risque d'un soutènement, on peut éventuellement s'inspirer de la proposition de méthodologie d'évaluation présentée à l'Annexe informatif 1. Les facteurs partiels correspondant sont repris aux Tableaux 7, 8 et 9.

À cet égard, le cahier des charges doit indiquer dans quelle classe de risque un soutènement donné peut être répertorié. Si le cahier des charges ne reprend aucune information à ce propos, il y a lieu d'admettre que le soutènement relève de la classe de risque 2 (facteurs de pondération du Tableau 1).

Les valeurs de calcul des paramètres structuraux sont des valeurs caractéristiques pondérées (béton, acier, bois, maçonnerie, conformément aux Eurocodes structuraux : NBN EN 1992-1-1, NBN EN 1993-5, NBN EN 1994-1-1, NBN EN 1995-1-1, NBN EN 1996-2 et annexes nationales).

Les valeurs de calcul des rigidités des éléments de construction et du sol sont des valeurs caractéristiques élevées ou basses. Ces valeurs peuvent donc être différentes pour les calculs aux ELU et aux ELS.

3.3 Valeur de calcul du niveau d'excavation

La valeur de calcul du niveau d'excavation s'établit comme suit (voir Figure 1):

- Pour les ELU et en cas d'excavation à sec, il y a lieu d'ajouter une surprofondeur de 0,3 m à la profondeur nominale. Si on s'écarte de cette valeur, il y a lieu de convenir de dispositions claires concernant les mesures à prendre (contrôles réguliers de la profondeur d'excavation, application d'une couche de béton de propreté au fond

des excavations dans les 48 heures suivant les travaux d'excavation, ...).

- Il convient d'évaluer l'impact que présentent des excavations localement plus profondes (tranchée de fondation, fosse d'ascenseur) à courte distance ($<$ fiche) du mur de soutènement.
- Pour les ELU et en cas d'excavation sous eau, il convient d'utiliser les surprofondeurs telles que spécifiées dans la NBN EN 1997-1:2005 (min. $[0,1 \times h ; 0,5 \text{ m}]$, h représentant la hauteur de mur au-dessus du niveau d'excavation pour une paroi autostable ou la distance entre le niveau d'excavation et le point d'appui inférieur).
- Aux ELS, elle correspond à la profondeur nominale.
- Pour les applications à long terme, il convient, tant pour les ELU que pour les ELS, d'accorder une attention particulière à la profondeur d'excavation et des exigences plus strictes peuvent être posées.

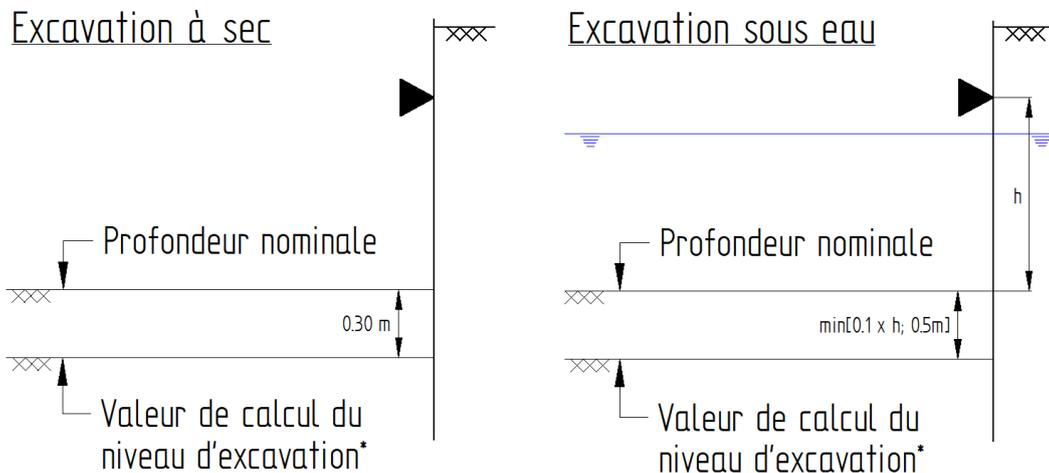


Figure 1. Valeur de calcul du niveau d'excavation en ELU DA1/2. *Un écart peut être admis sous certaines conditions.

3.4 Valeur de calcul du niveau de la nappe phréatique

La valeur de calcul pour le niveau de la nappe phréatique doit être déterminée comme suit :

- Aux ELU DA1/2, il y a lieu de considérer le niveau d'eau le plus défavorable pendant la durée de vie de la construction. Généralement, on peut utiliser les règles du Tableau 2.

Régime de la nappe phréatique	Fonction du soutènement	Mesures disponibles*	$P_{H_2O,d}$ (m)
Libre – sans rabattement	Temporaire	Néant	Niveau du sol
		Suivi en cours d'excavation	$P_{H_2O,max} + 0.5$ m
	Définitif	1 mesure du niveau d'eau	$P_{H_2O} + 1.50$ m
		Série de mesures de 6 mois	$P_{H_2O,max} + 1.00$ m
		Série de mesures > 1 an	$P_{H_2O,max} + 0.50$ m
		Série de mesures = durée de vie	$P_{H_2O,max} + 0.25$ m
Sous pression – sans rabattement	Temporaire/définitif		Étude hydrogéologique particulière
Influencé par le rabattement	Temporaire/définitif		Étude de rabattement particulière

* La mesure doit être effectuée dans un tube piézométrique installé sur le terrain. Minimum 1 mesure tous les deux mois.

Remarques par rapport au tableau:

- Les niveaux d'eau physiquement irréalistes ne doivent pas être appliqués (pas au-dessus du niveau du sol). En zones inondables, il convient de bien prendre en compte la possibilité d'inondations.
- Concernant les mesures du niveau d'eau, il faut faire attention à ce que les valeurs de mesure ne soient pas influencées par des rabattements actifs aux alentours.
- Ces valeurs ne peuvent pas être purement et simplement utilisées pour le contrôle du soulèvement des structures.

Tableau 2. Détermination de la valeur de calcul du niveau d'eau (aux ELU), en fonction du régime de la nappe phréatique, de la fonction du soutènement et de la nature des mesures disponibles.

- Pour toutes les phases de la méthode simplifiée (DA 1/1) et aux ELS, il y a lieu de considérer le niveau d'eau le plus défavorable susceptible de se présenter en conditions normales. Généralement, on pourra utiliser à cet égard le même niveau d'eau que pour les ELU. Si de nombreuses données de mesure sont disponibles, on pourra déroger à cette règle.

3.5 Méthodologie pour le calcul de la paroi

Les modèles suivants entrent en ligne de compte pour les calculs de paroi :

- un modèle à ressorts
- un modèle basé sur les éléments finis ou sur la méthode des différences finies

Dans le **modèle à ressorts**, le modèle de calcul est basé sur l'approche de calcul 1 de l'EC 7. Le calcul est effectué comme suit (aperçu schématique à la Figure 2 et expliqué plus loin dans le plan de dimensionnement) :

1. Un calcul initial de la paroi en ELU-DA1/2 pour la phase la plus déterminante, permettant d'établir la longueur de paroi requise (fiche). À cet égard, on utilise le critère selon lequel la résistance passive maximale est mobilisée à 100 %.
2. Pour toutes les phases : un calcul simplifié pour le dimensionnement de la paroi et du support horizontal, avec les facteurs ELS et le facteur α_{ver} égal à 1,1**, qu'il convient d'appliquer aux charges variables. Ces calculs permettent de déduire les valeurs suivantes pour les différentes phases :
 - en multipliant par un facteur 1,35* : les valeurs de calcul en ELU DA1/1 des forces d'ancrage et d'étaçonnage ($F_{uls;d}$), à utiliser par la suite pour le dimensionnement structurel et géotechnique.
 - en multipliant par un facteur 1,35* : les valeurs de calcul en ELU DA1/1 des forces internes, à utiliser par la suite pour le dimensionnement structurel de la paroi.
3. Les calculs aux ELS permettent de déduire les valeurs suivantes pour les différentes phases :
 - Les déformations de la paroi, les déplacements et les forces dans les ancrages ou les étaçons ($F_{a,2}$)

Si un dimensionnement structurel du mur doit également être effectué sur la base des forces internes de DA 1/2, cela doit être explicitement mentionné.

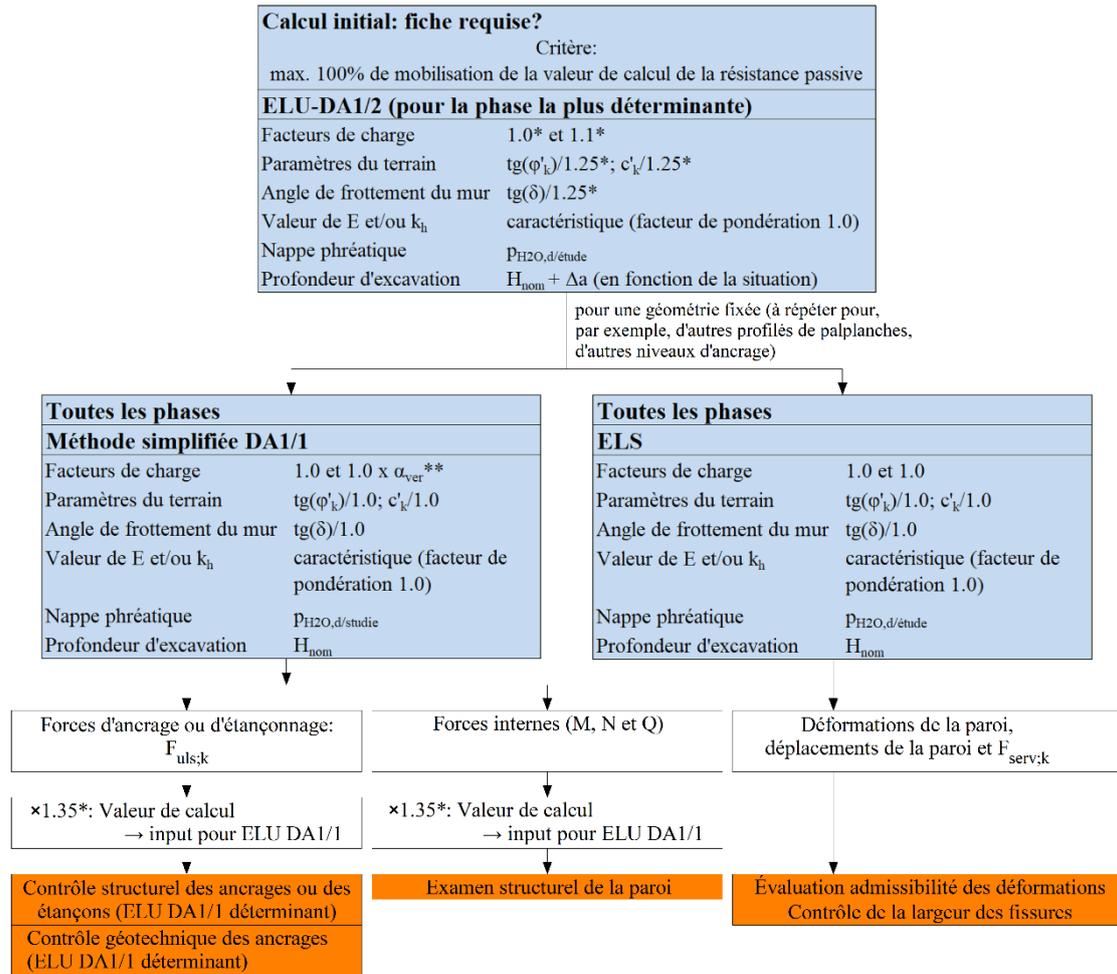


Figure 2. Schéma de calcul simplifié pour un modèle à ressorts pour le calcul à travers les différentes phases (basé sur l'approche de calcul 1 de l'EC 7).

* Valeurs pour la CR2. En cas de CR1, d'autres valeurs peuvent être appliquées, ceci étant une obligation en cas de CR3 (Tableaux 7 et 9, Annexe 1).

** α_{ver} est introduit dans le schéma de calcul simplifié, est égal à 1,1 en cas de CR2 et doit être appliqué aux charges variables.

Pour le dimensionnement des soutènements avec un modèle à ressort, on peut suivre le plan suivant, étape par étape (pour illustrer le schéma de calcul simplifié de la Figure 2) :

Étape 1	Etablissement des éléments déterminants. Section transversale, niveau de support(s) horizontal (aux), surcharges, pressions d'eau, classe de risque, phasage.
Étape 2	Détermination des valeurs caractéristiques des paramètres suivants : paramètres géotechniques, paramètres de rigidité de la paroi et du/des point(s) d'appui, charges, paramètres géométriques, niveaux d'excavation et niveaux d'eau.
Étape 3	Détermination des valeurs de calcul des paramètres pour la phase déterminante (généralement, excavation la plus profonde). Pour ce faire, on applique les facteurs des actions et de matériau des ELU DA1/2 (cf. Tableaux 7,8 et 9 en annexe 1).
Étape 4	Calcul initial, permettant de déterminer la profondeur minimale d'encastrement sur la base des valeurs de calcul des paramètres de l'étape 3. Il s'agit d'une vérification de l'état limite géotechnique (GEO).

Étape 5	<p>Les étapes précédentes peuvent être répétées par ex. pour d'autres géométries, afin d'évaluer la possibilité de mettre en œuvre un dimensionnement plus économique.</p> <p>Détermination de la géométrie finale et de la profondeur d'encastrement.</p>
Étape 6	<p>Ensuite, on poursuit les calculs pour chaque phase séparément.</p> <p>Afin de déterminer les valeurs de calcul des paramètres, on utilise une méthode simplifiée où des facteurs partiels pour les actions et pour les matériaux sont appliqués aux ELS ainsi qu'un facteur α_{ver} aux charges variables.</p> <p>On obtient ainsi pour chaque phase les valeurs calculées des forces d'ancrage ou d'étaçonnement ($F_{uls ;k}$) et les forces internes dans la paroi (moments, efforts tranchants, forces normales).</p> <p>Détermination des forces d'ancrage ou d'étaçonnement déterminantes et des efforts internes déterminants.</p> <p>On effectue ensuite pour chaque phase un calcul aux ELS, permettant de déduire les déformations et déplacements déterminants de la paroi. Ce calcul aux ELS permet également de connaître les forces d'ancrage ou d'étaçonnement ($F_{serv ;k}$). $F_{serv ;k}$ est utilisé dans le dimensionnement des tirants d'ancrage sur base d'essais.</p> <p>En l'absence de calcul aux ELS, par exemple lorsque les déplacements ne sont pas déterminants, il convient d'admettre que $F_{uls ;k} = F_{serv ;k}$.</p>
Étape 7	<p>Contrôle des efforts internes (STR).</p> <p>Les efforts internes déterminants de l'étape 6 sont multipliés par un facteur 1,35. On obtient ainsi les valeurs de calcul des efforts internes dans la paroi (moment, effort tranchant, force normale) aux ELU, qui seront ensuite utilisées pour le contrôle, conformément à l'Eurocode structurel pertinent.</p>
Étape 8	<p>Contrôle de la force d'ancrage ou d'étaçonnement (STR)</p> <p>Les forces d'ancrage ou d'étaçonnement déterminantes de l'étape 6 ($F_{uls ;k}$) sont multipliées par un facteur 1,35.</p> <p>On obtient ainsi les valeurs de calcul des forces normales dans l'ancrage ou dans l'étaçon aux ELU, qui seront ensuite utilisées pour le contrôle structurel, conformément à la NBN EN 1995-5 et à l'ANB.</p> <p>Dans la plupart des cas, la NBN EN 1995-5 et l'ANB sont également applicables pour le contrôle structurel des micropieux en traction ou clous.</p> <p>Les plaques d'ancrage, les poutres de reprise et les éléments d'assemblage sont également contrôlés conformément à la méthode reprise dans la NBN EN 1993-5 et l'ANB.</p>
Étape 9	<p>Contrôle de la force d'ancrage (GEO).</p> <p>Les forces d'ancrage ou d'étaçonnement déterminantes de l'étape 6 ($F_{uls ;k}$) sont multipliées par un facteur 1,35. On obtient ainsi la valeur de calcul de la force d'ancrage pour le contrôle de la résistance géotechnique de l'ancrage*.</p> <p>Le calcul géotechnique d'un « tirant d'ancrage » est effectué conformément aux méthodes reprises dans la NBN EN 1997-1 et l'ANB. Ces méthodes ne peuvent être appliquées que si la définition d'un "tirant d'ancrage" telle que spécifiée dans les normes NBN EN 1997-1 et NBN EN 1537 est respectée.</p> <p><i>*Selon la NBN EN 1997-1, la valeur de calcul de l'effort d'ancrage pour le contrôle de la capacité portante géotechnique (ainsi que la résistance structurelle) doit être déterminée à partir $E_{uls;d} = \max(F_{uls;d} ; F_{serv;d})$, où $F_{serv;d}$ est déterminée sur base de la vérification aux ELS en multipliant $F_{serv;k}$ par un facteur de 1,35. Cependant, dans l'approche proposée, $F_{uls;d}$ sera dans la plupart des cas supérieure à $F_{serv;d}$.</i></p>
Étape 10	<p>Contrôle des déformations.</p> <p>Les déformations et les déplacements de la paroi déterminants aux ELS résultant de l'étape 6 doivent être vérifiés par rapport aux valeurs limites applicables : $E_d \leq C_d$</p>
Étape 11	<p>Contrôle d'autres mécanismes.</p> <p>- Stabilité de Kranz</p>

	<ul style="list-style-type: none"> - Rupture du sol - Stabilité de la surface de glissement profonde - Erosion, rupture hydraulique du sol (HYD), claquage du fond de fouille (UPL) - Résistance géotechnique verticale
Étape 12	Aspects liés à l'exécution. Établissement de recommandations d'exécution et description du processus (QA/QC monitoring de l'exécution, essais de contrôle, monitoring nécessaire, ...)
Étape 13	Vérification des choix posés. Contrôle des modifications éventuelles apportées aux éléments initiaux déterminants au cours du processus de conception, détermination des paramètres, du schéma de calcul et de la profondeur d'encastrement par rapport aux éléments déterminants et hypothèses initiaux.

En cas d'application d'**éléments finis** ou de **modèles aux différences finies**, le dimensionnement de la paroi et du support horizontal sont calculées, pour toutes les phases, avec des facteurs aux ELS et avec le facteur α_{ver} égal à 1,1*, par lequel il convient de multiplier les charges variables. Les forces d'ancrage ou d'étaçonnage et les efforts internes (M, N, T) sont vérifiés pour chaque phase, de la même manière que dans le modèle à ressorts.

Si le scellement d'un tirant d'ancrage est simulé comme un élément de résistance linéaire, un facteur de sécurité de 1,1 doit être appliqué à la résistance à la traction de l'ancrage (c'est en fait le facteur de résistance partielle γ_R selon DA1/2 "Set R1" des tableaux A19 et A19ANB de respectivement [2] et [4]).

Une ϕ -c réduction est ensuite appliquée à la phase déterminante pour laquelle une sécurité de minimum 1,25* doit être obtenue.

Avec cette vérification, la stabilité globale (glissement général, Kranz) est également couverte ; cependant, l'effet stabilisant ou non stabilisant des surcharges variables doit encore être pris en compte.

Un calcul aux ELS est ensuite effectué pour toutes les phases, afin d'évaluer si les déformations et les déplacements sont admissibles.

Remarques générales:

- Lors du calcul de soutènement, la forme des surfaces de glissement doit toujours être prise en compte, notamment:
 - o dans le cas des grandes valeurs de ϕ' et δ , où les surfaces de glissement planes s'écartent trop de la réalité et ne sont plus applicables ;
 - o dans le cas de situations où les modèles à ressort appliquent automatiquement des surfaces de glissement planes (par exemple dans le cas d'une pente derrière le mur de soutènement, une surcharge sur une largeur limitée, etc. ;
 - o en ce qui concerne la compatibilité des angles de frottement avec la vérification de l'équilibre vertical de la structure de soutènement.

4. Valeurs caractéristiques des paramètres géotechniques

4.1 Généralités

Le choix des valeurs caractéristiques des paramètres géotechniques doit être basé sur les résultats et valeurs issus d'essais effectués en laboratoire et sur le terrain, complétés par des informations géologiques et des données de base, telles que des données de projets précédents et des données de sol publiques.

La valeur caractéristique d'un paramètre géotechnique doit avoir été choisie à titre d'estimation prudente de la valeur influençant l'apparition de l'état limite.

Pour déterminer la valeur caractéristique, il convient de prendre en compte le type et l'ampleur de la reconnaissance géotechnique, la variation des valeurs mesurées et l'ampleur du volume de sol déterminant pour le comportement de l'ouvrage géotechnique dans la situation considérée.

En cas d'utilisation de méthodes statistiques, il convient de déduire les valeurs caractéristiques de telle sorte que la probabilité calculée d'une moins bonne valeur pour l'état limite considéré n'excède pas 5 %.

À cet égard, une estimation prudente de la valeur moyenne consiste à retenir un choix de valeur moyenne d'une quantité limitée de paramètres géotechniques tels que la valeur moyenne réelle ne s'avère pas défavorable, avec une fiabilité de 95 %. Lorsque des ruptures locales sont possibles, une estimation prudente consistera à estimer la valeur basse comme étant la valeur affichant une probabilité de dépassement de 5 % (fractile de 5 %).

Les valeurs caractéristiques peuvent être des valeurs limites inférieures à 5 %, qui sont inférieures aux valeurs les plus probables, ou des valeurs limites supérieures à 5 %, qui sont plus élevées.

Pour tenir compte de cette dépendance lors de la détermination de la valeur caractéristique de paramètres dépendants, tels que la cohésion et l'angle de frottement interne déterminés à partir d'un essai triaxial, l'analyse sera généralement effectuée à l'aide d'un diagramme p'-q.

Lorsque le paramètre de sol présente une tendance linéaire (par ex. augmentation en fonction de la profondeur), il convient de prendre cet aspect en compte lors de la détermination de la valeur caractéristique.

Les valeurs caractéristiques sont déterminées soit directement à partir de résultats d'essai, soit à partir de corrélations de résultats d'essai.

4.2 Valeurs caractéristiques de paramètres géotechniques déterminés à partir de corrélations de résultats d'essai

4.2.1 Cohésion c'_k , angle de frottement φ'_k et résistance au cisaillement non drainé $c_{u,k}$

La NBN EN 1997-1 ANB:2022 [4] présente un tableau (voir le Tableau 3) permettant de déterminer les paramètres de sol caractéristiques sur base des résultats d'un essai de pénétration statique électrique (résistance au cône q_c et coefficient de frottement R_f). Cela concerne les valeurs de résistance au cisaillement dans les sols saturés.

Ces valeurs sont applicables aux avant-projets et projets, à l'exception d'applications plus risquées pour lesquelles des informations supplémentaires sont nécessaires. Les sols suivants ne relèvent pas du champ d'application du tableau : gravier avec $q_c < 10$ MPa, sable pour lequel $q_c < 2$ MPa, limon ou argile dont $q_c < 0,4$ MPa et tourbe dont $q_c < 0,2$ MPa. On ne pourra s'écarter de ces valeurs que si cela se justifie (par ex. à l'aide de résultats d'essai).

Type de sol	Adjonction	Compacité/ consistance	q_c (MPa)	R_f (%)	γ_k au-dessus de la N.P.* (kN/m ³)	γ_k en dessous de la N.P.* (kN/m ³)	ϕ'_k (°)	c'_k (kPa)	$c_{u,k}$ (kPa)	
Gravier	-	moyenne compacte	$10 \leq q_c < 20$ $q_c \geq 20$	< 1	18 19	20 21	35 40	0 0	- -	
	limoneux ou argileux	Moyenne compacte	$10 \leq q_c < 20$ $q_c \geq 20$	1 - 2	19 20	21 22	32 37	0 0	- -	
sable	-	lâche	$2 \leq q_c < 4$	< 1	16	18	27	0	-	
		moyenne	$4 \leq q_c < 10$		17	19	30	0	-	
		compacte	$10 \leq q_c < 15$		18	20	32	0	-	
		très compacte	$q_c \geq 15$		18	20	35	0	-	
limoneux ou argileux	-	lâche	$2 \leq q_c < 4$	1 - 2	16	18	25	0	-	
		moyenne	$4 \leq q_c < 10$		17	19	27	0	-	
		compacte	$10 \leq q_c < 15$		18	20	30	0	-	
		très compacte	$q_c \geq 15$		19	20	32	0	-	
limon	-	mou	$0.4 \leq q_c < 1$	2 - 4	17	17	22	0	10	
		moyennement raide	$1 \leq q_c < 2$		18	18	22	2	25	
		assez raide	$2 \leq q_c < 4$		19	19	22	4	50	
		raide	$q_c \geq 4$		20	20	22	8	100	
	Sableux	-	mou	$0.4 \leq q_c < 1$	1 - 3	17	17	25	0	10
			moyennement raide	$1 \leq q_c < 2$		18	18	25	2	25
			assez raide	$2 \leq q_c < 4$		19	19	25	4	50
			raide	$q_c \geq 4$		20	20	25	8	100
argile	-	molle	$0.4 \leq q_c < 1$	3 - 6	16	16	20	2	20	
		moyennement raide	$1 \leq q_c < 2$		17	17	20	4	50	
		assez raide	$2 \leq q_c < 4$		18	18	20	8	100	
		raide	$q_c \geq 4$		19	19	20	15	200	
	Sableux	-	molle	$0.4 \leq q_c < 1$	2 - 5	16	16	22	2	20
			moyennement raide	$1 \leq q_c < 2$		17	17	22	4	50
			assez raide	$2 \leq q_c < 4$		18	18	22	8	100
			raide	$q_c \geq 4$		19	19	22	15	200
tourbe	-	peu consistant	$0.2 \leq q_c < 0.5$	> 6	10	10	15	2	10	
		moyennement	$0.5 \leq q_c < 1$		12	12	15	5	20	
		consistant	$q_c \geq 1$		14	14	15	10	40	

*N.P. = Nappe phréatique

Remarque: Pour les constructions **temporaires**, on peut admettre une cohésion limitée, moyennant une justification claire et des dispositions claires concernant son contrôle.

Tableau 3. Paramètres de sol caractéristiques sur base des résultats issus d'un essai de pénétration statique électrique

4.2.2 Angle de frottement sol-paroi, δ

La valeur caractéristique de l'angle de frottement sol-paroi (δ) est fonction de la rugosité de la surface des ouvrages de soutènement et du type de surface de glissement. Le Tableau 4 présente un aperçu de la détermination de cet angle de frottement (δ) sur la base du mode d'exécution, du matériau utilisé et du type de sol.

Type de paroi/matériau utilisé/type de sol	Angle de frottement $\delta_a^{(c)}$ of $\delta_p^{(b)}$	
	surface de glissement plane ^(a)	surface de glissement courbe
Paroi ayant durci dans le sol (par ex. paroi de type « soil mix », paroi de pieux)	$ \delta \leq 2/3 \varphi'_k$	$ \delta = \varphi'_k$
Surface non traitée en acier (par ex. : rideau de palplanches)	$ \delta \leq 2/3 \varphi'_k$	$ \delta \leq \varphi'_k - 2.5^\circ$ en $ \delta \leq 30^\circ$
Paroi moulée, paroi constituée d'éléments préfabriqués en béton	$ \delta \leq 1/3 \varphi'_k$	$ \delta \leq 1/2 \varphi'_k$
Paroi berlinoise de types 1 et 2	$ \delta \leq 1/3 \varphi'_k$	$ \delta \leq 1/2 \varphi'_k$
Dans des sols tourbeux ou des sols contenant de la tourbe, quel que soit le type de paroi ou le matériau la constituant	$ \delta = 0$	$ \delta = 0$

^(a) Pour les surfaces de glissement planes, il convient de limiter δ_p , comme suit : $\varphi'_k \leq 35^\circ$.
^(b) (1) Si le tassement de la paroi est tout à fait impossible (par ex., paroi installée dans la roche ou dans des couches très dures), δ_p doit être pris égal à 0.
(2) Si l'ouvrage de soutènement est soumis à une poussée (résultant par ex. d'un fonçage), δ_p doit être pris égal à 0 lorsque la force exercée est horizontale (cela résulte normalement du contrôle de l'équilibre vertical).
^(c) Si le mur peut se tasser, δ_a peut devenir négatif, l'annexe C de la NBN EN 1997-1 ne donne pas de coefficients de pression active du sol dans le cas $\delta_a < 0$

Tableau 4. Détermination de la valeur caractéristique de l'angle de frottement sol-paroi (δ) sur base du type de paroi et de la valeur caractéristique de l'angle de frottement du sol φ'_k .

4.2.3 Coefficient de réaction horizontale du sol k_h

Le coefficient de réaction horizontale du sol k_h utilisé pour le calcul d'ouvrages de soutènement n'est pas une propriété du sol et dépend de différents facteurs. L'Annexe 3 présente un certain nombre de méthodes permettant de déduire le coefficient k_h des résultats d'essai de pénétration statique électriques (CPT) ou sur base de l'essai pressiométrique. Ce dernier peut être utilisé pour les types de sol ne pouvant pas faire l'objet d'essai de pénétration statique.

4.2.4 Module d'élasticité

Le module d'élasticité est plutôt utilisé pour les calculs aux éléments finis. Sa valeur peut être déduites:

- sur base de données empiriques
- sur base de la résistance au cône, obtenue par un essai de pénétration statique électrique. Des valeurs indicatives pour E sont données en Annexe 4.
- sur base d'un essai pressiométrique, le module pressiométrique E_M étant déterminé conformément à la méthode de Ménard.

4.2.5 Coefficient de Poisson, ν

Pour le coefficient de Poisson ν , on peut appliquer la règle empirique suivante, tant pour le sable que pour le limon ou l'argile.

- Situation drainé : $\nu = 0,2$ à $0,3$
- Situation non drainé : $\nu = 0,5$

4.2.6 Rigidité issue d'essais triaxiaux ou d'essais oedométriques

Les relations de contrainte-déformation (rigidité) du sol utilisées dans les calculs doivent être suffisamment représentatives de l'état limite considéré (en termes de déformations).

5. Détermination de la poussée et de la butée des terres

Le point 9.5 et l'Annexe C de l'EC 7-1 (corrigendum) [1] présentent une méthodologie détaillée permettant de déterminer la poussée et la butée des terres. À cet égard, on s'est basé sur des surfaces de glissement courbes. Pour déterminer la poussée des terres active, il convient de prendre en compte les surcharges (y compris temporaires et locales).

Comme les calculs effectués sur base de modèles à ressorts sont réalisés automatiquement pour des surfaces de glissement planes quand la surface de terrain n'est pas tout à fait horizontale (= surface de sol en pente ou dénivelée) et quand les surcharges ne présentent pas une répartition uniforme sur toute la surface du sol, des valeurs de l'angle de frottement de la paroi (voir Tableau 4) sont aussi reprises pour les surfaces de glissement planes. Dans pareils cas, il y a toujours lieu d'indiquer les valeurs de l'angle de frottement de la paroi qui correspondent aux surfaces de glissement planes.

En cas de parois discontinues (= parois berlinoises et parois de pieux présentant un plus large écart entre les pieux plus profonds), il convient :

- soit de prendre en compte la largeur utile des profilés ou des pieux ;
- soit d'appliquer une réduction au coefficient de pression de terre passive si elle est considérée comme une paroi continue.

Annexe 1 (informative): Application d'une différenciation de fiabilité au calcul des soutènements

La présente annexe reprend une proposition visant à appliquer une différenciation de fiabilité lors du calcul des soutènements. Cette méthode est purement indicative, n'ayant pas encore pu être vérifiée à grande échelle pour des cas réels. À cet égard, l'objectif consiste, à l'avenir, à affiner cette méthode ou à l'adapter sur base d'un feed-back de la pratique

Pour appliquer une différenciation de fiabilité, des classes de risque sont définies : CR 1, CR 2 et CR 3. Celles-ci sont définies en fonction des classes de conséquences et des classes de fiabilité.

1. Classes de conséquences

Pour la différenciation de fiabilité, les classes de conséquences (CC) peuvent être définies en considérant les conséquences d'une défaillance ou d'un mauvais fonctionnement de l'ouvrage (Eurocode 0):

Classe de conséquences 1 (CC 1):

FAIBLE en termes de perte de vies humaines et conséquences économiques, sociales ou environnementales faibles ou négligeables ; en cas de défaillance, la conséquence est la suivante :

- danger de mort : négligeable
- dégâts économiques : faible

Classe de conséquences 2 (CC 2):

MOYENNE en termes de perte de vies humaines et conséquences économiques, sociales ou environnementales considérables ; en cas de défaillance, la conséquence est la suivante :

- danger de mort : négligeable
- dégâts économiques : élevée

Classe de conséquences 3 (CC 3):

ÉLEVÉE en termes de perte de vies humaines et conséquences économiques, sociales ou environnementales considérables ; en cas de défaillance, la conséquence est la suivante :

- danger de mort : élevée
- dégâts économiques : élevée

Les éléments de construction peuvent relever d'une classe de conséquences inférieure à celle de l'ouvrage dont ils font partie s'il est prévu que les conséquences des ruptures soient plus limitées.

Si l'on peut s'attendre à ce que les conséquences de ruptures d'ouvrages soient plus limitées pendant la phase d'exécution qu'en phase d'utilisation,

ces éléments de construction peuvent relever d'une classe de conséquences inférieure et, inversement, s'il est à prévoir que les conséquences seront plus lourdes, il convient de leur attribuer une classe de conséquences supérieure.

2. Classes de fiabilité

La classe de fiabilité RC peut être établie à l'aide des 7 paramètres, rassemblés au Tableau 5. Un indice propre à chaque paramètre peut être d'application. La somme de ces 7 indices donne alors une indication de la classe de fiabilité où l'on se trouve.

Si la somme < 9 → classe de fiabilité RC 1

Si la somme < 12 → classe de fiabilité RC 2

Si la somme ≥ 12 → classe de fiabilité RC 3

Paramètre	Limite/catégorie	Indice
1. Profondeur d'excavation	• < 4m	0
	• < 10m	2
	• > 10m	4
2. Redistribution des forces d'ancrage ou d'étaïonnage possible	• Pas présent	2
	• Oui	0
	• Non	4
3. Type de sol (*)	• Tourbe et argile molle/limon mou ($q_c < 1$ MPa)	3
	• Argile quartaire ($q_c > 1$ MPa)	2
	• Limon ($q_c > 1$ MPa)	1
	• Argile tertiaire	0
	• Sable	0
4. Distance par rapport aux constructions (**)/profondeur d'excavation	• < 1	4
	• 1 à 2	1
	• > 2	0
5. Nappe phréatique	• Nappe captive	4
	• Profondeur < profondeur d'excavation	2
	• Profondeur > profondeur d'excavation	0
6. Type de soutènement	• Paroi berlinoise	3
	• Paroi en « jet grouting »	2
	• Paroi « soil mix »	2
	• Rideau de palplanches	2
	• Paroi de pieux	2
	• Reprise en sous-oeuvre	2
	• Fouille blindée	1
• Paroi moulée	1	
7. Durée de la fonction de la paroi	• < 3 mois	0
	• < 1 an	2
	• > 1 an	4

Tableau 5. Détermination des classes de fiabilité.

(*) Concerne la présence sur au moins d'1/3 de la hauteur à soutenir en zone active ou sur au moins d'1/3 de la hauteur en zone passive (prendre le cas le plus défavorable)

(**) Concerne toutes les constructions dont le ELS peut être affecté par les déformations de la structure de soutènement et du sol derrière elle : bâtiments, routes (ferroviaires), digues, lignes électriques ; etc.

Toutefois, si un plan de monitoring est mis en place, des soutènements de catégorie géotechniques 2 (voir § 2.1) peuvent cependant toujours être

considérés comme un soutènement de classe de fiabilité RC 2, à condition que :

- le plan de monitoring est soumis préalablement aux travaux de soutènement. Un plan de monitoring doit contenir au moins :
 - o un aperçu des paramètres pertinents qui seront surveillés/monitoré (par exemple, les niveaux d'eau devant et derrière la paroi, les déplacements de la paroi, les forces d'ancrage ou d'appui, les tassements dans l'environnement,...)
 - o les valeurs limites pour chacun de ces paramètres
 - o les moments auxquels les mesures sont effectuées en tenant compte du phasage des travaux
 - o un plan d'action si les valeurs limites sont approchées et/ou dépassées.
- la surveillance/le monitoring est effectué indépendamment des exécutants

3. Classes de risque

La classe de risque CR est établie en combinant une classe de conséquences et une classe de fiabilité, conformément au Tableau 6.

	CC 1	CC 2	CC 3
RC 1	CR 1	CR 2	CR 2
RC 2	CR 2	CR 2	CR 3
RC 3	CR 2	CR 3	CR 3

Tableau 6. Détermination des classes de risques (CR) conformément aux classes de conséquence (CC) et aux classes de fiabilité (CR).

4. Facteurs de pondération

Les facteurs de pondération γ_F et γ_M sont repris aux Tableaux 7, 8 et 9 pour les calculs des classes de risque 1, 2 et 3.

Classe de risque 1								
	Action γ_F				Paramètres du sol γ_M			
	γ_G (charge permanente)		γ_Q (charge variable)		γ_V	γ_Φ	γ_c	γ_{cu}
	défavorable	Favorable	Défavorable	favorable				
DA 1/1	1.20	1.00	1.30	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00
DA 1/2	1.00	1.00	1.10	0.00	1.00	1.10	1.10	1.25

Tableau 7. Facteurs de pondération pour un calcul en DA 1/1 et DA 1/2 pour les calculs en CR1.

Classe de risque 2								
	Action γ_F				Paramètres du sol γ_M			
	γ_G (charge permanente)		γ_Q (charge variable)		γ_Y	γ_Φ	γ_C	γ_{Cu}
	défavorable	favorable	défavorable	favorable				
DA 1/1	1.35	1.00	1.50	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00
DA 1/2	1.00	1.00	1.10	0.00	1.00	1.25	1.25	1.40

Tableau 8. Facteurs de pondération pour un calcul en DA 1/1 et DA 1/2 pour les calculs en classe de risque 2.

Classe de risque 3								
	Action γ_F				Paramètres du sol γ_M			
	γ_G (charge permanente)		γ_Q (charge variable)		γ_Y	γ_Φ	γ_C	γ_{Cu}
	défavorable	favorable	défavorable	favorable				
DA 1/1	1.50	1.00	1.80	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00
DA 1/2	1.00	1.00	1.20	0.00	1.00	1.40	1.40	1.55

Tableau 9. Facteurs de pondération pour un calcul en DA 1/1 et DA 1/2 pour les calculs en classe de risque 3.

Annexe 2 (informative): Catégories géotechniques conformément à la NBN EN 1997-1:2005

1. Principes généraux

Afin d'établir les exigences minimales relatives à l'ampleur et au contenu des reconnaissances géotechniques, des calculs et des contrôles d'exécution des travaux, la complexité de chaque dimensionnement géotechnique doit être identifiée, de même que les risques qui y sont associés.

Afin d'établir les exigences relatives au dimensionnement géotechnique, trois catégories géotechniques (GC) ont été introduites dans l'EC 7, numérotées de 1 à 3.

Préalablement à l'investigation du sol, il convient d'effectuer une classification préliminaire de l'ouvrage au sein d'une catégorie géotechnique. Cette catégorie sera vérifiée et modifiée au besoin à chaque étape du dimensionnement et de l'exécution du projet. Ainsi, les résultats de l'investigation du sol pourront également indiquer la nécessité d'adapter la catégorie choisie.

Les procédures d'une catégorie plus élevée peuvent être utilisées pour justifier un dimensionnement plus économique ou lorsque le responsable du dimensionnement les considère comme plus appropriées.

Les différents aspects du dimensionnement d'un projet peuvent impliquer que différentes catégories géotechniques soient appliquées. Il n'est pas obligatoire de traiter la totalité d'un projet conformément à la plus élevée de ces catégories.

2. Catégories géotechniques GC 1

La catégorie GC1 vise uniquement les ouvrages petits et relativement simples, présentant un risque négligeable.

Les habitations unifamiliales ne relèvent pas de la catégorie GC1.

3. Catégories géotechniques GC 2

La catégorie géotechnique GC2 concerne les types d'ouvrages et de fondations conventionnels ne présentant pas de risque exceptionnel et/ou de nature de sol et de chargements complexes.

La pratique belge subdivise la catégorie GC2 en deux sous-catégories, GC2A et GC2B.

Cette subdivision s'explique par la présence, au sein de la catégorie GC2, d'ouvrages relativement simples comme les habitations unifamiliales (présentant donc l'obligation inhérente – bien que limitée – d'être soumises à une investigation du sol).

Distinction entre les catégories géotechniques GC2A et GC2B

GC 2A: Habitations unifamiliales et autres projets présentant une ampleur et/ou des sollicitations limitées ainsi qu'un niveau de risque restreint.

- Bâtiments comprenant 3 niveaux de construction maximum et présentant une profondeur d'excavation maximum de 2,5 m et une surface < 250 m².

GC 2B: Projets de moyenne et grande importance et/ou présentant des sollicitations élevées ainsi qu'un niveau de risque moyen

Les ouvrages suivants sont des exemples de structures ou parties de structures qui entrent dans la catégorie géotechnique 2B :

- fondations superficielles ;
- fondations sur radiers ;
- fondations sur pieux ;
- murs et autres ouvrages de soutènement retenant des terres ou de l'eau ;
- excavations ;
- piles et culées de pont ;
- remblais et terrassements ;
- tirants d'ancrage et autres systèmes d'ancrage ;
- tunnels dans les roches dures non fracturées, sans conditions spéciales d'étanchéité ou autres exigences.

4. Catégories géotechniques GC 3

La catégorie GC3 comprend tous les ouvrages géotechniques ne relevant ni de la catégorie GC1, ni de la catégorie GC2.

Cette catégorie géotechnique 3 comprend par exemple :

- les ouvrages très grands ou inhabituels ;
- les ouvrages impliquant des risques anormaux ou des conditions de terrain ou de chargement inusuelles ou exceptionnellement difficiles ;
- les ouvrages construits dans des zones très sismiques ;
- les ouvrages situés dans des zones sujettes à des instabilités ou à des mouvements permanents du terrain qui nécessitent une reconnaissance particulière ou des mesures spéciales.

Annexe 3 (informative): Détermination du coefficient de réaction horizontale du sol k_h

Nous décrivons ci-après trois méthodes permettant de déterminer le coefficient de réaction horizontale du sol k_h .

1. Règle empirique basée sur la résistance au cône q_c établie sur base d'un essai de pénétration statique électrique

Pour simplifier, on peut partir de la règle empirique suivante, s'appuyant sur un modèle à ressorts simple et linéaire, et basé sur les résultats d'un essai de pénétration statique électrique :

$$\begin{aligned} k_h \text{ [MN/m}^3\text{]} &= 1 \text{ à } 2 q_c \text{ (sol normalement consolidé)} \\ &= 2 \text{ à } 4 q_c \text{ (sol surconsolidé, couches tertiaires)} \end{aligned}$$

Dans ces équations, q_c est exprimé en MPa.

Pour mieux approcher la réalité, on peut également faire varier la valeur de k_h en fonction du déplacement horizontal, par analogie avec le modèle à ressorts DSheet (Geodelft) et comme présenté dans le CUR 166 (voir la Figure 3). La règle empirique veut que les valeurs sécantes de $k_{h,i}$ soient déduites comme suit:

$$\begin{aligned} k_{h,1} &= 2 k_{h,2} \\ k_{h,2} &= 1 \text{ à } 2 q_c \text{ (sol normalement consolidé)} \\ &= 2 \text{ à } 4 q_c \text{ (sol surconsolidé, couches tertiaires)} \\ k_{h,3} &= k_{h,2} / 2 \end{aligned}$$

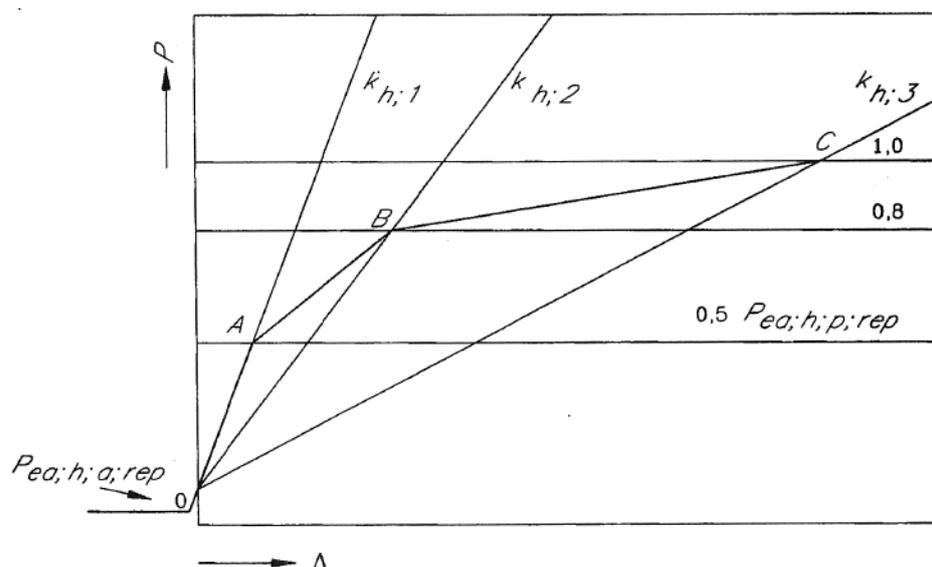


Figure 3. Construction du coefficient de réaction du sol en fonction de la déformation (selon le CUR 166) P représente la pression horizontale du sol, Δ le déplacement horizontal.

2. Sur base des données empiriques (CUR 166)

À titre alternatif, on peut également partir des valeurs présentées pour k_{h1} , k_{h2} et k_{h3} dans le CUR 166 et basées sur des données empiriques (Tableau 10). Si l'on effectue un calcul simplifié, basé sur un simple modèle à ressorts linéaire, il convient de prendre en compte la valeur pour $k_{h,2}$ (colonne 1).

		$k_{h,1}$ (kN/m ³)		$k_{h,2}$ (kN/m ³)		$k_{h,3}$ (kN/m ³)	
		1) $p_0 < p_h < 0,5 p_{ea;h;p;rep}$		0,5 $p_{ea;h;p;rep} \leq p_h \leq 0,8 p_{ea;h;p;rep}$		0,8 $p_{ea;h;p;rep} \leq p_h \leq p_{ea;h;p;rep}$	
		1 2)	2 3)	1 2)	2 3)	1 2)	2 3)
Sable	q_c (MPa)						
lâche	5	12000	27000	6000	13500	3000	6750
moyenne	15	20000	45000	10000	22500	5000	11250
compacte	25	40000	90000	20000	45000	10000	22500
Argile	q_c (MPa)						
molle	0.5	2000	4500	800	1800	500	1125
moyenne	1.0	4000	9000	2000	4500	800	1800
raide	4.0	6000	13500	4000	9000	2000	4500
Tourbe	q_c (MPa)						
peu consist.	0.2	1000	2250	500	1125	250	560
moyenne	0.6	2000	4500	800	1800	500	1125
1)	les valeurs de cette colonne doivent être utilisées pour une poussée active des terres $p_{ea;h;rep}$						
2)	valeur représentative de la moyenne inférieure si un coefficient de réaction du sol faible est défavorable						
3)	valeur représentative de la moyenne élevée lorsqu'un coefficient de réaction du sol élevé est défavorable						
p_0	pression neutre du sol en kN/m ²						
$p_{ea;h;p;rep}$	valeur représentative de la pression de sol horizontale maximale en cas d'augmentation des contraintes (passive) en kN/m ²						
p_h	pression horizontale maximale en kN/m ² pour le trajet concerné du coefficient de réaction du sol						

Tableau 10. Valeurs représentatives pour la moyenne inférieure et la moyenne supérieure du coefficient de réaction horizontale du sol à l'augmentation des contraintes, associées à la Figure 3 (d'après le CUR 166).

3. Méthode basée sur l'essai pressiométrique (NF P 94-282)

Enfin, le coefficient de réaction horizontale du sol peut également être déterminé à l'aide du module pressiométrique E_M , déterminé sur base de l'essai pressiométrique d'après Ménard :

$$k_h = 2 \frac{\left(\frac{E_M}{\alpha} \right)^{\frac{4}{3}}}{\left(\frac{E_{str} I_{str}}{B_0} \right)^{\frac{1}{3}}} \quad (3)$$

Dans cette équation, α est un coefficient empirique, fonction de la nature du terrain (voir les tableaux 11 et 12) et $E_{str} I_{str}$ le moment d'inertie d'un élément de paroi de longueur B_0 .

Type de sol	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) compacte ou (très) raide	-	> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3
Normalement consolidé ou moyennement compacte ou moyennement raide	1	9 - 16	2/3	8 - 14	1/2	7 - 12	1/3	6 - 10	1/4
Sousconsolidé altéré et remanié ou lâche ou peu compact	-	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 11. Valeurs recommandées pour les paramètres de sol empiriques (d'après le Tableau F.3.1 de la NF P 94-282)

Rocher	
Type	α
Très peu fracturé	2/3
Normal	1/2
Très facturé	1/3
Très altéré	2/3

Tableau 12. Valeurs recommandées pour les paramètres empiriques d'un sous-sol rocheux (d'après le Tableau F.3.2 de la NF P 94-282).

Annexe 4 (informative): Détermination du module d'élasticité sur base de l'essai de pénétration statique électrique

Le Tableau 13 présente des valeurs indicatives permettant de déduire le module d'élasticité E à partir des résultats de l'essai de pénétration statique électrique. Ces valeurs indicatives peuvent être appliquées uniquement dans un modèle linéaire élastique et parfaitement plastique (par ex. le modèle de Mohr-Coulomb). En cas d'utilisation de modèles de matériau plus complexes, les données entrées doivent être déduites d'essais de laboratoire ou d'études in situ spécialisées.

Type de sol	Adjonction	Compacité/consistance	q _c (MPa)	E NC (MPa)	E OC (MPa)
gravier		moyen	10-20	40 - 60	non appl.
		compact	>20	60 - 100	non appl.
		moyen	10-20	30 - 50	non appl.
		compact	>20	50 - 90	non appl.
sable	<i>limoneux ou argileux</i>	lâche	2 - 4	6 - 12	non appl.
		moyen	4 - 10	12 - 30	non appl.
		compact	10 - 15	30 - 45	non appl.
		très compact	>15	45 - 75	90 - 150
	<i>limoneux ou argileux</i>	lâche	2 - 4	6 - 12	non appl.
		moyen	4 - 10	12 - 30	non appl.
		compact	10 - 15	30 - 45	non appl.
		très compact	>15	45 - 60	90 - 120
limon	-	mou	0.4 - 1	1 - 2	non appl.
		moyennement raide	1 - 2	2 - 5	non appl.
		assez raide	2 - 4	5 - 10	non appl.
		raide	>4	10 - 15	non appl.
	<i>sableux</i>	mou	0.4 - 1	2 - 3	non appl.
		moyennement raide	1 - 2	3 - 6	non appl.
		assez raide	2 - 4	6 - 12	non appl.
		raide	>4	12 - 16	non appl.
argile	-	mou	0.4 - 1	1 - 2	non appl.
		moyennement raide	1 - 2	2 - 5	non appl.
		assez raide	2 - 4	5 - 10	10 - 20
		raide	>4	10 - 15	20 - 30
	<i>sableux</i>	mou	0.4 - 1	2 - 3	non appl.
		moyennement raide	1 - 2	3 - 6	non appl.
		assez raide	2 - 4	6 - 12	12 - 24
		raide	>4	12 - 16	24 - 32
veen		mou	0.2 - 0.5	0,6 - 1,4	non appl.
		moyennement raide	0.5 - 1	1,4 - 2,6	non appl.
		raide	>1	2,6 - 4	non appl.

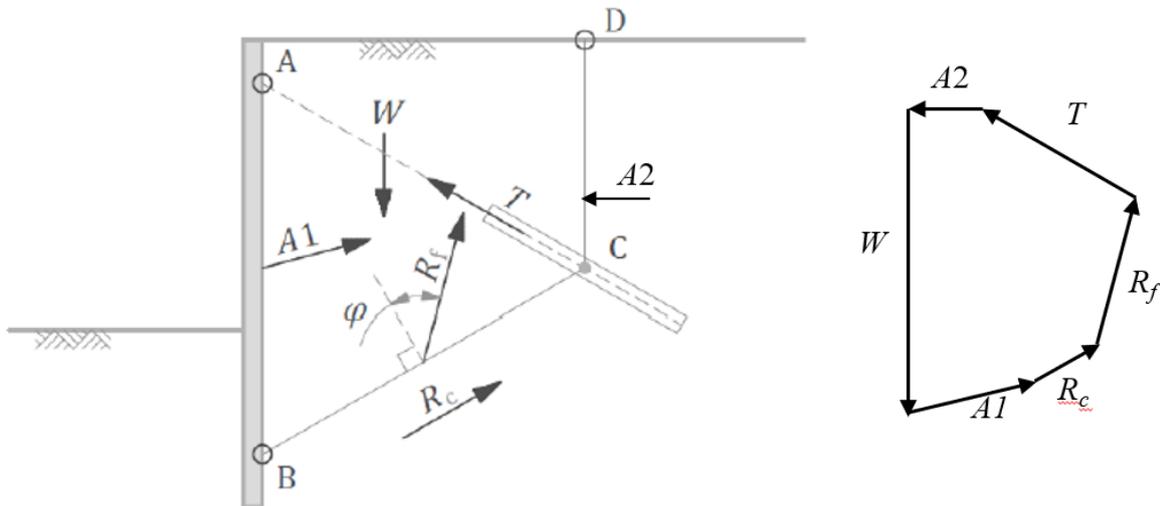
Tableau 13. Valeurs indicatives pour le module d'élasticité E sur base de la résistance au cône d'un essai de pénétration statique électrique (NC = sol normalement consolidé; OC = sol surconsolidé).

Annexe 5 (informative) : Directives pour l'application de la méthode de Kranz en Belgique

La vérification de l'équilibre dit de "Kranz" consiste à vérifier si, dans le cas d'un mur de soutènement ancrés, la sécurité est suffisante contre l'apparition d'un état limite dans lequel un volume de sol cède vers le mur de soutènement via une surface de glissement élevée.

En général, cette vérification implique que la « longueur libre » (L_{free}) des tirants d'ancrage ou la « longueur libre équivalente » ($L_{free,eq.}$) des pieux de tension doit être suffisante pour éviter cet état limite.

La Figure 4 illustre, dans le cas d'un mur avec des tirants d'ancrage sur un seul niveau dans un sol homogène, comment cet état-limite peut être considéré.



ABCD est le volume de sol situé entre l'arrière du mur de soutènement, AB, la surface de rupture conventionnel, BC, et la surface verticale passant par le point C où agit la force d'ancrage résultante T

W est le poids effectif du volume ABCD

T est la force déstabilisante exercée par l'ancre sur le volume ABCD

A2 est la pression de sol déstabilisatrice exercée sur CD

A1 est la force de réaction stabilisatrice exercée par le mur de soutènement

R_f est la résistance au cisaillement liée à l'angle de frottement du sol sur la surface de glissement BC

R_c est la résistance au cisaillement supplémentaire liée à la cohésion du sol

Figure 4 – Équilibre de Kranz pour déterminer la longueur d'ancrage afin d'éviter l'interaction avec le mur de soutènement

Une remarque importante à propos de la figure 4 est qu'un certain nombre d'hypothèses doivent être faites pour la détermination du volume de sol ABCD. Par exemple, dans un mur de soutènement encastré, le point B est généralement pris au niveau du point d'effort tranchant nul.

Le point C se trouve:

- dans le cas des tirants d'ancrage : au milieu du scellement (L_{fixed})
- dans le cas de pieux de traction : au milieu de la partie du pieu de traction où il y a un transfert d'effort effectif vers le sol (cette zone se trouve de toute façon derrière la zone de pression de terre active dans du sol résistant).

La méthode de Kranz doit être vérifiée pour toutes les phases pertinentes de la méthode ELS :

- d'un calcul ELS pour une phase spécifique i découle une force d'ancrage $F_{\text{serv},k,i}$. Si l'angle de la surface de glissement BC avec l'horizontale est inférieur ou égal à l'angle de frottement interne du sol (φ'), la surcharge variable à la hauteur de la zone AD doit être négligée ; alternativement, un calcul peut être effectué avec et sans surcharge variable pour la zone AD et la situation la plus défavorable est retenue.
- Les forces agissant sur le volume de sol « Kranz » pour une phase spécifique i sont considérées caractéristiquement (ELS) ; une force d'ancrage T_i peut alors être déterminée en fermant le polygone de force ;
- Par la suite, $F_{\text{serv},k,i} \leq T_i/1,5$ doit être satisfaite.

Pour plus d'informations et de lignes directrices concernant la méthode de Kranz et pour des situations plus complexes (surcharges, pressions d'eau, rangées d'ancrage multiples, stratification de sol hétérogène, ...) référence est faite à la littérature spécialisée, par exemple l'EAB [26] et l'EAU 2012 [27].

Références

- [1] NBN EN 1997-1:2004 Eurocode 7: Calcul géotechnique - Partie 1: Règles générales (+AC:2009).
- [2] NBN EN 1997-1/A1:2014 Eurocode 7: Calcul géotechnique - Partie 1: Règles générales.
- [3] NBN EN 1997-1 ANB:2014 Calcul géotechnique - Partie 1: Règles générales. Annexe Nationale.
- [4] NBN EN 1997-1 ANB:2022 Eurocode 7: Calcul géotechnique - Partie 1: Règles générales. Annexe Nationale . (Remplace [3] à sa publication)
- [5] GBMS Procédures standard pour la reconnaissance géotechnique : Essais de pénétration – Partie 1 : Planification, exécution, et rapportage des résultats, 2012 (disponible via www.bggg-gbms.be)
- [6] CSTC infofiche 56.1 Parois berlinoises de Type 1 : blindages mis en place en cours d'excavation, 2012.
- [7] CSTC infofiche 56.2 Parois berlinoises de Type 2 : blindages mis en place avant l'excavation, 2012.
- [8] CSTC infofiche 56.3 Parois de pieux de Type 1 : pieux s'empoîtant les uns dans les autres (paroi de pieux sécants), 2012.
- [9] CSTC infofiche 56.4 Parois de pieux de Type 2 : pieux placés l'un à côté de l'autre (paroi de pieux tangents), 2012.
- [10] NBN EN 1536+A1:2015 Exécution des travaux géotechniques spéciaux. Pieux forés.
- [11] CSTC infofiche 56.5 Parois de type "soil mix" de Type 1 : parois faites de colonnes, 2012.
- [12] CSTC infofiche 56.6 Parois de type "soil mix" de Type 2 : parois faites de panneaux, 2012.
- [13] WTCB Monografie 22 SBRCURnet-WTCB Handboek Soilmixwanden. Ontwerp en Uitvoering. 2017 (incl. Erratum 2018).
- [14] NBN EN 14679:2005 Exécution des travaux géotechniques spéciaux. Colonnes de sols traités (Deep Mixing).
- [15] CSTC infofiche 70.01 Exécution des rideaux de palplanches en acier, 2014.
- [16] NBN EN 12063:1999 Exécution des travaux géotechniques spéciaux. Rideaux de palplanches.
- [17] CSTC infofiche 72.02 Exécution des parois moulées, 2014.
- [18] NBN EN 1538+A1:2015 Exécution des travaux géotechniques spéciaux. Parois moulées

- [19] NBN EN 12716:2019 Exécution des travaux géotechniques spéciaux. Jet grouting
- [20] CSTC infofiche 72.01 Le remplètement de fondations existantes, 2015.
- [21] CSTC infofiche 72.02 La reprise en sous-oeuvre au moyen de fouilles blindées, 2015.
- [22] NBN EN 1990:2002 Eurocode. Bases de calcul des structures .
- [23] NBN EN 1990 ANB:2013 Eurocode 0. Bases de calcul des structures. Annexe Nationale.
- [24] Bishop, A. W., The use of the slip circle in the analysis of slopes. Geotechnique, Vol. 5 issue 1, (1955); Proc. Europ. conf. on stability of earth slopes, Stockholm, Vol. I, pp 1-14 (1954).
- [25] Janbu, N., Application of composite slip surfaces for stability analysis. Proc. Europ. conf. on stability of earth Slopes, Stockholm, Vol. 3, pp 43-49 (1954)
- [26] EAB Recommendations on Excavations, 2nd Edition 2009 Wiley – Ernst & Sohn, edited by the TC "Excavations" of the German Society for Geotechnics (DGGT).
- [27] EAU 2012 Recommendations of the "Committee for Waterfront Structures Harbours and Waterways, 9th Edition 2015 ,Wiley – Ernst & Sohn
- [28] NBN EN 1537: 2013 Exécution des travaux géotechniques spéciaux. Tirants d'ancrage.
- [29] Morgenstern, N. R., Price, V. W., The analysis for the stability of general slip surfaces. Geotechnique, Vol 15, pp 79-93 (1965).