



**HAL**  
open science

# Analyse comparative de la norme NF P 94 282 sur les écrans de soutènement

Jean Fixot

► **To cite this version:**

Jean Fixot. Analyse comparative de la norme NF P 94 282 sur les écrans de soutènement. Génie civil. 2013. dumas-01143111

**HAL Id: dumas-01143111**

**<https://dumas.ccsd.cnrs.fr/dumas-01143111>**

Submitted on 16 Apr 2015

**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.



**CONSERVATOIRE NATIONAL DES ARTS ET MÉTIERS**  
**Centre d'enseignement de PARIS**

---

**MÉMOIRE**

présenté en vue d'obtenir

**Le diplôme d'ingénieur CNAM**

**Spécialité : Construction - Aménagement**

Option Géotechnique

par

Jean FIXOT

---

Analyse comparative de la norme NF P 94 282 sur les  
écrans de soutènement

Soutenu le 16 décembre 2013

---

**JURY**

**Président :** M. DELMAS Philippe - CNAM Paris

**Tuteur :** M. HEUMEZ Samuel – CETE idf

**Membres :** M. BURLON Sébastien – IFSTTAR

Mme FAUCHET Sandrine – DGAC

Mme Merrien-Soukatchoff – CNAM Paris



## **Remerciements**

En préambule, je souhaite remercier les personnes qui m'ont apporté leur aide pour concrétiser six années d'étude au Conservatoire National des Arts et Métiers – Centre de Paris.

Je tiens à remercier mon directeur de mémoire, Monsieur Philippe Delmas, qui m'a permis d'acquérir la rigueur scientifique nécessaire à la rédaction de ce mémoire.

Mes remerciements s'adressent également à mon tuteur d'entreprise, Monsieur Samuel Heumez, pour sa générosité et la grande patience dont il a su faire preuve malgré sa charge élevée de travail.

Je tiens à exprimer ma reconnaissance envers Monsieur Jean Soubestre qui a eu la gentillesse de lire et corriger ce travail mais également de m'aider à approfondir mes connaissances dans le domaine de la mécanique des milieux continus.

Je tiens également à remercier Madame Sandrine Fauchet qui m'a fait découvrir et partager sa passion pour la géotechnique et sans qui je ne serais pas le géotechnicien que je suis aujourd'hui.

Ces remerciements ne seraient pas complets sans une pensée pour mes amis et collègues qui ont été présent quand j'en avais besoin.

Je souhaite rendre également hommage aux membres de ma famille, et en particulier à ma sœur Marie, pour m'avoir soutenu et encouragé.

A ma compagne Emily dont l'amour, et le soutien m'ont aidé au travers de toutes les difficultés que j'ai pu rencontrer au cours de ces six années d'étude au Conservatoire National des Arts et Métiers.

Au terme de ces remerciements, je tiens à dédier ce mémoire à notre fils Raphaël dont la naissance marque la transition entre ma vie d'étudiant au CNAM et ma nouvelle vie de papa.

## **Résumé**

Dans un premier temps, ce mémoire décrit et définit le domaine d'emploi des écrans de soutènement les plus courants (rideaux de palplanches, parois moulées et parois composites) ainsi que les différents système d'appui.

Dans un deuxième temps, il retrace les principales étapes de l'élaboration des quatre grandes méthodes de dimensionnement des ouvrages de soutènement qui existent aujourd'hui, à savoir :

- les méthodes classiques
- la méthode aux coefficients de réaction
- la méthode aux éléments finis
- les méthodes empiriques et semi-empiriques

Cette deuxième partie se termine par une présentation du contexte normatif actuellement en vigueur et plus particulièrement de la norme NF P 94 282. Conformément à l'esprit des Eurocodes, cette norme a intégré une approche semi-probabiliste et l'usage de coefficients partiels dans le dimensionnement des écrans de soutènement, tout en laissant une certaine latitude au projeteur dans le choix des hypothèses et de la méthode de dimensionnement.

Sur la base de ce constat, la troisième partie du mémoire présente, à l'aide de calculs comparatifs, l'impact que peuvent avoir ces hypothèses et/ou la méthode de dimensionnement choisie sur le dimensionnement d'un écran de soutènement. L'objectif de ce travail étant de permettre aux maîtres d'œuvres, aux maîtres d'ouvrages et aux bureaux d'études géotechnique d'avoir une vision plus globale des possibilités qu'offre la norme NF P 94 282 et ainsi otpimiser si ils le souhaitent, le dimensionnement des ouvrages de soutènement dont ils ont la charge.

## **Abstract**

The first part of this work is dedicated to the description and the definition of the application field of the more usual flexible retaining walls (sheet pile walls, diaphragm walls, soldier beams and lagging) and of different support systems.

The second part of this work presents the main development stages of the four current design methods for flexible retaining walls, namely :

- classic methods
- the subgrade reaction method
- the finite elements method
- empirical and semi-empirical methods

This second part ends presenting the normative context currently in force and more particularly the standard NF P 94 282. In accordance with the Eurocodes, this standard integrated a semi-probabilistic approach and the use of partial coefficients for the flexible retaining walls design, letting the designer choose the hypothesis and the design method.

In view of the above, the third part of the work presents, using comparative calculations, the impact the hypothesis and/or the choice of the design method can have on the flexible retaining wall design. The purpose of this is to permit to prime contractors, contractors and geotechnical engineering consultants to have a broader vision of the standard NF P 94 282 possibilities and to permit them to optimize the structures which they are responsible for.

## Table des matières

Introduction.....	7
Partie 1 : Présentation et domaine d'emploi des écrans de soutènement.....	8
I. Présentation générale des écrans de soutènement.....	9
II. Les rideaux de palplanches métalliques .....	10
III. Les parois composites.....	12
IV. Parois moulées et préfabriquées.....	16
V. Choix d'un type d'écran de soutènement.....	18
VI. Les systèmes d'appuis .....	19
VII. Les effets de l'eau sur les ouvrages de soutènement .....	22
Partie 2 : Historique des différentes méthodes de calcul des soutènements.....	28
I. Présentation générale .....	29
II. Les méthodes classiques .....	30
III. La méthode aux coefficients de réaction (modèle élasto-plastique).....	39
IV. La méthode aux éléments finis.....	55
V. Les méthodes empiriques et semi-empiriques.....	68
VI. Le contexte normatif.....	79
Troisième partie : Analyse de l'impact des différentes options laissées par la norme NF P 94 282 .	86
I. Présentation .....	87
II. Impact d'une méthode MISS sur le dimensionnement d'un écran de soutènement butonné en tête dans un mono-couche.....	89
III. Comparatif d'une méthode MEL et MISS pour dimensionner un écran de soutènement butonné en tête dans un mono-couche.....	101
IV. Comparatif dans la réalisation des calculs MEL.....	105
V. Impact du choix de la valeur de l'inclinaison de la poussée et de la butée sur les résultats de calcul.....	110
VI. Dimensionnement d'un écran en console.....	115
VII. Application à des cas réels.....	127
VIII. Discussion .....	139
Conclusion générale .....	144

### Liste des annexes :

- Annexe 1 : Courbes Comparatives des Méthodes de détermination de  $k_h$  en fonction de la valeur du module pressiométrique et de la nature du sol
- Annexe 2 : Courbes de variations des longueurs de fiche et des efforts en fonction de  $k_h$ . Cas d'un écran butonné en tête dans un mono-couche avec un produit d'inertie de 100 000 KN.m<sup>2</sup>/ml et  $|k| = 0$
- Annexe 3 : Impact, pour différentes valeurs de  $k_h$ , de la variation du produit d'inertie de l'écran sur les résultats de calcul. Cas d'un écran butonné en tête dans un mono-couche avec  $|k| = 0$
- Annexe 4 : Impact sur les calculs du contraste de  $k_h$  entre la partie en fiche et la hauteur libre. Cas de la formule de Balay dans un mono-couche pour un écran butonné en tête avec un produit d'inertie de 100 000 KN.m<sup>2</sup>/ml et  $|k| = 0$
- Annexe 5 : Comparatif de la méthode MEL et MISS (approche de calcul 2 et 2\*). Cas d'un écran butonné en tête dans un mono-couche avec  $|k| = 0$
- Annexe 6 : Impact de la variation de  $k_h$  et du produit d'inertie dans un calcul MISS approche 2\*\* au regard d'un calcul MEL approche 2 coefficients partiels. Cas d'un écran en console avec  $|k| = 0$

## **Introduction**

Les murs poids furent jusqu'au XIXe siècle sans réelle concurrence dans le domaine des soutènements. Utilisés initialement pour l'édification de fortifications, ils servirent à la réalisation de nombreuses infrastructures de communication lors de la deuxième révolution industrielle (chemins de fer, routes, canaux, ports, etc...). A partir du XXe siècle, la nécessité toujours croissante de limiter l'emprise des fouilles favorisa l'émergence des écrans des soutènements. Cette nouvelle famille d'ouvrage est aujourd'hui incontournable dans le domaine de la géotechnique.

La première partie décrira et présentera le domaine d'emploi des écrans de soutènement les plus courants ainsi que les différents systèmes d'appuis existants.

La deuxième partie de ce mémoire présentera les quatre grandes méthodes de dimensionnement des ouvrages de soutènement qui existent aujourd'hui

Cet aspect historique du dimensionnement des écrans de soutènement est prolongé par une présentation du contexte normatif actuel qui regroupe dans un unique document, la norme NF P 94 282, trois des quatre méthodes de dimensionnement qui se sont historiquement développées. En les regroupant, la norme laisse au projeteur une certaine latitude dans le choix de l'approche à utiliser.

C'est sur la base de ce constat que la troisième partie présente une analyse de l'impact du choix de certaines hypothèses de calcul et/ou de la méthode de dimensionnement sur les résultats du dimensionnement d'un écran de soutènement.

L'objectif de ce travail étant de permettre aux maîtres d'œuvres, aux maîtres d'ouvrages et aux bureaux d'études géotechnique d'avoir une vision plus globale des possibilités que laisse la norme NF P 94 282 et ainsi d'orienter s'il le souhaite le dimensionnement des ouvrages de soutènements dont ils ont la charge.

**Partie 1 : Présentation et domaine  
d'emploi des écrans de soutènement**

## I. Présentation générale des écrans de soutènement

A partir du XX<sup>e</sup> siècle, la nécessité toujours croissante de limiter l'emprise des fouilles favorisa l'émergence des écrans de soutènements. Par rapport aux murs poids pour lesquels le sol est uniquement une source de chargement, les écrans de soutènements se caractérisent par le fait que le sol est en même temps un appui de la structure et une source de chargement de cette dernière, (figure 1).

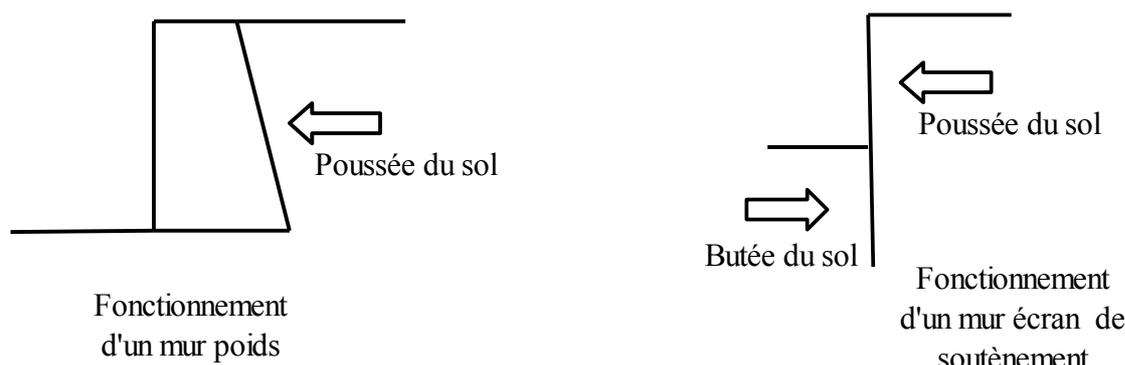


Figure 1 : Différence de fonctionnement entre un mur poids et un écran de soutènement

Le fait que le sol constitue un appui pour les écrans de soutènement ajoute un niveau de complexité supplémentaire par rapport aux murs de soutènement car la caractérisation de cet appui dépend de nombreux paramètres tels que les caractéristiques mécaniques du sol, la dimension de la fiche et la raideur de l'écran.

Lorsqu'ils sont de faible hauteur, les écrans de soutènement peuvent être simplement encastrés dans le sol. On parle alors d'écran auto-stable ou en console.

Pour des hauteurs moyennes à fortes ou lorsque les efforts à reprendre par l'écran sont importants, ce dernier peut comprendre un ou plusieurs niveaux d'appui. Il peut s'agir de tirants d'ancrage ou de butons. On parle alors respectivement de rideau ancré ou butonné, (figure 2).

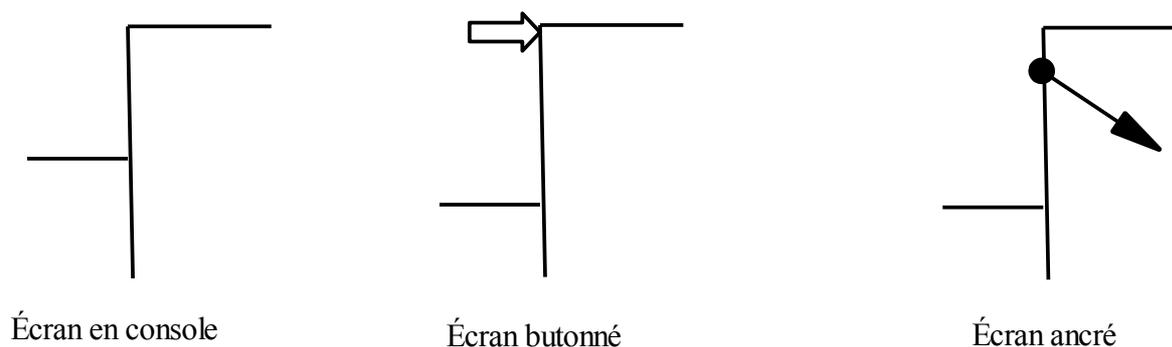


Figure 2 : Représentation schématique des différents types d'écran de soutènements

Initialement constitués par des pieux en bois juxtaposés les uns aux autres, cette nouvelle famille d'ouvrage qui se perfectionna et se diversifia durant tout le XXe siècle est aujourd'hui constituée d'une grande variété d'ouvrage.

Dans un premier temps, il sera décrit tant en terme d'exécution, de domaine d'emploi que de mode de fonctionnement, les trois familles de soutènement suivante :

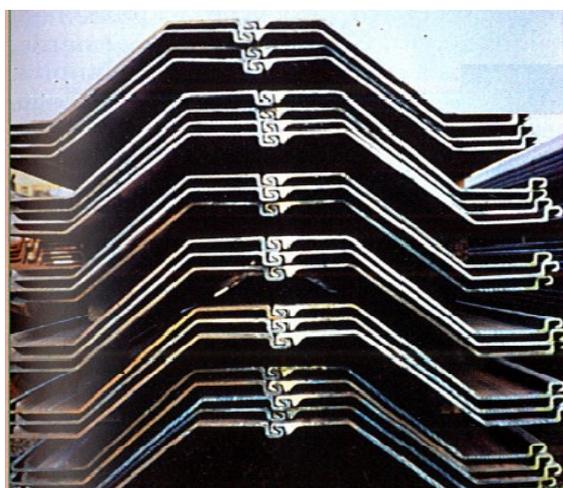
- les rideaux de palplanches
- les parois composites
- les parois moulées et préfabriquées

Dans un deuxième temps il sera présenté une description du fonctionnement des différents appuis d'un écran de soutènement qui est d'une part le sol et d'autre part des butons ou des tirants pour les fortes hauteur libre.

Cette première partie se terminera par une présentation de l'impact que peut avoir la nappe phréatique sur les écrans de soutènement et des prescriptions constructives pour mettre hors d'eau de la fouille.

## **II. Les rideaux de palplanches métalliques**

A partir de 1910, la technique des rideaux de palplanches métalliques avec serrures est apparue comme une modernisation des rideaux de palplanches en bois. La recherche de l'optimisation de leur section en terme d'inertie a conduit à adopter des profils en U ou en Z, donnant aux rideaux de palplanches leur forme ondulée (figures 3 et 4).



*Figure 3 : Profil en Z (LCPC, 2003, Recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des rideaux de palplanches métalliques)*



*Figure 4 : Profil en U (LCPC, 2003, Recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des rideaux de palplanches métalliques)*

Conçues pour s'enclencher les unes dans les autres grâce à un système de serrures, elles permettent de réaliser des rideaux continus relativement étanches de formes variables. En fonction de la nature du sol et des contraintes liées à l'environnement du chantier, les palplanches peuvent être mises en œuvre par battage, vibrofonçage ou fonçage.

Le battage est adapté à tout type de sol ne contenant pas d'éléments durs (blocs ou bancs rocheux), mais les nuisances sonores qu'il génère limitent son emploi en milieu urbain. Le vibrofonçage consiste à transmettre par l'intermédiaire de la palplanche des vibrations dans le sol pour réduire sa résistance au cisaillement et ainsi faciliter la pénétration de cette dernière. Cette technique bien adaptée aux sols granulaires peut être préjudiciable aux structures voisines du chantier du fait des vibrations qu'elle transmet dans le sol. Précisons que les nouveaux vibrofonçeurs à fréquence et puissance variables permettent de limiter cet inconvénient. Le fonçage, technique de mise en œuvre la plus récente, consiste à mettre en place les palplanches en appliquant un effort statique en tête. Cette technique bien adaptée au sol peu à moyennement consistant connaît un certain essor car elle ne crée pas de nuisances sur l'environnement.

Il faut d'autre part que la hauteur libre d'un soutènement en palplanches soit au maximum d'une quinzaine de mètres compte tenu de la longueur des panneaux pouvant être transportés (de 18 à 24 m au plus). Pour des ouvrages de grande dimension, il est toutefois possible d'assembler par soudure des panneaux bout à bout (entures). En outre, le site doit offrir un dégagement compatible avec le gabarit des engins de levage.

Habituellement, le rideau de palplanches, qu'il soit auto-stable, ancré ou butonné, est rigidifié longitudinalement en étant pourvu en tête d'une poutre de couronnement en béton armé.

Les palplanches métalliques sont particulièrement bien adaptées à la réalisation de soutènements en présence d'eau (nappe phréatique ou site aquatique) car elles permettent la réalisation d'une enceinte étanche. Elles sont ainsi très couramment utilisées pour la réalisation d'ouvrages provisoires (batardeau et blindage de fouille sous la nappe) ou définitifs (les murs de quais, soutènements de rives et protections de berges). Dans une moindre mesure, les rideaux de palplanches sont aussi utilisés pour la réalisation de piédroits de passages souterrains voire de culées d'ouvrages. Ils assurent alors simultanément une fonction de soutènement et de portance.

Les limites d'utilisation des palplanches métalliques sont essentiellement liées à leur mise en œuvre mais également à leurs caractéristiques dimensionnelles. Le sol doit être peu à moyennement compact et ne contenir aucun obstacle dur tel que des blocs ou des bancs rocheux. Il faut d'autre part que le site soit peu sensible aux nuisances générées par le battage ou le vibrofonçage, ce qui limite considérablement l'utilisation des palplanches en milieu urbain. Toutefois, l'existence d'une nouvelle génération d'engins de vibrofonçage et l'apparition du fonçage rendent cet aspect moins contraignant.

### III. Les parois composites

D'une façon générale, une paroi composite associe des éléments verticaux généralement scellés dans des forages à des panneaux de blindage installés entre les poteaux au fur et à mesure de l'excavation. Cette méthodologie pouvant être réalisée de différentes manières, on distingue différents types de parois composites :

- les Berlinoises
- les Micro-berlinoises
- les Parisiennes
- les Lutésiennes
- les Moscovites

Jusqu'à une hauteur d'environ 4 m, les parois composites peuvent être auto-stables. Pour des hauteurs supérieures (pouvant atteindre 20 m), il est nécessaire de mettre en œuvre un ou plusieurs niveaux d'appui (butons ou tirants).

#### III.1. Paroi berlinoise

Largement utilisée lors de la reconstruction de Berlin, d'où son nom, la paroi berlinoise est réalisée suivant les étapes suivantes :

- exécution de forages avec un entraxe généralement compris entre 1 et 3 m et un diamètre ne dépassant pas 1 m.
- Pose d'un profilé métallique en respectant une tolérance de verticalité (de 0,5 à 1 %)
- mise en place d'un béton sur la seule partie en fiche et d'un matériau de remplissage sur la hauteur dégagée de l'excavation
- Excavation par passe d'une hauteur dépendant de la nature du terrain et mise en place du blindage entre les éléments verticaux

La figure 5 ci-après illustre la méthodologie de réalisation d'une paroi berlinoise.

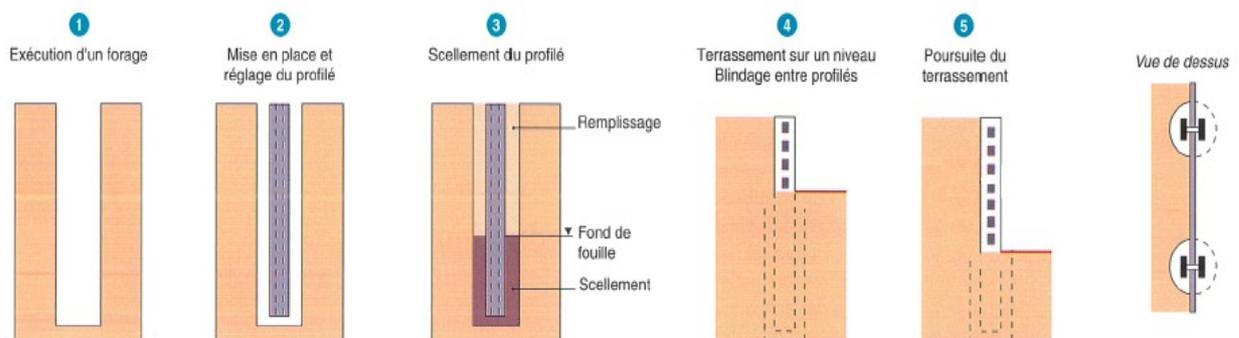


Figure 5 : Schéma d'exécution d'une paroi berlinoise (LCPC, *Recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des parois composites* 2003)

### III.2. Paroi micro-berlinoise

La méthodologie de réalisation est identique à celle d'une paroi berlinoise à l'exception des éléments verticaux qui sont constitués par des micro-pieux. Les forages ont le plus souvent un entraxe voisin de 1 m et sont réalisés avec un diamètre maximum de 0,25 m. Dans certains cas les profilés métalliques peuvent être remplacés par des éléments tubulaires (figure 6)

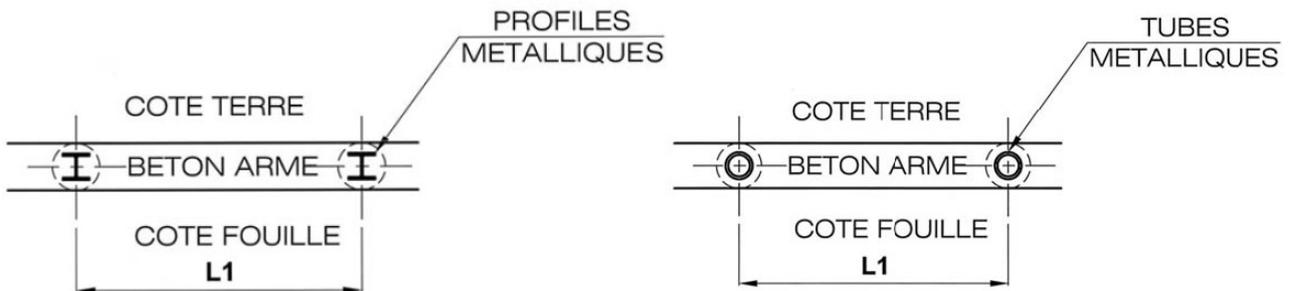


Figure 6: schéma d'une paroi micro-berlinoise  
(AFNOR, NF P 94-282 : Justification des ouvrages géotechniques, 2009)

### III.3. Paroi parisienne

Dans une paroi parisienne, les éléments verticaux sont constitués par des poteaux en béton armé préfabriqués mis en place dans un forage rempli d'un coulis de bentonite ciment (figure 7). Dans certains sols, il est possible de les mettre en place par battage ou vibrofonçage. Les poteaux peuvent être rainurés ou équipés d'armatures en attente dans lesquelles seront ancrés les panneaux. L'intérêt de cette technique est de conférer à l'ouvrage une plus grande rigidité que celle qui lui est donnée par de simples profilés métalliques et ainsi de limiter les déplacements. L'inconvénient de la paroi parisienne réside dans des problèmes de manutention des poteaux, ce qui limite leur longueur.

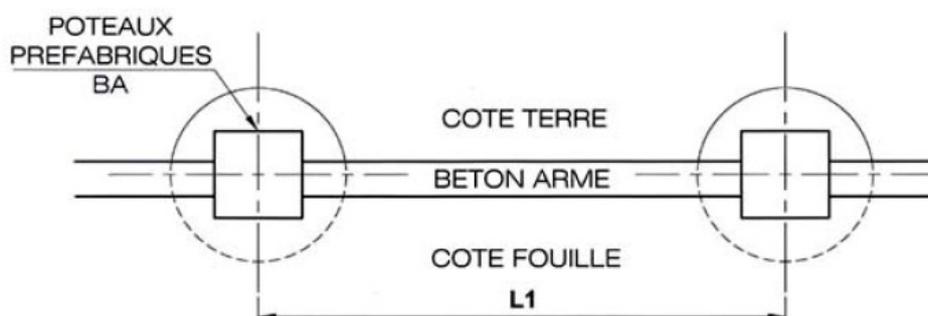


Figure 7: schéma d'une paroi parisienne  
(AFNOR, NF P 94-282 : Justification des ouvrages géotechniques, 2009)

### III.4. Paroi lutétienne

Il s'agit d'une évolution du procédé de la paroi parisienne dans laquelle les poteaux préfabriqués sont remplacés par des pieux en béton armé coulés en place dans les forages (figure 8). Le domaine d'emploi de la paroi lutétienne est plus étendu que celui de la paroi parisienne car les éléments verticaux peuvent être réalisés avec une géométrie et une longueur adaptée à la particularité du chantier. L'inconvénient de la paroi lutétienne réside dans le positionnement des armatures en attente qui doit être très précis pour pouvoir fixer les panneaux.

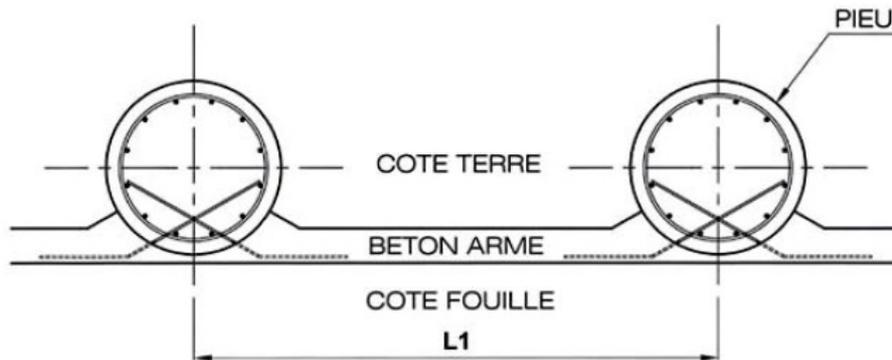


Figure 8 : schéma d'une paroi lutétienne  
(AFNOR, NF P 94-282 : Justification des ouvrages géotechniques, 2009)

### III.5. Paroi Moscovite

Il s'agit d'une variante du procédé de la paroi lutétienne dans laquelle les pieux en béton armé coulés en place dans les forages sont remplacés par des barrettes (figure 9). Le domaine d'emploi des parois moscovites est identique à celui des parois lutétienne. L'intérêt de cette technique est de conférer à l'ouvrage une rigidité encore plus grande que celle obtenue avec la technique de la paroi parisienne ou lutétienne et donc de limiter les déplacements. L'inconvénient de cette technique réside, comme pour la paroi parisienne ou lutétienne, dans le positionnement des armatures en attente qui doit être très précis. Une erreur de positionnement de ces derniers pose de gros problèmes d'exécution lors des phases de terrassement.

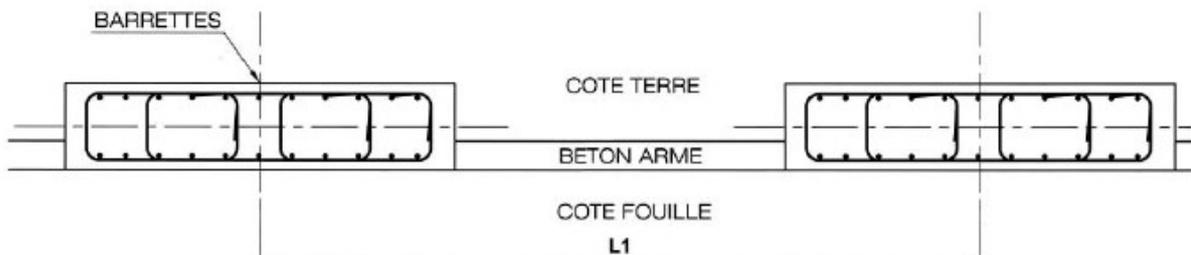


Figure 9 : schéma d'une paroi Moscovite  
(AFNOR, NF P 94-282 : Justification des ouvrages géotechniques, 2009)

### **III.6. Domaine d'emploi des parois composites**

Les parois berlinoises et dérivées présentent un domaine d'emploi très étendu en soutènement de déblais car elles :

- présentent un intérêt économique au regard des soutènements continus (palplanches et parois moulées)
- peuvent entrer dans la constitution d'ouvrages tels que des piédroits de tranchées couvertes (la dalle de couverture assurant alors un butonnage efficace)
- sont adaptées à un grand nombre de terrains

Pour toutes ces raisons leur utilisation peut s'avérer plus avantageuse que celle des parois moulées ou des palplanches. L'emploi des parois composites nécessite toutefois les deux conditions suivantes :

- absence de nappe phréatique ou mise en œuvre d'un rabattement préalable
- cohésion à court terme du sol suffisante en raison des risques d'éboulement lors des phases de terrassement

Une limitation d'emploi réside dans la relative souplesse des poteaux et la déformabilité du matériau de remplissage de la partie libre qui peuvent être à l'origine d'une décompression trop importante du sol de fondation des avoisinants.

L'emploi de parois composites est également fréquent dans la réparation de glissements de talus en alternative des palplanches.

## IV. Parois moulées et préfabriquées

### IV.1. Description

Les parois moulées ou préfabriquées sont des techniques récentes en France datant respectivement de 1955 et 1970. Une paroi moulée est constituée d'une juxtaposition de panneaux verticaux de béton armé. Chaque panneau est réalisé de la façon suivante :

- réalisation des murets-guides
- exécution d'une tranchée dont les parois sont maintenues par une boue thixotropique (le plus souvent de la boue bentonitique)
- mise en place d'une cage d'armatures
- bétonnage à l'aide d'un tube plongeur

Cette méthodologie permet la réalisation de parois planes ou courbes (par juxtaposition de panneaux plans). En présence d'une nappe, la continuité hydraulique est assurée par la mise en œuvre de joints entre les panneaux (ces derniers étant relativement étanches).

La figure 10 présente les opérations successives de réalisation d'une paroi moulée.

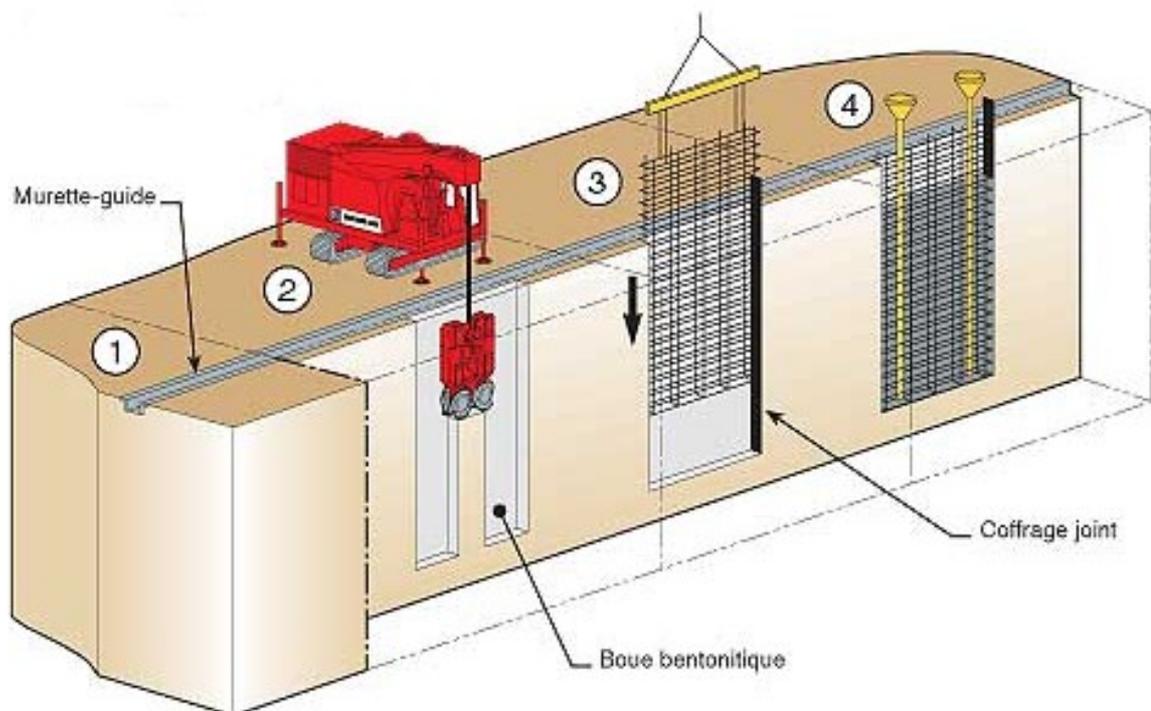


Figure 10: Principe général d'exécution d'une paroi moulée (site internet Solétanche-Bachy)

Le soutènement est réalisé par excavation des terres devant les parois dès lors que le béton a atteint une résistance suffisante. Lorsque la partie libre de l'ouvrage n'excède pas 5 à 6 mètres, la paroi peut simplement être encastrée dans le sol. Pour des hauteurs libre plus importantes ou des contraintes relatives aux déplacements sévères, la paroi est ancrée par un ou plusieurs niveaux de tirants ou butonnée.

Les parois préfabriquées sont constituées de panneaux préfabriqués mis en place dans les excavations dans lesquelles ils sont généralement scellés avec un coulis de ciment-bentonite.

## IV.2. Domaine d'emploi

Compte tenu de leur méthodologie de construction, les parois moulées interviennent dans la réalisation d'ouvrages en déblai (notamment de grande profondeur). La technique de la paroi moulée peut être utilisée dans pratiquement tous les terrains. L'excavation est réalisée à la benne preneuse dans les sols meubles et avec une hydrofraise dans les sols raides ou rocheux (figure 11). En présence d'une nappe phréatique, la paroi moulée permet de réaliser de grandes enceintes étanches à l'intérieur desquelles peuvent être effectués des travaux de génie civil. Par ailleurs, en raison de l'importance de sa section, la paroi moulée peut également assurer le rôle de fondation profonde. C'est le cas par exemple des tranchées couvertes où les parois moulées sont intégrées à l'ouvrage comme piédroits recevant les charges de la dalle de couverture. Dans ce type d'ouvrages la paroi moulée sert à la fois de soutènement et de fondation. Les parois moulées, de par leur grande inertie, sont également particulièrement bien adaptées en site urbain ou, d'une manière plus générale, là où les contraintes de l'environnement nécessitent de limiter les déplacements.

Les parois préfabriquées sont quant à elles utilisées sur des linéaires importants présentant des conditions géotechniques uniformes.

Hormis l'aspect économique, la principale limite à l'utilisation des parois moulées et préfabriquées est en général la nécessité d'avoir une emprise relativement importante à proximité du chantier, notamment pour la centrale de boue bentonitique. Précisons toutefois qu'il existe des technologies permettant de travailler en milieu exigu.



Figure 11: hydrofraise (site internet de SOLETANCHE-BACHY)

## V. Choix d'un type d'écran de soutènement

Le tableau 1 doit permettre de définir, sur la base du contexte géologique, géotechnique, hydrogéologique et de l'environnement du chantier, le type d'écran de soutènement le plus adapté :

<i>Tableau 1: Avantage et inconvénients des différents type d'écran de soutènements</i>		
<i>Type de soutènement</i>	<i>Avantages</i>	<i>Inconvénients</i>
<b>Rideau de palplanches métalliques</b>	<p>La continuité du rideau facilite la gestion de la nappe</p> <p>Peut servir de soutènement définitif (habillage possible pour l'aspect visuel)</p> <p>Peut avoir un rôle porteur</p>	<p>Effet barrage potentiel sur la nappe</p> <p>Impossibilité de mise en œuvre dans les terrains contenant des blocs ou des bancs durs</p> <p>Mise en œuvre impliquant des nuisances importantes</p>
<b>Paroi composite</b>	<p>Solution économique au regard des soutènements continus</p> <p>Peut entrer dans la constitution d'ouvrages (paroi parisienne ou lutétienne)</p>	<p>Ne convient pas aux sols bouillants</p> <p>Inadaptée en présence d'une nappe phréatique sur la hauteur libre</p>
<b>Paroi moulée et préfabriquée</b>	<p>Technique adaptée à tous les terrains</p> <p>Soutènement permanent intégré dans la structure</p> <p>La continuité de la paroi facilite la gestion de la nappe (solution boîte étanche)</p> <p>Grande inertie permettant de gérer les déplacements</p>	<p>Solution onéreuse</p> <p>Nécessite une emprise importante</p> <p>Effet barrage potentiel sur la nappe (la réalisation d'une paroi en jambe de pantalon limite cet impact)</p>

## VI. Les systèmes d'appuis

Le principe de fonctionnement d'un écran de soutènement est d'utiliser le sol en fiche comme un niveau d'appui. Lorsque la hauteur libre d'un écran de soutènement devient importante ou que les efforts à reprendre par l'écran sont importants ou que l'on cherche à limiter les déplacements, on peut ajouter des appuis supplémentaires se présentant sous la forme de butons ou de tirants.

### VI.1. Le sol au niveau de la fiche

L'appui en fiche provient de la capacité du sol à s'opposer aux déplacements de l'écran par la mobilisation :

- d'une butée dans le cas d'un mouvement de translation de l'écran
- d'une butée et d'une contrebutée dans le cas d'une rotation en fiche de l'écran (cas d'un écran auto-stable)

Les caractéristiques du sol de fondation, ainsi que la rigidité de l'écran et la dimension de la fiche déterminent le fonctionnement de cet appui. La résistance au cisaillement du sol de fondation ainsi que la hauteur de la fiche déterminent pour leur part la valeur de l'appui mobilisable.

### VI.2. Les butons

Les butons sont constitués de poutres en béton armé, de profilés ou de tubes métalliques prenant appuis sur deux structures construites en vis à vis (figure 12). L'utilisation de profilés métalliques est généralement réservée au butonnage provisoire des structures tandis que les poutres ou dalles en béton armé sont utilisées pour la réalisation d'appuis permanents.



Figure 12 : Paroi berlinoise butonnée (site internet de la SEFI, 2012)

### VI.3. Les tirants

Les tirants sont des éléments de structure permettant de transmettre les forces de traction qui leur sont appliquées au terrain situé en arrière du sol soutenu. On distingue deux types de tirants distincts :

- les tirants remblayés
- les tirants précontraints

Les tirants remblayés qui sont mis en place à la construction des remblais, généralement derrière les rideaux de palplanches, (figure 13) :

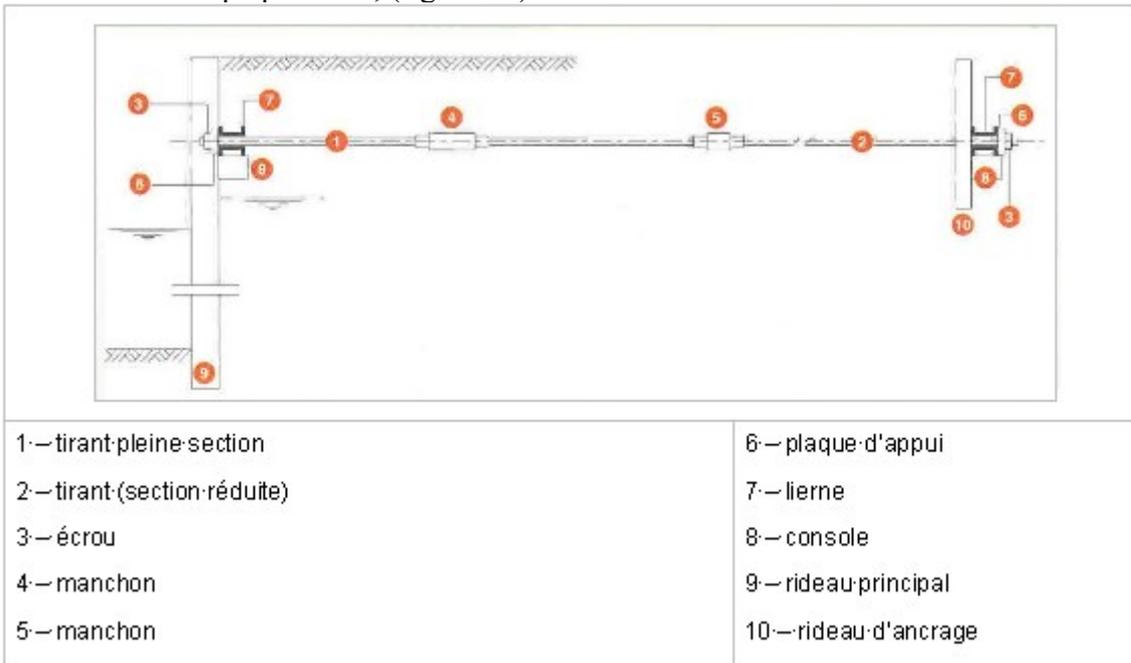


Figure 13 : Ancrage par contre-rideau avec tirant remblayé (site internet de Solétanche Bachy, 2012)

Pour les ouvrages construits au moins partiellement en remblai, les tirants remblayés sont disposés entre deux couches de remblai successives. Ils sont constitués de barres métalliques fixées à un dispositifs d'ancrage pouvant être un rideau de palplanches (contre rideau), des plaques en béton disposées horizontalement (dalles frottantes), des plaques de béton disposées verticalement travaillant par butée (plaques d'ancrage). Ces tirants, sans précontrainte initiale, nécessitent des déplacements importants pour mobiliser de la butée au niveau du rideau d'ancrage et ainsi équilibrer les efforts transmis par la structure.

Les tirants scellés dans le sol en place pour lesquels on distingue la partie libre sans liaison avec le terrain et la partie scellée qui transfère l'effort au terrain par frottement latéral tout le long du bulbe cf figure 14 :

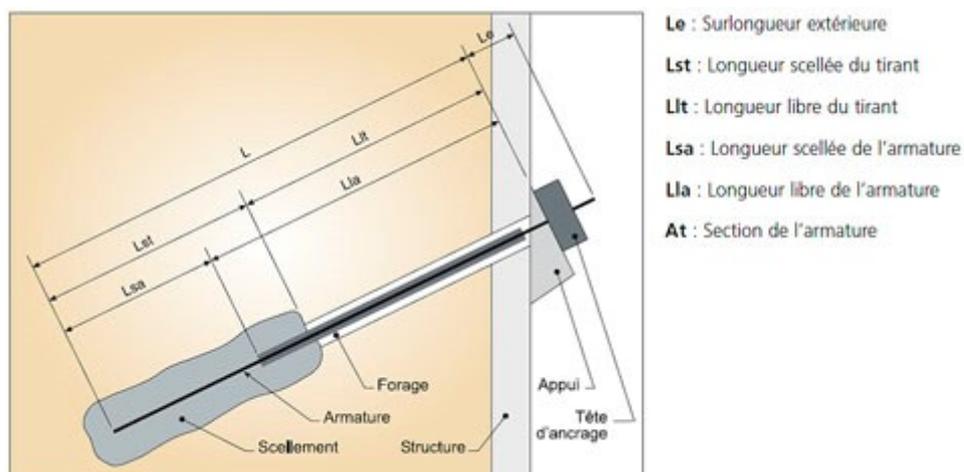


Figure 14: schéma d'un tirant scellé (Site internet de Solétanche Bachy, 2012)

Les tirants scellés sont constitués d'une armature en acier de précontrainte à haute résistance (barres, fils, torons, torons gainés graissés) mise en place dans un forage et scellée au terrain en partie inférieure par injection d'un coulis de ciment. Ce coulis de ciment injecté au moyen d'un tube d'injection mis en place en même temps que l'armature permet de transmettre au sol les efforts transmis par l'écran. La partie supérieure de l'armature non scellée au terrain (longueur libre) est protégée par une gaine de protection contre la corrosion (présence d'eau et/ou terrains agressifs).

Les tirants scellés sont généralement précontraints à l'aide d'un vérin pour mobiliser du frottement au niveau de la longueur scellée du tirant. Dans les phases d'excavation suivantes, cette mobilisation préalable du frottement permet de pouvoir reprendre des efforts complémentaires tout en limitant les déformations de l'ouvrage de soutènement.

## VII. Les effets de l'eau sur les ouvrages de soutènement

Étant par nature conçu pour réaliser des travaux en déblai, les écrans de soutènement peuvent interférer avec la nappe phréatique. Il sera tout d'abord rappelé les effets en terme d'efforts que peut avoir l'eau sur un écran de soutènement. Il sera ensuite présenté la méthode de Davidenkoff permettant de calculer les débits à pomper lorsqu'il est nécessaire de rabattre la nappe phréatique ainsi que les dispositions constructives pouvant être mise en œuvre.

### VII.1.1. Les effets hydrostatiques de l'eau

Lorsque le niveau de la nappe phréatique est sous le niveau du fond de fouille, on considère le plus souvent que l'écran ne modifie pas le champ de pression de la nappe. Dans ce cas les effets de l'eau sont hydrostatiques et l'approche consiste à découpler les effets de l'eau et du sol en faisant appel aux contraintes effectives.

### VII.1.2. Les effets hydrodynamiques de l'eau

Lorsque le niveau de la nappe phréatique se situe au-dessus du niveau du fond de fouille, la méthodologie le plus souvent employée est la réalisation d'une enceinte étanche à l'aide d'un écran de soutènement continu (rideaux de palplanche ou paroi moulées) associé à un pompage permettant de rabattre la nappe à l'intérieur de l'enceinte étanche. Cette méthodologie à l'origine d'une différence de hauteur de charge de la nappe phréatique de part et d'autre du rideau crée des écoulements de contournement du soutènement (figure 15).

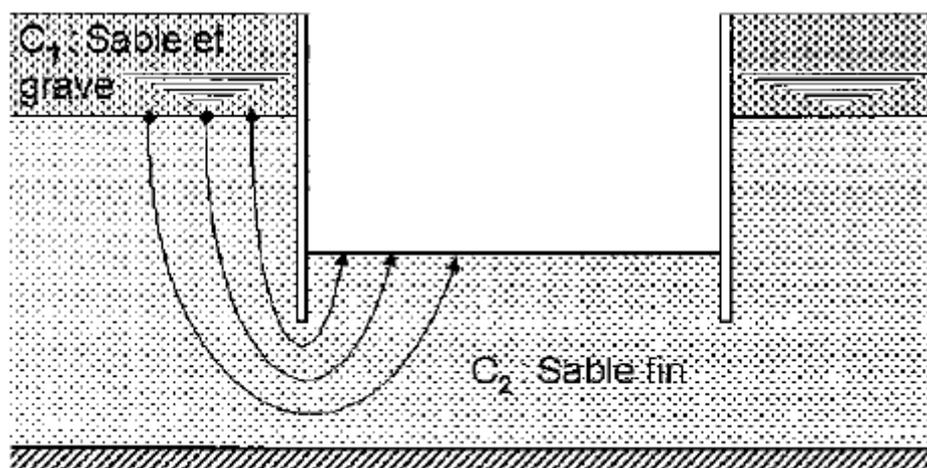


Figure 15 : Écoulement de contournement d'un soutènement, norme NF P 94 282 (AFNOR, 2009)

Ces écoulements de part et d'autre du rideau sont à l'origine :

- du côté terre, d'une force hydrodynamique verticale descendante qui tend à augmenter la contrainte effective du sol, donc la poussée
- du côté fouille, d'une force hydrodynamique verticale ascendante qui tend à diminuer la contrainte effective du sol donc la butée. Cette dernière peut même s'annuler si le gradient hydraulique est trop important (phénomène de boullance ou de renard liquide).

En augmentant la poussée et en diminuant la butée, les phénomènes hydrodynamiques de l'eau sont donc doublement pénalisantes pour la stabilité d'un écran de soutènement.

### VII.1.3. Estimation du débit de pompage

En utilisant la méthode de Davidenkoff, on peut obtenir, dans le cas d'un seul écran, une estimation du débit en fond de fouille avec la formule suivante :

$$m \frac{k \Delta h}{\phi_1 + \phi_2}$$

Avec :

$k$  : coefficient de perméabilité de la couche C2 (figure 15)

$\Delta h$  : perte de charge (figure 16)

$\Phi$  : fonction de charge données par l'abaque de Davidenkoff (figure 17)

$m$  : facteur fonction de l'enceinte étanche (tableau 2)

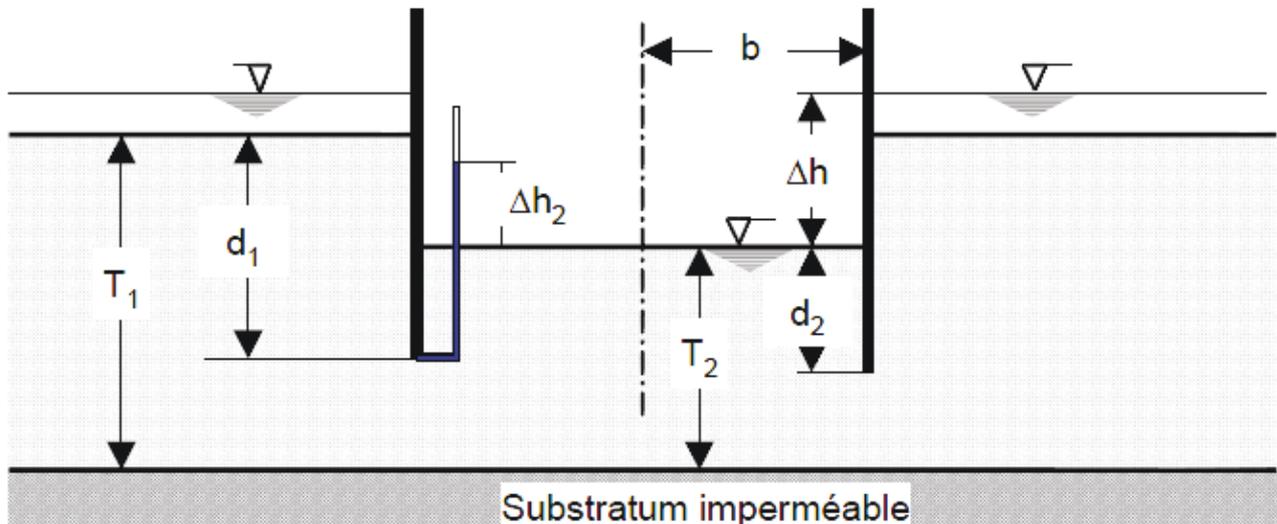


Figure 16 :

Définition des paramètres des abaques de Davidenkoff  
(NF P 94-282 : Justification des ouvrages géotechniques, 2009)

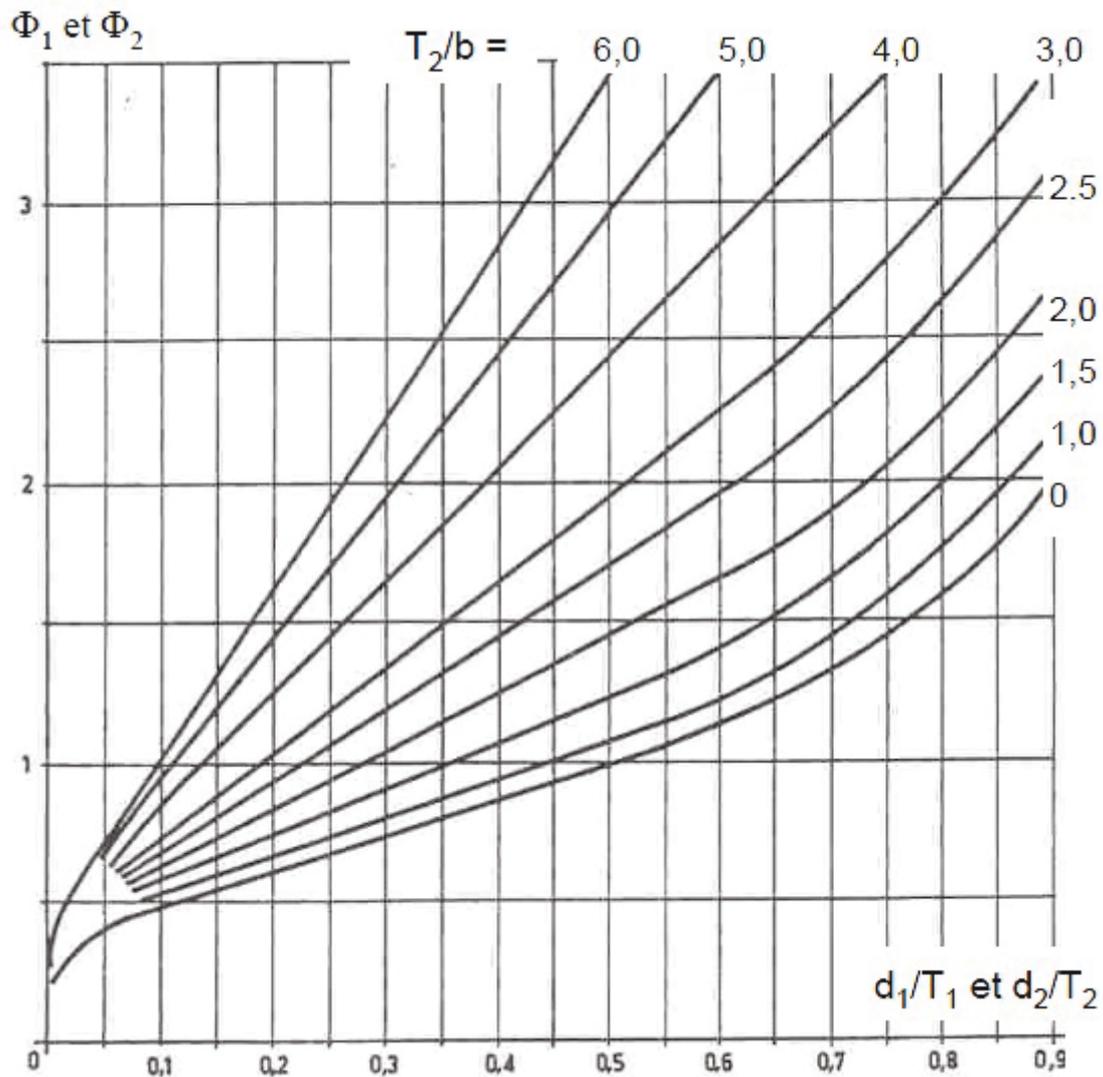


Figure 17 : Fonctions de charges  $\phi_1$  et  $\phi_2$  en fonction de la géométrie de l'enceinte  
(NF P 94-282 : Justification des ouvrages géotechniques, 2009)

Nota 1 : La valeur de  $\Phi_1$  est donnée par la courbe  $T_2/b = 0$  en fonction de  $d_1/T_1$ . La valeur  $\Phi_2$  est donnée par les autres courbes  $T_2/b$  en fonction de  $d_2/T_2$ .  $b$  étant un paramètre dimensionnel défini dans le tableau 2 .

Nota 2 : Débit par mètre linéaire de rideau. Il faut multiplier cette valeur par deux pour avoir le débit par mètre linéaire d'un batardeau.

Tableau 2 : Détermination des débits pour différents types d'enceintes à partir des abaques de Davidenkoff	
Ouvrage	Débit Q
Rideaux parallèles distants de 2b (Nota 2)	$q = \frac{k \Delta h}{\phi_1 + \phi_2}$
Enceinte circulaire de rayon b	$0,8 \frac{k \Delta h}{\phi_1 + \phi_2} 2 \pi b$
Enceinte carrée de demi-côté b	$0,7 \frac{k \Delta h}{\phi_1 + \phi_2} 8b$
Enceinte rectangulaire de côtés B = 2b et L	$\frac{2k \Delta h L}{\phi_1 + \phi_2} \left(1 + \frac{B}{L}\right) \left(1 - 0,3 \frac{B}{L}\right)$

### VII.1.4. Disposition constructives pour une mise hors d'eau d'une fouille

Lorsque l'on souhaite s'affranchir des phénomènes hydrodynamiques de l'eau qui sont très défavorables sur la stabilité d'un écran, différents dispositifs sont possibles en fonction des conditions du projet. Lorsqu'un niveau imperméable n'est pas présent à proximité de la base de l'écran de soutènement, il est possible de traiter les terrains pour créer cette couche étanche (figure 18). Lorsqu'un niveau imperméable est présent à proximité, on peut prolonger la base de l'écran dans une couche peu perméable (figure 19) afin d'arrêter les écoulements en phase travaux (fiche hydraulique).

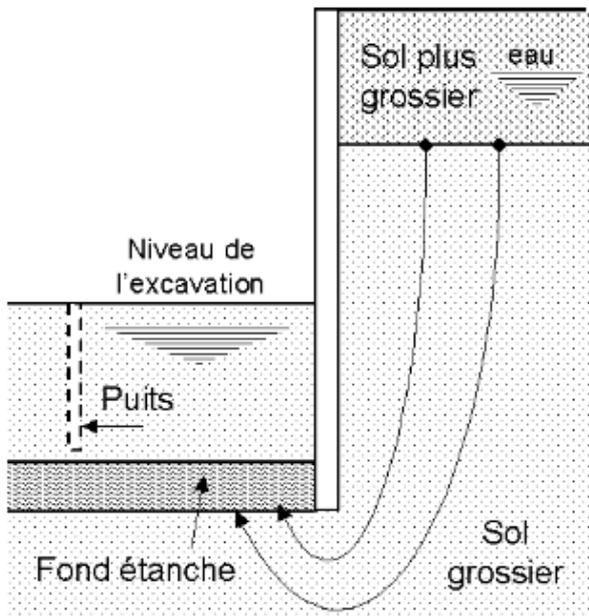


Figure 18 : Schéma d'un fond étanche  
(NF P 94-282 : Justification des ouvrages géotechniques, 2009)

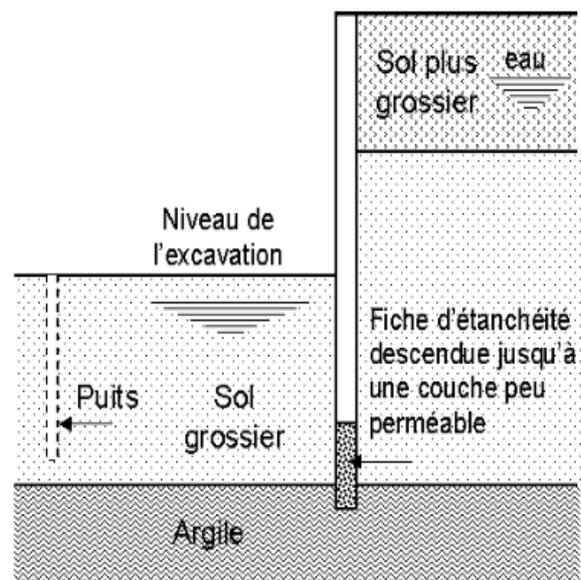


Figure 19 : Schéma d'une jupe étanche  
(NF P 94-282 : Justification des ouvrages géotechniques, 2009)

Après cette présentation des trois grandes familles d'écrans de soutènements, des différents appuis ainsi que du rôle de la nappe phréatique, la partie suivante présente un historique des principales méthodes de calcul de écrans de soutènement.



## **Partie 2 : Historique des différentes méthodes de calcul des soutènements**

## **I. Présentation générale**

Historiquement des approches très différentes ont été étudiées pour calculer les ouvrages de soutènement, on peut les classer en quatre grandes familles :

- les méthodes dites classiques du calcul des écrans de soutènement. Dans ce cadre il sera présenté les travaux de :
  - Coulomb, (1773)
  - Rankine, (1857)
  - Boussinesq (1882)
  - Blum (1931)
  - Rowe (1952)
  
- les méthodes de calcul au coefficient de réaction sur lesquelles les auteurs suivants ont travaillé :
  - Terzaghi (1955)
  - Ménard et Rousseau (1962)
  - Haliburton (1968)
  - Balay (1984)
  - Chadeisson (in Monnet, 1994)
  - (Schmitt 1995)
  
- la méthode aux éléments finis sur laquelle les auteurs suivants ont étudié différents aspects du calcul aux éléments finis :
  - Hata et *al.*, (1985) sur la modélisation des butons
  - St-John et *al.* (1992) sur la modélisation du radier
  - Day et Potts (1993) sur la modélisation de l'écran
  - Zhu et Liu (1994) sur la délimitation du modèle en zones homogène en terme de comportement mécanique
  - Ou et al (1996) sur l'impact de la modélisation 2D et 3 D
  - Kort ( 2002) sur le comportement mécanique de l'écran
  
- les méthodes empiriques sur lesquelles ont travaillé :
  - Christiani, (1953) (approche Danoise)
  - Lehmann (1942) et Heeb et al (1966) (approche Allemande)
  - Terzaghi et Peck (1967), Mana et Clough (1981) (approche Américaine)

Dans un premier temps, ce paragraphe présente, en s'appuyant sur les travaux de Delattre (2001, 2004) et Delattre et Marten (2003), un descriptif du travail de chacun de ces auteurs. Ce premier travail historique est prolongé par une présentation du contexte normatif actuel pour les ouvrages de soutènement.

## II. Les méthodes classiques

Dans le domaine des ouvrages de soutènement, la domination des murs-poids en maçonnerie jusqu'au début du XXe siècle a conduit de nombreux auteurs à s'intéresser aux méthodes permettant de définir les forces de poussée et de butée du sol selon un modèle rigide plastique.

### II.1. Théorie de Coulomb

La théorie de Coulomb est la plus ancienne puisque son mémoire « Essai sur une application des règles de maximis et de minimis à quelque problèmes de statique relatifs à l'architecture » (Coulomb, 1773) a été présenté à l'académie royale. Coulomb considère un coin de sol, parfaitement rigide et en équilibre limite, passant par le pied de l'écran en faisant un angle  $\theta$  avec l'horizontal (figure 20)

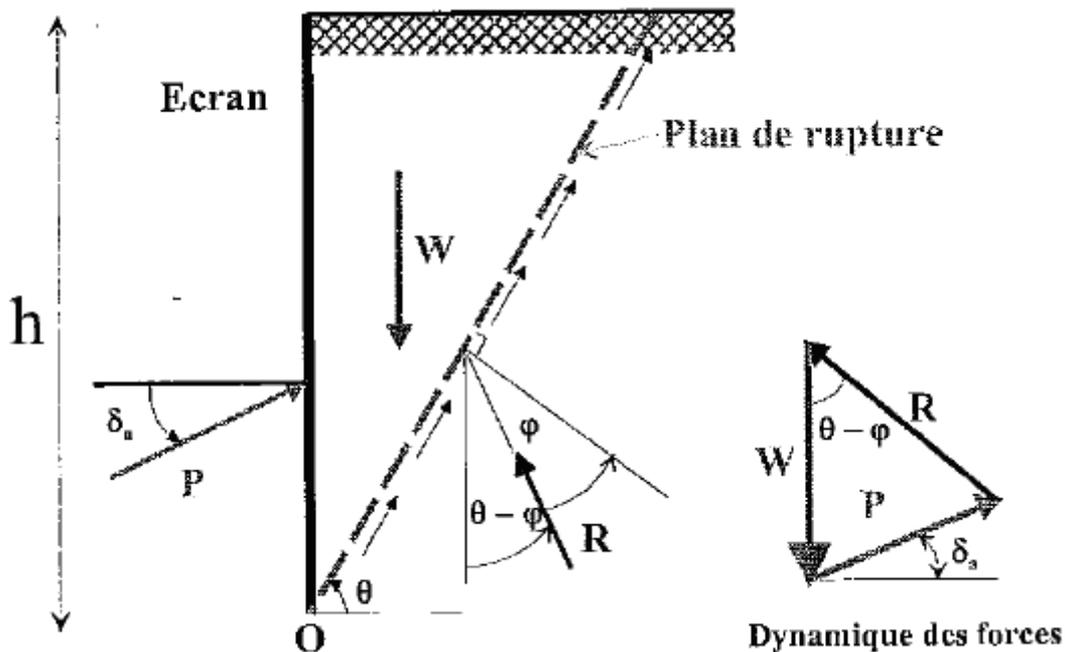


Figure 20 : Équilibre du coin de Coulomb  
(C. Plumelle, 2005)

Sur la base des hypothèses précédentes, Coulomb a écrit, conformément à la méthode de la statique, l'équilibre des forces en présence, sachant que :

- R est la réaction du sol sur lequel frotte le coin de Coulomb
- W est le poids du coin de sol
- P est la poussée du sol d'obliquité  $\delta_a$

Si l'on suppose l'obliquité  $\delta_a$  connue, le problème admet une solution fonction de l'angle  $\theta$ . La méthode de Coulomb consiste à prendre le maximum de  $P(\theta)$  (maximis) pour calculer la poussée  $P_a$  et le minimum (minimis) pour calculer la butée.

La méthode de Coulomb donne des résultats acceptables pour le calcul de la poussée des sols sans cohésion mais n'est pas considéré comme applicable dans le cas de la butée car les observations sur ouvrages réels montrent que les surfaces de rupture ne peuvent être assimilées à des plans. Elle ne fournit par ailleurs pas la répartition des contraintes le long de l'écran. Lorsque cela est nécessaire, on suppose une répartition linéaire sur le parement du soutènement avec un point d'application de la force résultante  $P$  situé au tiers de la hauteur à partir de la base. Le principal avantage de la méthode de Coulomb réside dans le fait de pouvoir définir la poussée sur un soutènement lorsque la géométrie à l'arrière de celui-ci est complexe.

Poncelet a généralisé la méthode de Coulomb à un écran incliné de  $\lambda$  par rapport à la verticale et à un sol surmonté d'un talus présentant un angle  $\beta$ , (figure 21) :

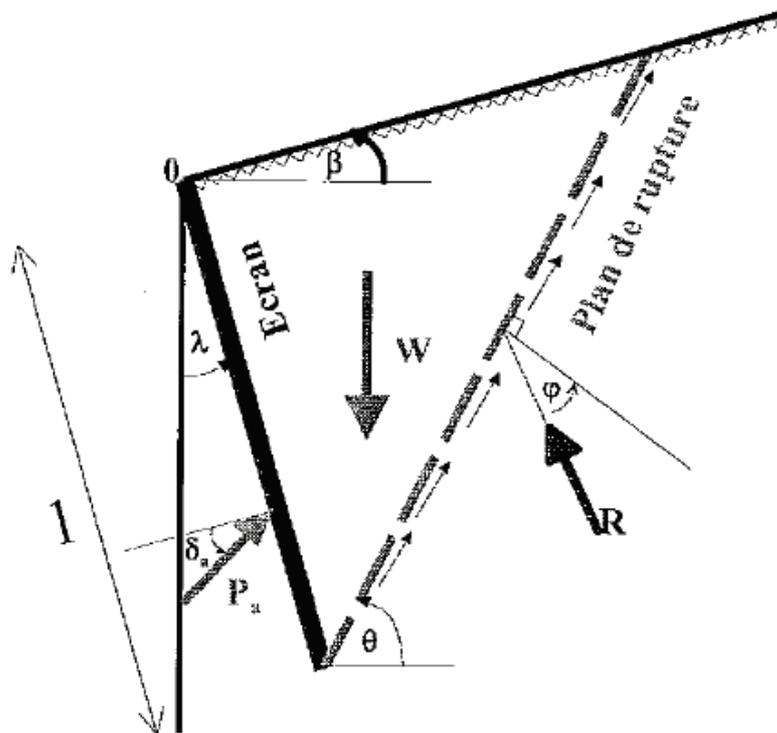


Figure 21 : Équilibre limite d'un coin quelconque  
(Cours 11 : action du sol sur un écran de C. Plumelle, 2003)

## II.2. Théorie de Rankine

La théorie de Rankine (1857) ne repose plus sur une analyse globale en terme de forces, mais cherche à exprimer les contraintes qui règnent dans le massif à l'équilibre limite. Son hypothèse fondamentale est que la présence d'un soutènement ne modifie pas la répartition des contraintes verticales dans le sol. Ainsi, sur un plan parallèle à la surface du sol, la contrainte verticale est égale à  $\gamma z \cos \beta$  ( $\gamma$  étant le poids volumique du sol et  $\beta$  l'angle d'inclinaison du sol par rapport à la surface et  $z$  la profondeur par rapport à la surface). Il en résulte que la théorie de Rankine impose l'orientation des contraintes le long de l'écran en fonction des conditions géométriques du talus. Il a été depuis démontré que l'inclinaison de la contrainte le long du soutènement dépend principalement de la rugosité du parement du soutènement.

### II.3. Théorie de Boussinesq

Les travaux de Boussinesq (1882) ont amélioré la théorie de Rankine en prenant en compte l'interaction réelle entre le sol et l'écran (dépendant de la rugosité de l'écran). Si Boussinesq avait bien posé le problème, il a été résolu par Caquot et Kérisel (1948). Plus précisément, Caquot et Kerisel ont considéré un massif pulvérulent limité par l'écran et la surface libre plane (figure 22 ).

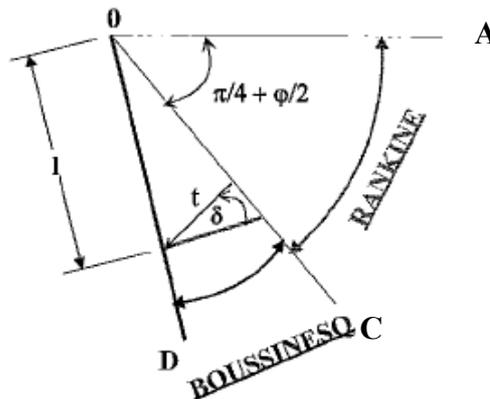


Figure 22 : Équilibre de Boussinesq et de Rankine (Cours 11 : action du sol sur un écran de C. Plumelle, 2003)

Ce massif est décomposé en deux parties séparées par un plan de glissement (OC sur la figure 22) tel que dans la zone OAC le sol soit en équilibre de Rankine et dans la zone ODC en équilibre de Boussinesq. Mathématiquement, le problème revient à chercher une solution aux équations différentielles d'équilibre de Boussinesq qui satisfasse aux conditions aux limites suivantes :

- raccordement sur OD aux conditions d'orientation de la contrainte
- raccordement sur OC aux conditions de l'équilibre de Rankine

En 1948, Caquot et Kerisel publient les résultats obtenus pour un milieu pesant, son prolongement au cas des sols cohérents (théorème des états correspondants, Caquot, 1934) et ceux des massifs surchargés (poussée et butée en milieu pulvérulent non pesant, L'herminier et Absi, 1962a, 1962b, 1965, 1969). Mis à part le cas d'un massif surchargé non pesant, les équations différentielles de Boussinesq ne sont pas intégrables sous forme de fonctions usuelles. Caquot et Kerisel les ont résolues par approximations successives. Le résultat de leurs calculs, revus et complétés (notamment pour les tables de poussée passive) par L'Herminier et Absi, (Tables de poussée et de butée des terres, Kerisel et Absi, 1990) constitue actuellement la méthode de référence pour le calcul de la poussée et de la butée des terres.

## II.4. Méthode de Blum

Le développement, au début du siècle d'ouvrages de soutènement souples met en défaut les approches de la butée simple car ils ne permettent pas d'établir de correspondance entre le chargement exercé par le sol et la déformation de l'écran (les approches de la butée simple concernaient historiquement des ouvrages rigides comme les murs poids en maçonnerie). C'est pour prendre en compte ces observations que Blum (1931) a développé une méthode qui porte son nom.

Delattre (2001) indique que « Pour un écran de soutènement ancré en tête par une nappe de tirants, Blum analyse, pour différentes longueurs de fiche, les distributions des pressions sur l'ouvrage, des moments fléchissants et des déplacements horizontaux de l'ouvrage. Cette analyse montre que la déformée de l'écran présente un point d'inflexion pour les points de moment nul, de même que la courbe des moments pour les points de pression nulle. La pression des terres mobilisées est donc liée au déplacement latéral de l'écran. Cette analyse permet à Blum d'observer que les ouvrages qui présentent une fiche courte seront simplement butés par le sol et que l'augmentation de la fiche conduit à la mobilisation d'un encastrement dans le sol (figure 23). »

Pression                  Moments                  Déformée                  Pression                  Moments                  Déformée

*Figure 23 : Influence de la longueur de la fiche sur les pressions sur l'écran, les moments fléchissants auxquels il est soumis et sa déformée (d'après Blum, 1931).  
Extrait de Delattre, 2001*

Blum observe que, pour les écrans encastrés, le point de moment fléchissant nul est relativement proche du point de pression résultante nulle (figure 23). Il propose, en conséquence, de conduire le calcul en considérant que le moment fléchissant est nul au point de pression nulle (« chargement approché » dit de la « poutre équivalente »).

La figure 24 présente la méthode proposée par Blum :

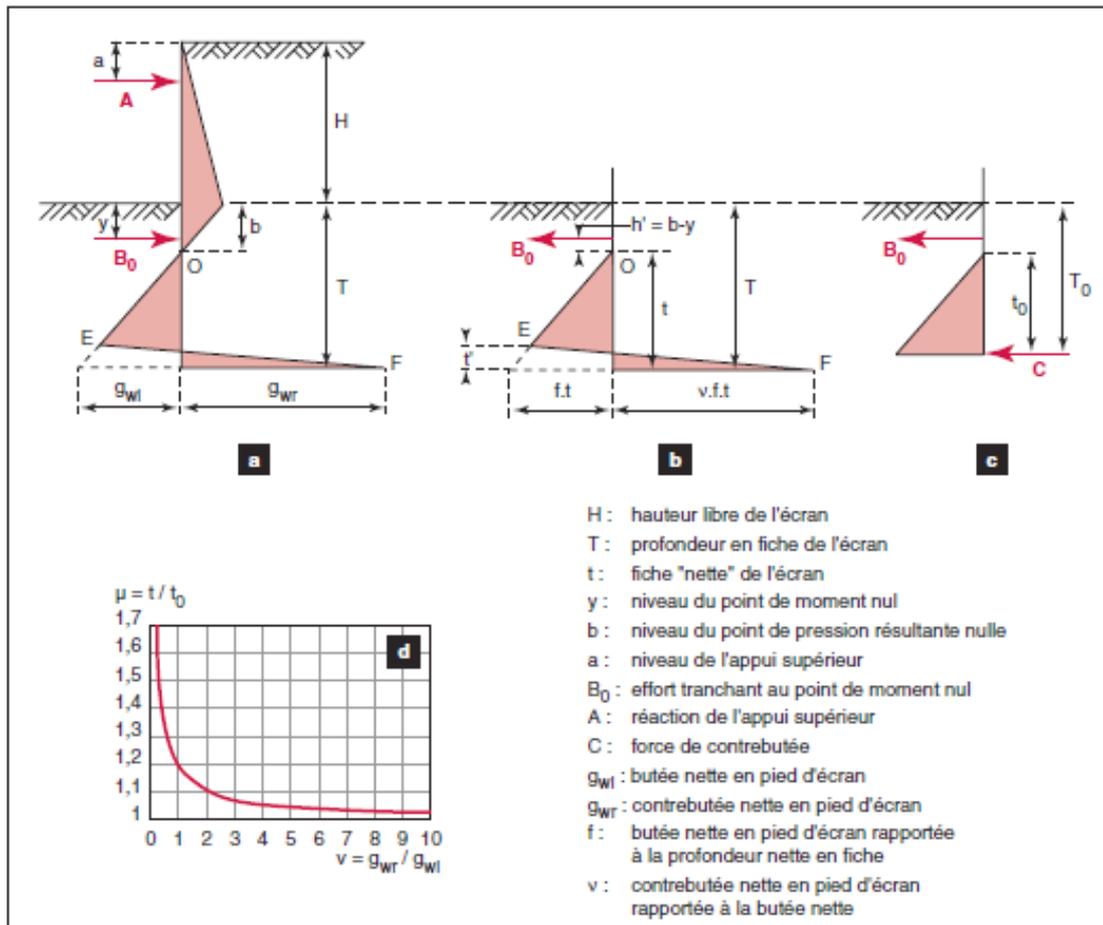


Figure 24 :- Méthode de Blum de calcul des écrans ancrés  
a. Distribution résultante des pressions du sol sur un écran ancré et encasté en fiche.  
b. Chargement « approché », pour la partie en fiche.  
c. Chargement « idéalisé ».  
d. Rapport des fiches obtenues pour les chargements b et c.  
(d'après Delattre, 2001)

Delattre (2001) indique que « L'approximation faite par Blum consistant à considérer que le moment fléchissant est nul au point de pression nulle est supposée ne pas introduire d'erreur significative compte tenu de la faible différence observée en réalité. Par ailleurs, dans le souci de simplifier le calcul de la fiche de l'écran, Blum propose de modéliser la distribution des pressions résultantes appliquées à l'écran dans la zone en contrebutée par une force unique, appliquée au centre de rotation de l'écran. La comparaison entre la fiche obtenue pour ce cas de charge « idéalisé » et celle déduite du cas de charge « approché » montre que leur rapport ne dépend que d'un coefficient (figure 24d) de mobilisation de la contrebutée. Ce constat conduit Blum à proposer, comme valeur de dimensionnement de la fiche, la solution du cas de charge « idéalisé » majorée de 20 %. »

## II.5. Méthode de Tschebotarioff

Delattre (2001) indique que « Les travaux menés par Tschebotarioff entre 1941 et 1949 ont essentiellement consisté en des essais menés sur des modèles réduits d'écrans de soutènement (Tschebotarioff, 1948). Ces essais portaient notamment sur des écrans souples fichés sur 30 % de leur hauteur totale dans des sables moyennement denses à denses et maintenus en tête par un dispositif d'appui. Les principaux résultats obtenus concernent, d'une part, la distribution des pressions appliquées à l'écran par les terres soutenues et, d'autre part, la distribution des pressions en fiche de l'écran, et ceci pour différentes phases de remblaiement ou d'excavation du soutènement (figure 25). »

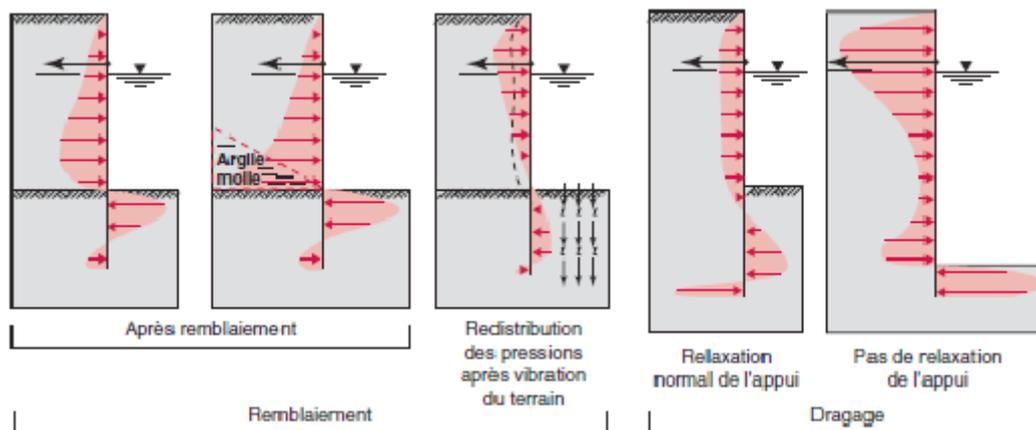
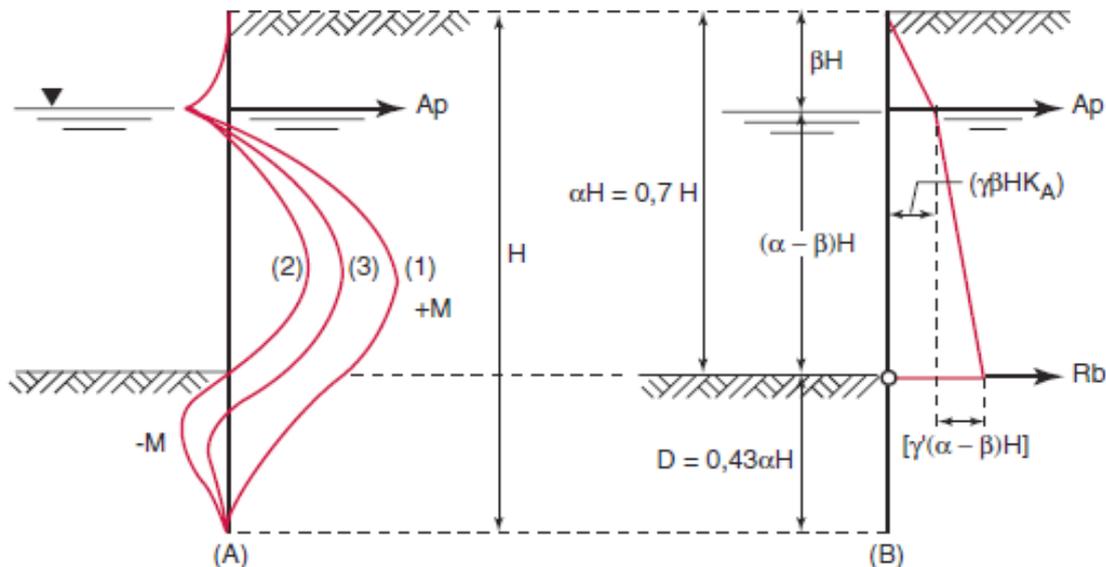


Figure 25 : - Distributions de pressions mesurées à l'issue de différentes procédures de construction  
(d'après Tschebotarioff et Brown, 1948).

Delattre (2001) précise que « Pour les longueurs de fiche expérimentées, les résultats obtenus par Tschebotarioff confirment les hypothèses faites par Blum. Ainsi, on observe bien un encastrement de l'écran dans le sol, résultant d'une forte mobilisation de la butée dans la partie supérieure de la fiche et d'une contrebutée en partie inférieure. Cette dernière reste toutefois inférieure à celle que suggérait Blum, puisque les valeurs atteintes sont proches de la pression des terres au repos. Cet encastrement se traduit par un point de moment fléchissant nul qui coïncide davantage avec le niveau du fond de fouille qu'avec le niveau du point de pression résultante nulle (hypothèse de Blum) ».

Ce résultat conduit Tschebotarioff à proposer une nouvelle méthode de dimensionnement des écrans souples ancrés en tête et encastrés dans du sable (figure 26).



$H$  : hauteur totale de l'écran  
 $\gamma$  : poids volumique du sol  
 $K_A$  : coefficient de poussée du sol  
 $A_p$  : réaction de l'appui supérieur  
 $R_b$  : effort tranchant au niveau du fond de la fouille  
 (1), (2), (3) : courbes des moments suivant différentes hypothèses d'encastrement de l'écran

Figure 26 : Influence du degré d'encastrement de l'écran sur la distribution des moments fléchissants (A) et schéma de principe de la méthode proposée par Tschebotarioff (B), correspondant à la distribution (2) de moments fléchissants (d'après Tschebotarioff 1948).  
 (d'après Delattre, 2001)

## II.6. Méthode de Rowe

Delattre (2001) indique que « Par une série d'essais réalisés sur modèles réduits avec des matériaux de différentes densités relatives (graviers, sable, cendres, copeaux de bois), Rowe (1952) s'est attaché à analyser plus en détail le phénomène d'encastrement des écrans souples ancrés en tête. Ses résultats confirment que compte tenu de la mobilisation d'un encastrement en fiche, les sollicitations (moment fléchissant maximal, réaction d'appui) dans un écran souple sont plus faibles que dans un écran parfaitement rigide (méthode de la butée simple). Rowe montre également que, pour des écrans dont la fiche est égale à 30 % environ de la hauteur totale, la réduction de sollicitation est principalement fonction de la flexibilité de l'écran et de la densité relative du sol et quasiment indépendante de facteurs comme l'angle de frottement, le poids volumique du sol, la présence d'une surcharge à l'arrière de l'écran et le niveau d'ancrage en tête d'écran. »

La figure 27 illustre les résultats obtenus par Rowe :

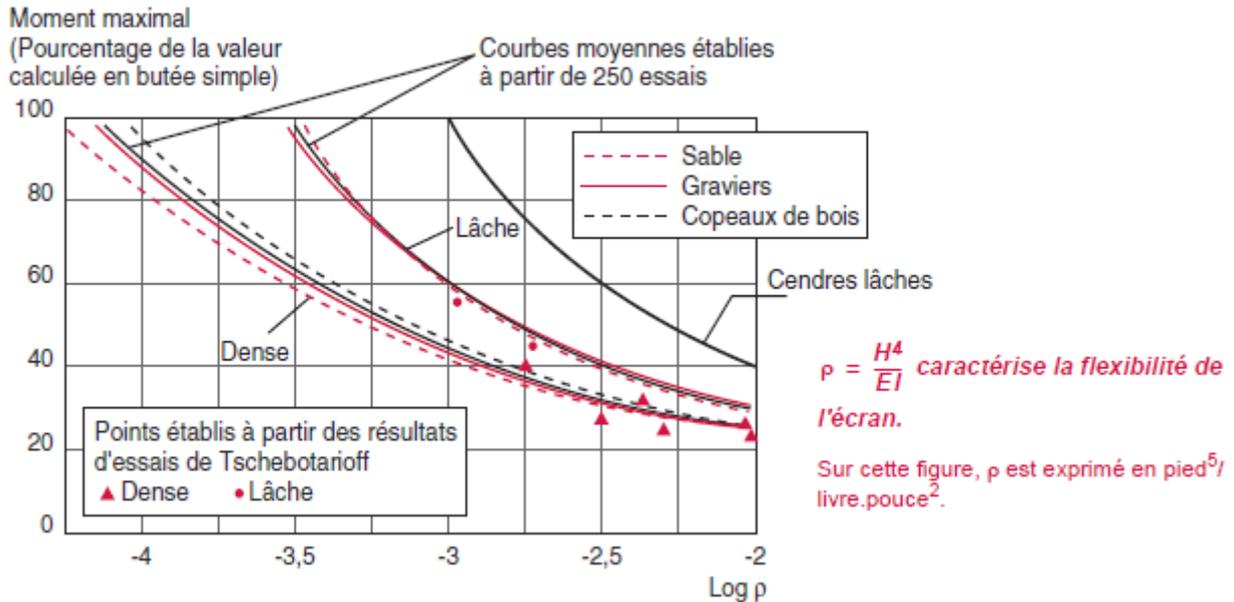


Figure 27 : Résultats expérimentaux obtenus par Rowe (1952).  
(D'après Delattre 2001)

Dans son article de 2001, Delattre indique que : « les résultats obtenus par Rowe montrent également que les sollicitations peuvent être plus faibles que celles admises par Blum ou par Tschebotarioff, notamment du fait de la mobilisation de la butée dans le sol au-dessus du niveau d'ancrage et de la mobilisation d'une force de cisaillement en pied d'ouvrage. Ce constat l'a conduit à proposer une nouvelle méthode de calcul des écrans encastrés qui consiste en un calcul en butée simple, modifié pour tenir compte de la mobilisation d'une force de cisaillement en pied. Les sollicitations obtenues sont ensuite corrigées, à l'aide d'abaques résultant des essais (figure 27), pour tenir compte de la flexibilité de l'écran et de l'état de densité du sol ». La figure 28 présente le diagramme de chargement proposé par Rowe :

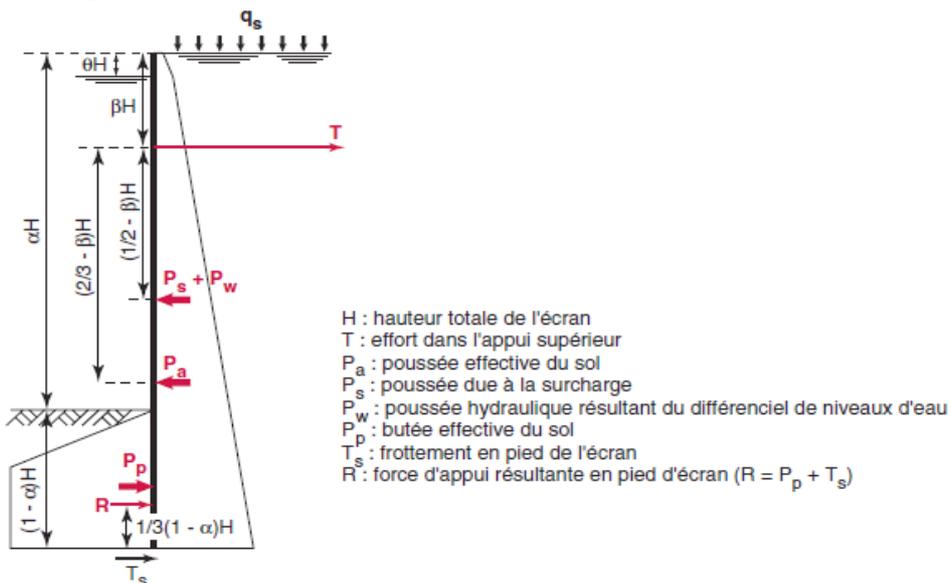


Figure 28 : Diagramme de chargement adopté par Rowe pour le calcul en butée simple (1952)  
(d'après Delattre, 2001)

## II.7. Synthèse des méthodes classiques

Les méthodes classiques supposent que le sol est en état d'équilibre limite et qu'il présente un comportement rigide plastique.

Les réponses apportées par Coulomb, Rankine et Boussinesq permettent de traiter ce problème de façon satisfaisante pour les murs-poids. Le mode de rupture de ces ouvrages conduit effectivement les terres qu'ils soutiennent à se retrouver dans un état d'équilibre limite de poussée. Le développement, au début du siècle, d'ouvrages de soutènement souples (rideaux de palplanches, parois moulées et parois composites) prenant appui dans le terrain et présentant une déformation propre, va poser la question de l'interaction sol-structure et du rôle de la déformabilité du soutènement dans la mobilisation de la poussée et de la butée des terres.

Blum fut le premier à étudier ces phénomènes en observant le comportement d'écrans de soutènement ancrés en tête. Il remarque que la déformée de l'écran présente un point d'inflexion pour les points de moment nul, de même que la courbe des moments pour les points de pression nulle. Il en résulte que les ouvrages qui présentent une fiche courte sont simplement butés par le sol alors que les ouvrages présentant une fiche plus longue sont encastrés dans le sol. C'est pour prendre en compte ces observations que Blum a développé en 1931 une méthode qui porte son nom.

Tschebotarioff mène entre 1941 et 1949 des essais sur des modèles réduits d'écrans de soutènement. Les résultats qu'il obtient confirment les observations de Blum. Ainsi on observe bien un encastrement de l'écran dans le sol, résultant d'une forte mobilisation de la butée dans la partie supérieure de la fiche et d'une contrebutée en partie inférieure mais cette dernière est plus faible que celle suggérée par Blum. Tschebotarioff montre également que le point de moment fléchissant nul coïncide davantage avec le niveau du fond de fouille qu'avec celui du point de pression résultante nulle (hypothèse de Blum). C'est pourquoi Tschebotarioff propose une nouvelle méthode de dimensionnement des écrans souples ancrés en tête et encastrés dans du sable (Tschebotarioff, 1948).

Par une série d'essais réalisés sur modèles réduits avec des matériaux de différentes densités relatives (graviers, sable, cendres, copeaux de bois), Rowe (1952) s'est attaché à analyser plus en détail le phénomène d'encastrement des écrans souples ancrés en tête. Les résultats obtenus montrent que les sollicitations mesurées dans un écran de soutènement souple sont principalement fonction de la flexibilité de l'écran et de la densité relative du sol. Rowe montre également que ces sollicitations peuvent être plus faibles que celles admises par Blum et par Tschebotarioff compte tenu de la mobilisation d'une butée dans le sol au-dessus du niveau d'ancrage et de la mobilisation d'une force de cisaillement en pied d'ouvrage. Ces constats ont conduit Rowe à proposer une nouvelle méthode de calcul des écrans encastrés permettant de tenir compte de cette force de cisaillement en pied, de la flexibilité de l'écran et de l'état de densité du sol mais ceux-ci interviennent au dernier stade du dimensionnement sous la forme de facteurs correctifs du résultat d'un calcul ne faisant intervenir ni la flexibilité de l'écran ni la raideur du sol. De plus cette approche ne permet pas de déterminer le déplacement de l'écran lui-même.

La prise en compte de la déformabilité des écrans de soutènement par les méthodes classiques ont conduit à obtenir des méthodes de dimensionnement qui ne permettent pas de déterminer les déplacements du sol et de l'écran. Cette question toujours plus présente, compte tenu de la nécessité de réaliser des ouvrages enterrés à proximité immédiate d'ouvrages existants explique l'émergence des méthodes dites aux coefficients de réaction.

### III. La méthode aux coefficients de réaction (modèle élasto-plastique)

#### III.1. Principe

Dans un massif de sol semi-infini à surface libre horizontale dans lequel les terres à l'amont sont soutenues par un écran, (figure 29), il s'applique en un point M de ce massif une contrainte verticale notée  $\sigma_v$  et une contrainte horizontale notée  $\sigma_h$ .

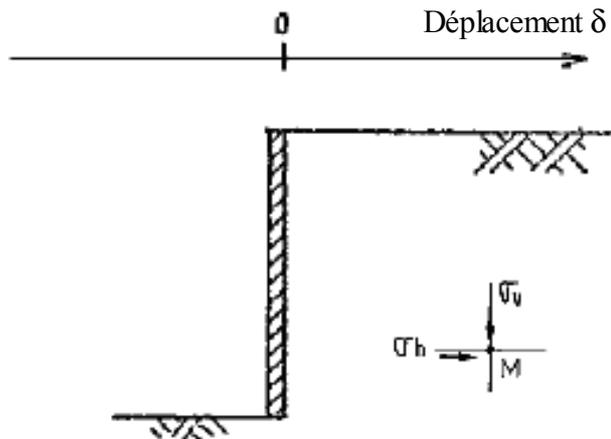


Figure 29 : État des contraintes en un point M dans un massif de sol  
(Introduction à l'étude des soutènements, BIGOT et MANDAGARAN, 1977)

En l'absence de déplacement ( $\delta = 0$ ), la contrainte horizontale des terres au repos,  $\sigma_{ho}$ , est définie par la relation suivante :

$$\sigma_0 = K_0 \cdot \sigma_v$$

Avec :

$K_0$  : coefficient de pression latérale des terres au repos

Si l'écran se déplace dans le sens positif des déplacements ( $\delta > 0$ ) de l'ordre du centième de sa hauteur, ce dernier subit une contrainte de la part du sol qui croît de  $\sigma_{ho}$  pour atteindre une valeur limite  $\sigma_p$ . Le sol est alors à l'état de butée et la valeur de  $\sigma_p$  est reliée à la valeur de  $\sigma_v$  (qui ne varie pas) par la relation suivante :

$$\sigma_p = K_p \cdot \sigma_v$$

Avec :

$K_p$  : coefficient de butée

Par contre, si l'écran se déplace dans le sens négatif des déplacements ( $\delta < 0$ ) de l'ordre du millième de sa hauteur, il subit une contrainte de la part du sol qui décroît de la valeur  $\sigma_{ho}$  pour atteindre une valeur limite  $\sigma_a$ . Le sol est alors à l'état de poussée et la valeur de  $\sigma_a$  est liée à la valeur de  $\sigma_v$  (qui ne varie pas) par la relation suivante :

$$\sigma_a = K_a \cdot \sigma_v$$

Avec :

$K_a$  : coefficient de poussée

Ce qui vient d'être évoqué est illustré par les figures 30 et Erreur : source de la référence non trouvée.

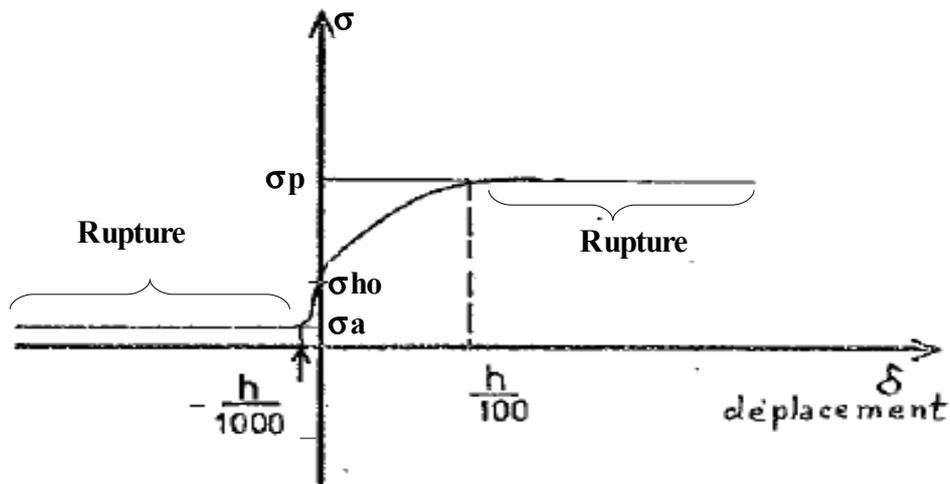


Figure 30 : Contrainte du sol sur l'écran en fonction de son déplacement  
(Introduction à l'étude des soutènements, BIGOT et MANDAGARAN, 1977)

Sur la base de ces résultats expérimentaux, Haliburton (1968) propose un modèle de réaction non linéaire du sol sur l'écran, intégrant les seuils correspondant aux états d'équilibre limites de poussée et de butée (figure 31).

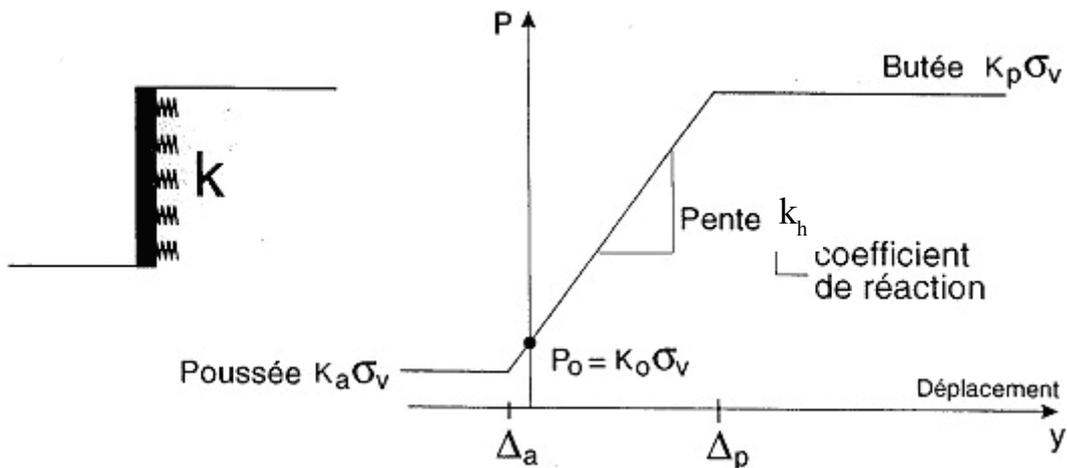


Figure 31 : Schématisation du comportement du sol selon la méthode aux coefficients de réaction  
(Notice du logiciel K-REA)

Le rideau est assimilé à une poutre sur appuis élastiques qui se déforme sous l'effet des actions géotechniques lesquelles sont fonction de la déformation de la poutre. La mise en équation de ce système conduit à une équation différentielle du quatrième ordre dont la résolution a longtemps été un obstacle majeur au développement de la méthode aux coefficients de réaction. Le développement à partir des années 1960 de la puissance de calcul informatique va permettre, grâce à l'utilisation de procédures numériques d'intégration, de résoudre facilement et rapidement cette équation différentielle du quatrième ordre. Le projecteur peut ainsi obtenir en très peu de temps l'impact de la longueur de la fiche et de la position des appuis sur la distribution des efforts dans le soutènement qu'il doit dimensionner. Le modèle proposée par Haliburton (1968) permet en outre de prendre en compte la chronologie de la construction du soutènement en modifiant si nécessaire la loi de comportement du sol. Ainsi, dans l'exemple d'un remblaiement à l'arrière de la paroi, la loi de comportement initiale est translatée de  $K_0\gamma H$  (figure 32):

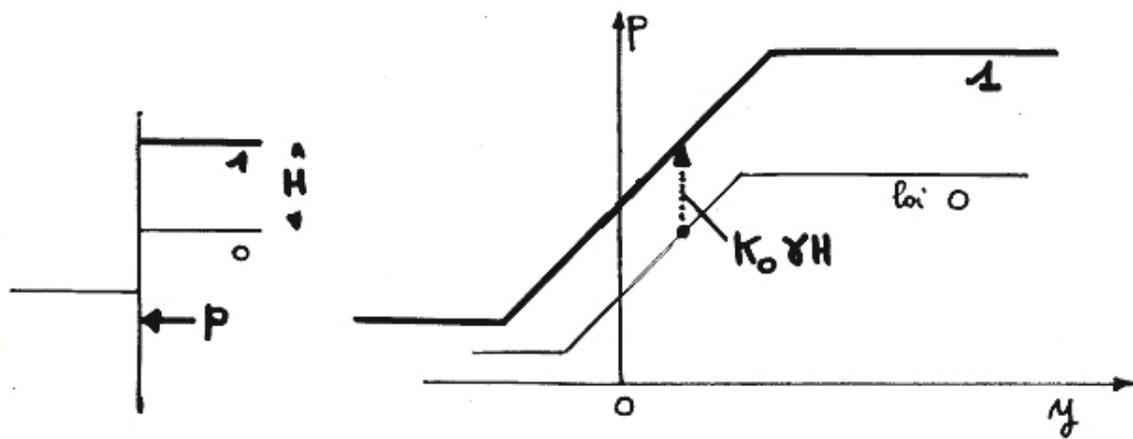


Figure 32 : Effet d'un chargement sur la loi de comportement élastoplastique du sol  
(Introduction à l'étude des soutènements, BIGOT et MANDAGARAN, 1977)

## III.2. Le coefficient de réaction

Le dimensionnement d'un ouvrage par la méthode de calcul aux coefficients de réaction nécessite la détermination de  $k_h$  représentatif de la raideur du sol. C'est en effet cette dernière qui, introduite dans le calcul, détermine l'équilibre sol-écran. Le problème sous-jacent à la détermination de la raideur du sol,  $k_h$ , est qu'il ne s'agit pas d'un paramètre intrinsèque du sol. La raideur d'un sol varie en fonction de ses déplacements. Ainsi un sol présentera une raideur plus importante pour des petits déplacements que pour des grands déplacements. Ce constat explique les différentes formules qui ont été proposées pour déterminer ce paramètre. Les principaux travaux réalisés à ce sujet seront présentés dans la suite de ce paragraphe.

### III.2.1. Approche de Terzaghi

Delattre (2001) indique que : « l'analyse d'études expérimentales du comportement de structures encastrées dans le sol (Rifaat, 1935 ; Loos et Breth, 1949), complétée par des considérations théoriques sur la notion de coefficient de réaction, amenèrent Terzaghi (1955) à formuler des règles générales pour le choix des coefficients de réaction à introduire dans les calculs. Terzaghi proposa de considérer un coefficient croissant de façon linéaire avec la profondeur dans le cas d'ouvrages ancrés dans du sable et un coefficient de réaction constant dans le cas des argiles raides. Cette analyse le conduisit à exprimer le coefficient de réaction sous la forme :

$$k_h = l_h \frac{z}{D} \quad \text{dans le cas des sables}$$

$$k_h = k_{hl} \frac{z}{D} \quad \text{dans le cas des argiles}$$

Avec :

$z$  le niveau considéré de la fiche

$D$  la « longueur sollicitante », dépendant de la longueur en fiche de l'ouvrage et du mode de fonctionnement de l'ouvrage

$l_h$  une constante caractérisant les sables, compte tenu de leurs états de densité et de la présence d'une nappe d'eau

$k_{hl}$  une constante caractérisant les argiles compte tenu de leur consistance.

### III.2.2. Approche de Balay

La contribution de Balay fait appel à la théorie établie par Ménard et Rousseau (1962) pour le calcul du tassement des fondations superficielles. Ces travaux ont montrés que lorsque l'on charge uniformément des semelles rigides ou souples reposant sur un demi-espace homogène élastique, il n'y a pas uniformité du champ de pression et du tassement (figure 33).

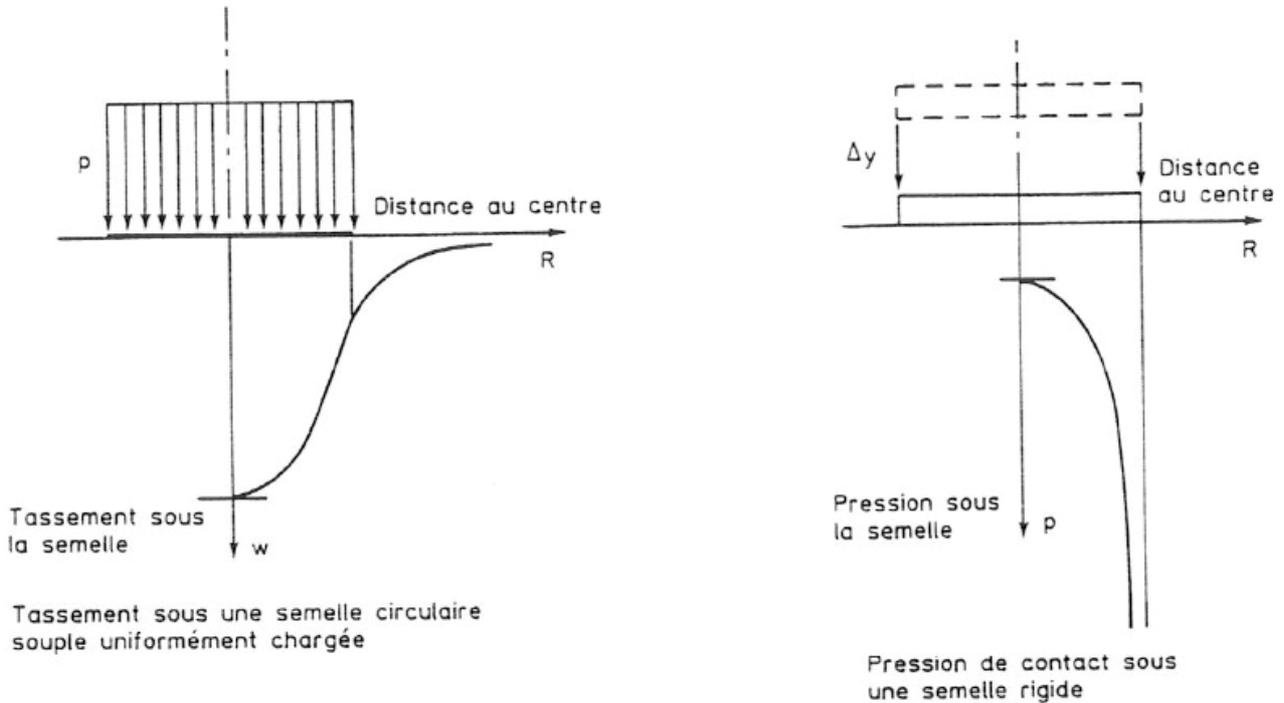


Figure 33 : Non uniformité des déplacements et des pressions sous une semelle chargée verticalement (extrait des Recommandations pour le choix des paramètres de calcul des écrans de soutènement par la méthode aux modules de réaction (Balay, 1984)

La transposition de ces résultats à la réaction opposée par le sol à la mobilisation en fiche de l'écran conduit à exprimer le coefficient de réaction horizontal  $k_h$  sous la forme suivante:

$$\frac{1}{k_h} = \frac{1}{E_m} \left[ \frac{(\alpha \cdot a)}{2} + 0,133(9a)^\alpha \right]$$

Avec :

$\alpha$  : coefficient rhéologique du sol (Ménard,1962)

$a$  : paramètre dimensionnel exprimé en mètres

$E_m$  : valeur moyenne, sur la longueur  $a$ , du module pressiométrique exprimé en MPa

$k_h$  : coefficient ou module de réaction horizontal exprimé en MPa/m

Initialement définies pour la partie en fiche de l'écran, ces propositions ont rapidement été étendues à la partie supérieure du soutènement compte tenu de la généralisation de la méthode au cours des années 1970.

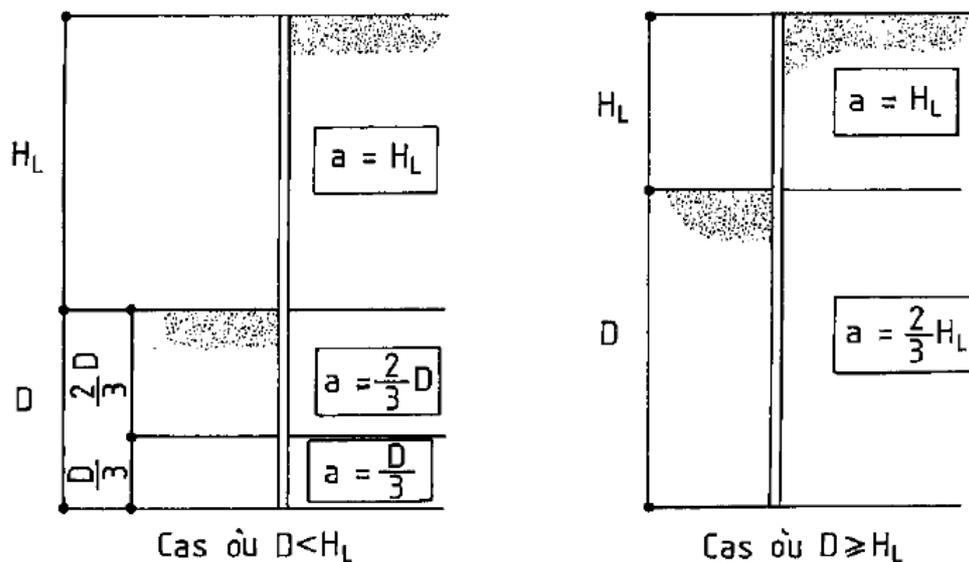


Figure 34 : définition du paramètre dimensionnel  $a$  (Recommandations pour le choix des paramètres de calcul des écrans de soutènement par la méthode aux modules de réaction, Balay, 1984)

Si l'ouvrage est ancré, Gigan (1984) a défini en fonction de la configuration de l'excavation, la valeur de  $k_h$  à considérer pendant la phase de mise en tension des tirants (figure 35).

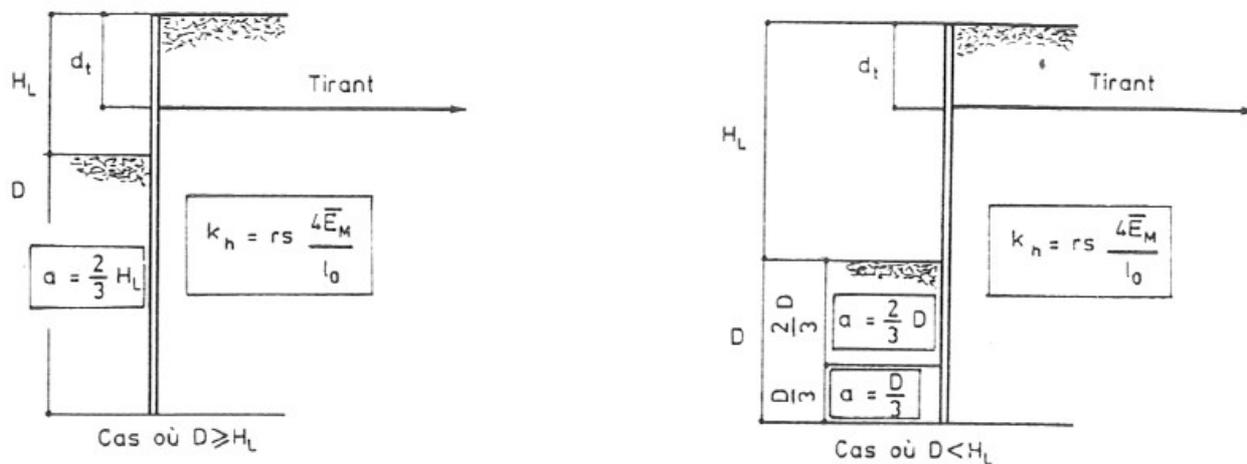


Figure 35 : Calcul du module de réaction  $k_h$  lors de la mise en tension d'un tirant (Recommandations pour le choix des paramètres de calcul des écrans de soutènement par la méthode aux modules de réaction, Balay, 1984)

Avec :

$$l_o = \left[ \frac{(E.I)}{E_m} \right]^{0,33} \quad \text{la longueur de transfert et } E.I \text{ la rigidité propre en flexion du rideau}$$

$E_m$  : module pressiométrique moyen sur  $1,5 l_o$  de part et d'autre du tirant

$s = 1$  dans les remblais d'apport et  $s = 3$  dans les sols en place

$r$  : coefficient de réduction des tirants faiblement enterrés déterminé à partir de  $d_t$  et de

$$l_o \quad (r = \min(d_t/l_o ; 1) \text{ si } d_t/l_o > 0,33 \text{ et } r = 0,33 \text{ si } d_t/l_o < 0,33)$$

Les variations de  $k_h$  en fonction du paramètre dimensionnel,  $a$ , sont représentés sur la figure 36 pour différentes valeurs de modules pressiométriques,  $E_m$ , et pour une valeur du coefficient rhéologique,  $\alpha$ , fixée à  $1/3$  :

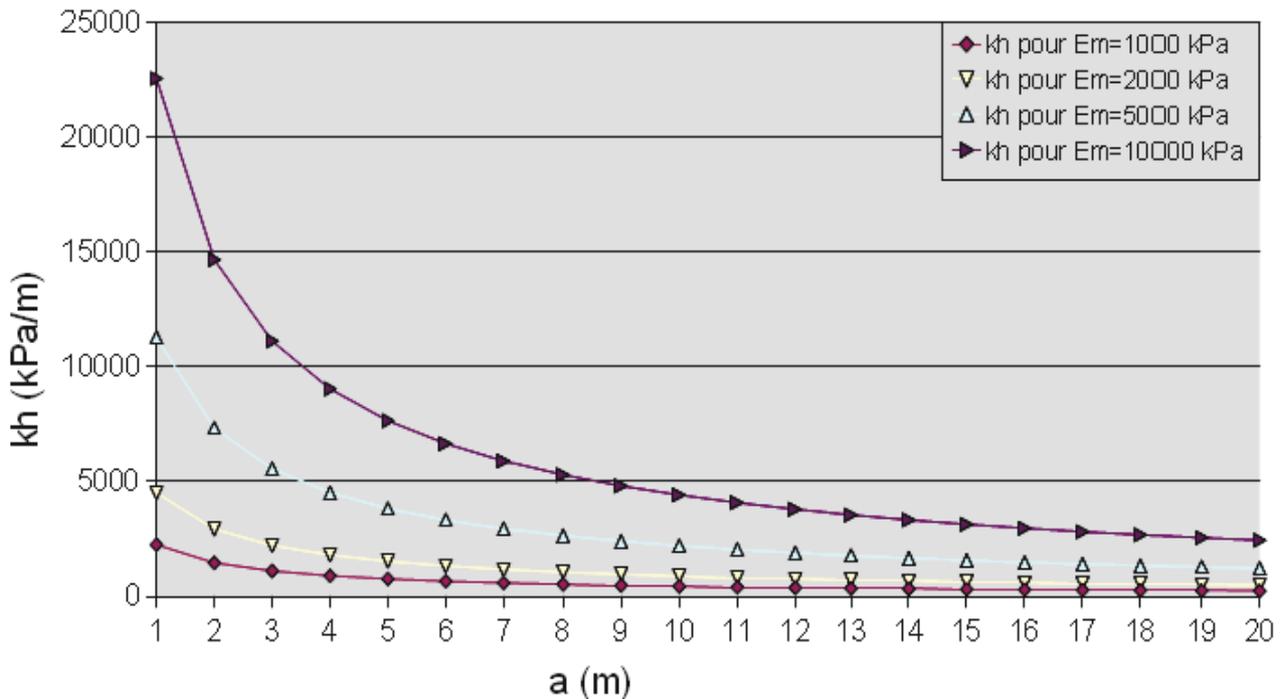


Figure 36 : variations de  $k_h$  en fonction du paramètre dimensionnel «  $a$  » et pour  $\alpha = 1/3$

La figure 36 montre que la valeur de  $k_h$  est très fortement impactée par l'augmentation du paramètre dimensionnel  $a$  (la valeur de  $k_h$  pour  $a = 3$  est environ deux fois plus faible que celle pour  $a = 1$ ). Compte tenu de la méthode de détermination du paramètre dimensionnel «  $a$  », illustrée par la figure 34, la valeur de  $k_h$  sera, pour un sol donné, toujours plus faible au niveau de la partie libre de l'écran que pour la partie en fiche. Ce choix qui se justifie, principalement par le fait que les déplacements de l'écran au niveau de la partie libre sont théoriquement supérieurs à ceux de la partie en fiche, complexifie le dimensionnement des écrans de soutènement. En effet, la formule de Balay implique un recalcul de  $k_h$  pour chaque modification de la longueur de la fiche qui est l'une des inconnues lorsque l'on dimensionne un écran de soutènement.

La figure 37 présente pour des valeurs du paramètre dimensionnel  $a$  et une valeur du coefficient rhéologique du sol  $\alpha$  fixé à  $1/2$ , les variations de  $k_h$  en fonction du module pressiométrique. Elle montre que la valeur de  $k_h$  est proportionnelle à celle du module pressiométrique du sol (la valeur de  $k_h$  pour  $E_m=5000$  kPa est 5 fois plus forte que celle obtenue pour  $E_m = 1000$  kPa).

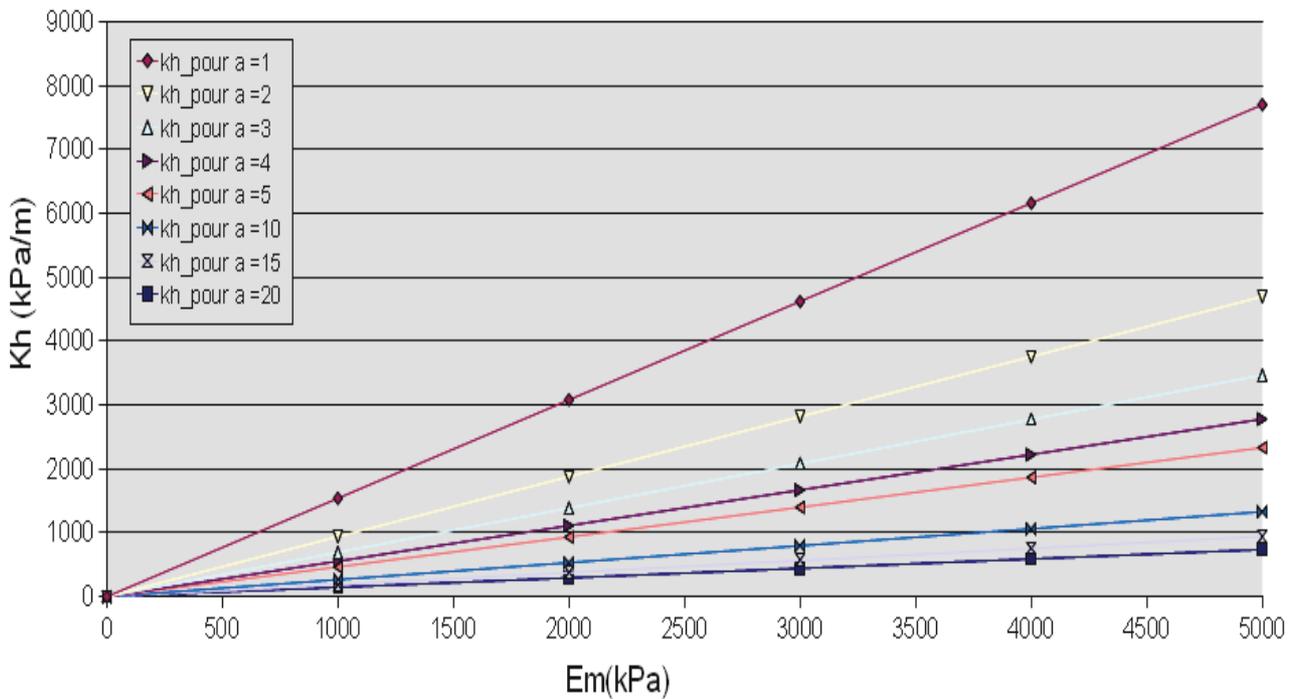


Figure 37 : variations de  $k_h$  en fonction du module pressiométrique pour différentes valeurs de « a » et pour une valeur de  $\alpha$  fixée à 1/2

On constate également qu'une augmentation du paramètre dimensionnel « a » conduit à diminuer la pente des droites et à resserrer les droites entre elles. Formulés autrement, plus la valeur de « a » est élevée plus, pour une valeur de module donnée, les écarts de valeurs de  $k_h$  diminuent. Cette observation se retrouve dans l'aspect pseudo linéaire de la fin des différentes courbes visibles sur la figure 36.

Les variations de  $k_h$  en fonction du paramètre dimensionnel « a » sont représentées sur la figure 38 pour différentes valeurs du coefficient rhéologique du sol noté  $\alpha$  et pour une valeur de module pressiométrique fixée à 5000 kPa. Cette dernière montre que pour une valeur de « a » donnée, le choix du coefficient rhéologique du sol a un impact non négligeable sur la valeur de  $k_h$ . Si l'on considère par exemple un sol comme une argile normalement consolidée ( $\alpha = 2/3$ ) au lieu d'une marne normalement consolidée ( $\alpha = 1/2$ ), la valeur de  $k_h$  obtenue est plus faible d'environ 30%.

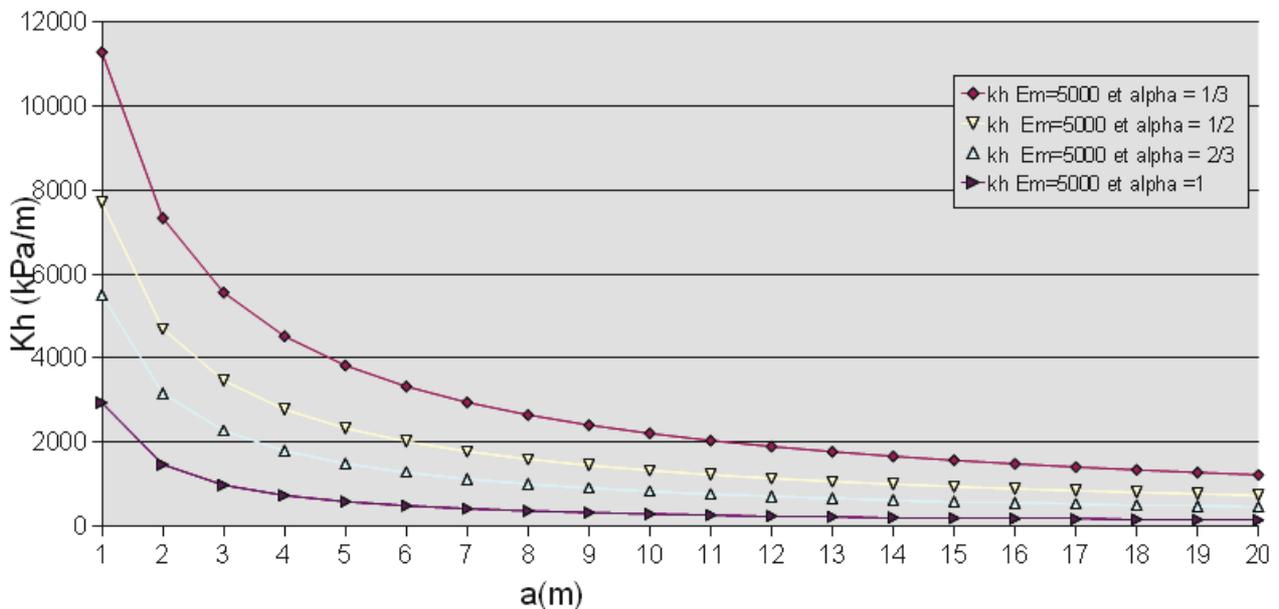


Figure 38 : variations de  $k_h$  en fonction du paramètre dimensionnel a pour différentes valeurs  $\alpha$  du coefficient rhéologique du sol

Cet exemple basé sur une valeur de module pressiométrique fixée à 5000 kPa, est généralisable à n'importe quelle valeur de module compte tenu de l'existence dans la formule de Balay d'un rapport de proportionnalité entre  $k_h$  et le module pressiométrique (figure 37).

La formule de Balay tend donc à :

- rendre les sols très peu raides lorsque la hauteur du soutènement est importante. Cette hypothèse se justifie pour les soutènements souple de type berlinoise mais moins pour les soutènements rigides de type paroi moulée
- considérer d'une façon générale que les sols argileux sont moins raide que les sols marneux qui sont moins raide que les sols granulaires. Il existe dont une composante géologique dans la formule de Balay.
- Considérer que la raideur du sol est liée au module de young du sol
- considérer que le sol en fiche sera plus raide que le sol au niveau de la hauteur libre

### III.2.3. Approche de Schmitt

Selon Schmitt (1984, 1995, 1998), la définition du coefficient  $k_h$  résulte d'un choix arbitraire du domaine dans lequel on définit le déplacement moyen auquel on s'intéresse. Ainsi, selon Schmitt, la formule du coefficient de réaction proposée par Balay constitue une approximation satisfaisante lorsque le déplacement de l'écran est important mais sous-estime la réaction réelle du sol dans le domaine des plus petites déformations. Sur la base de l'observation de paroi moulées instrumentées, Schmitt a proposé la formule suivante :

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

Avec :

- $\alpha$  : coefficient rhéologique du sol selon L. Ménard
- $E_m$  : valeur moyenne sur la longueur  $a$  du module pressiométrique exprimé en MPa
- $B_o$  : largeur de référence prise égale à 1 m
- $E_{str}$  : module du matériau constituant le soutènement
- $I_{str}$  : inertie du soutènement

Cette formulation du coefficient de réaction horizontal du sol conduit à des valeurs de  $k_h$  notablement plus élevées que celles obtenues à partir de la formule de Balay.

Les travaux de Schmitt aborde également le calcul de la pression des terres au niveau de la partie en fiche dans les deux cas particuliers suivant :

- la fiche « f » d'un écran est inférieure à  $1,5 l_0$ , auquel cas la limitation de la hauteur d'interaction se traduit par une valeur plus élevée du coefficient de réaction
- lorsque la distance « b » entre deux écrans en vis à vis est inférieure à  $3.l_0$ , l'interpénétration des zones de butée se traduit par une valeur plus élevée du coefficient de réaction horizontal du sol

Avec :

$$l_0 = \left(\frac{4 E_{str} I_{str}}{k_h B_o}\right)^{1/4} \quad : \text{longueur de transfert élastique}$$

Lorsque la fiche « f » d'un écran est inférieure à  $1,5l_0$  , le coefficient de réaction horizontale du sol est déterminé à partir de l'expression suivante :

$$k_h = \text{Max} \left[ 2 \frac{\left(\frac{E_M}{\alpha}\right)^{4/3}}{\left(\frac{E_{str} I_{str}}{B_o}\right)^{1/3}} ; 5,4 \frac{E_M}{\alpha f} \right]$$

Lorsque la distance « b » entre deux écrans en vis à vis est inférieure à  $3l_0$ , le coefficient de réaction horizontale du sol est déterminé à partir de l'expression suivante :

$$k_h = \text{Max} \left[ 2 \frac{\left(\frac{E_M}{\alpha}\right)^{4/3}}{\left(\frac{E_{str} I_{str}}{B_o}\right)^{1/3}} ; 7,2 \frac{E_M}{\alpha b} \right]$$

La figure 39 présente un exemple d'interpénétration des zones de butée de deux écrans situés en vis à vis :

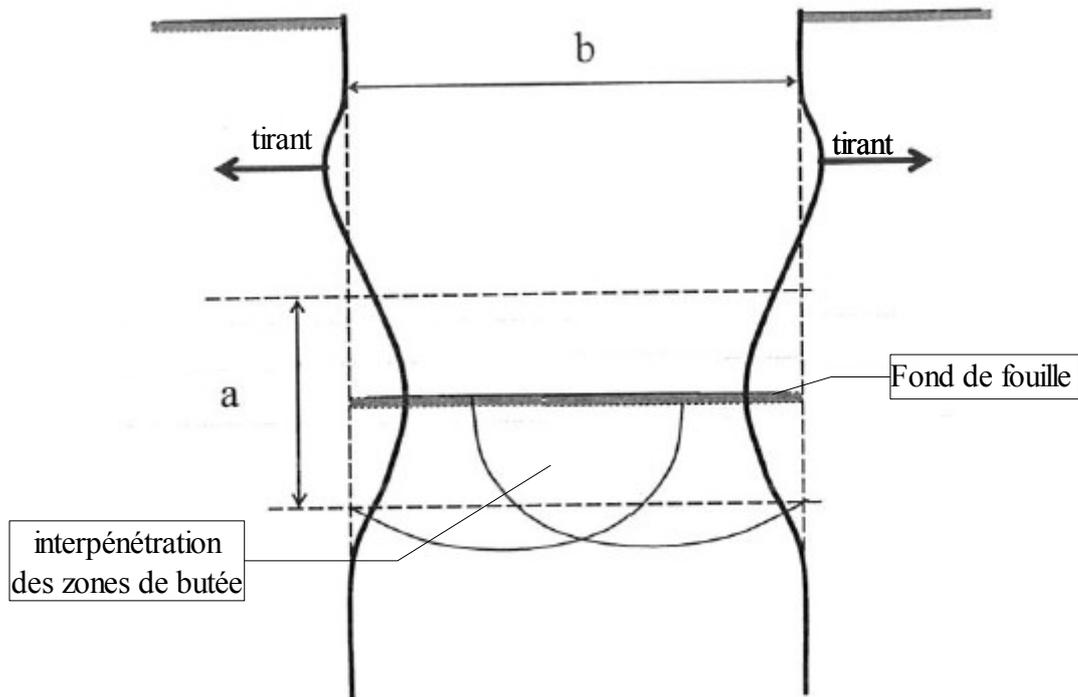


Figure 39 : exemple d'interpénétration des zones de butée de deux écrans situés en vis à vis lorsque  $b$  est inférieure à  $3l_0$  (extrait de l'annexe F de la norme NF P 94 282)

La figure 40 présente la valeur de  $k_h$  obtenue selon la formule de Schmitt en fonction de la variation du produit d'inertie de l'écran. Cette dernière montre que lorsque le produit d'inertie (EI) de l'écran est multiplié par 10, la valeur du coefficient de réaction horizontal du sol est approximativement divisée par deux. On remarque également que des faibles valeurs de EI (de l'ordre de 10 000 kN.m<sup>2</sup>/ml) conduisent à augmenter significativement la valeur de  $k_h$  obtenue. Ce constat est d'autant plus marqué que la valeur de  $E_m/\alpha$  est forte.

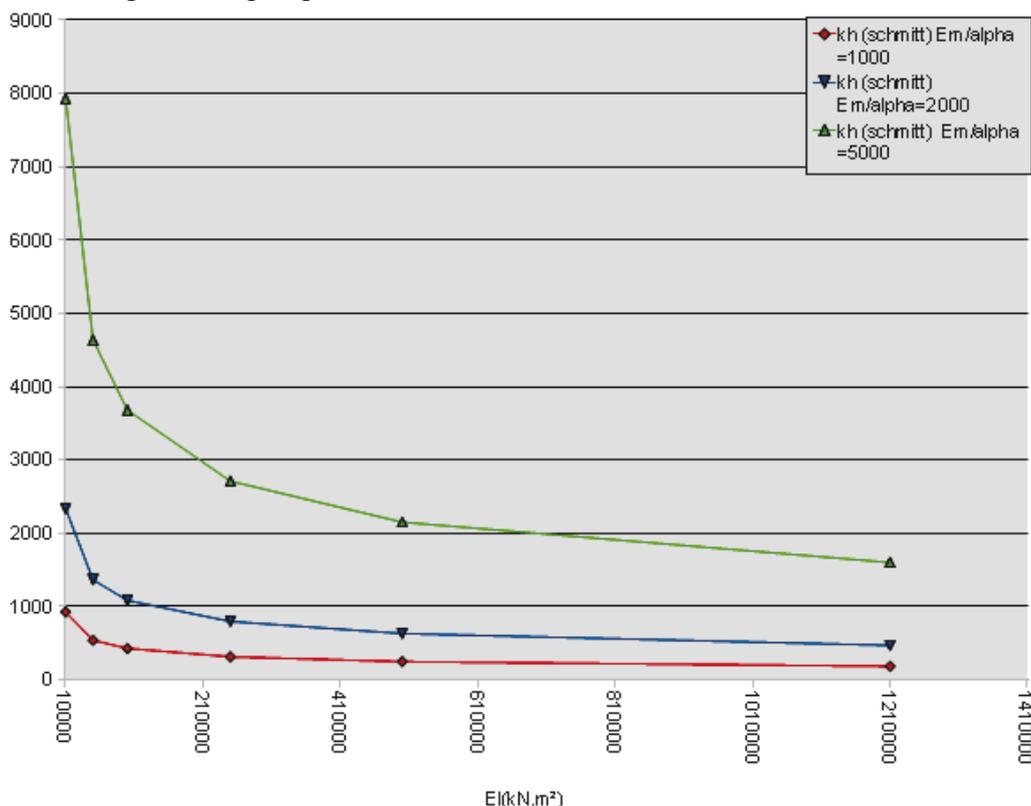


Figure 40: variation de la valeur de  $k_h$  en fonction du produit d'inertie de l'écran

La figure 41 présente la valeur de  $k_h$  obtenue selon la formule de Schmitt en fonction de la variation du module pressiométrique divisé par alpha (module de Young) pour différentes valeurs du produit d'inertie d'un écran de soutènement. Cette dernière montre que selon la formule proposée par Schmitt plus la valeur du module pressiométrique divisé par alpha (module de Young) est élevée plus la valeur de  $k_h$  est forte. Ce constat est d'autant plus marqué que le produit d'inertie de l'écran de soutènement est faible. Dans un terrain donné, la mise en œuvre de rideaux de palplanches conduira aux valeurs de  $k_h$  les plus élevées ( $EI < 250\,000$  kN.m<sup>2</sup>/ml) par rapport aux types d'écran de soutènement.

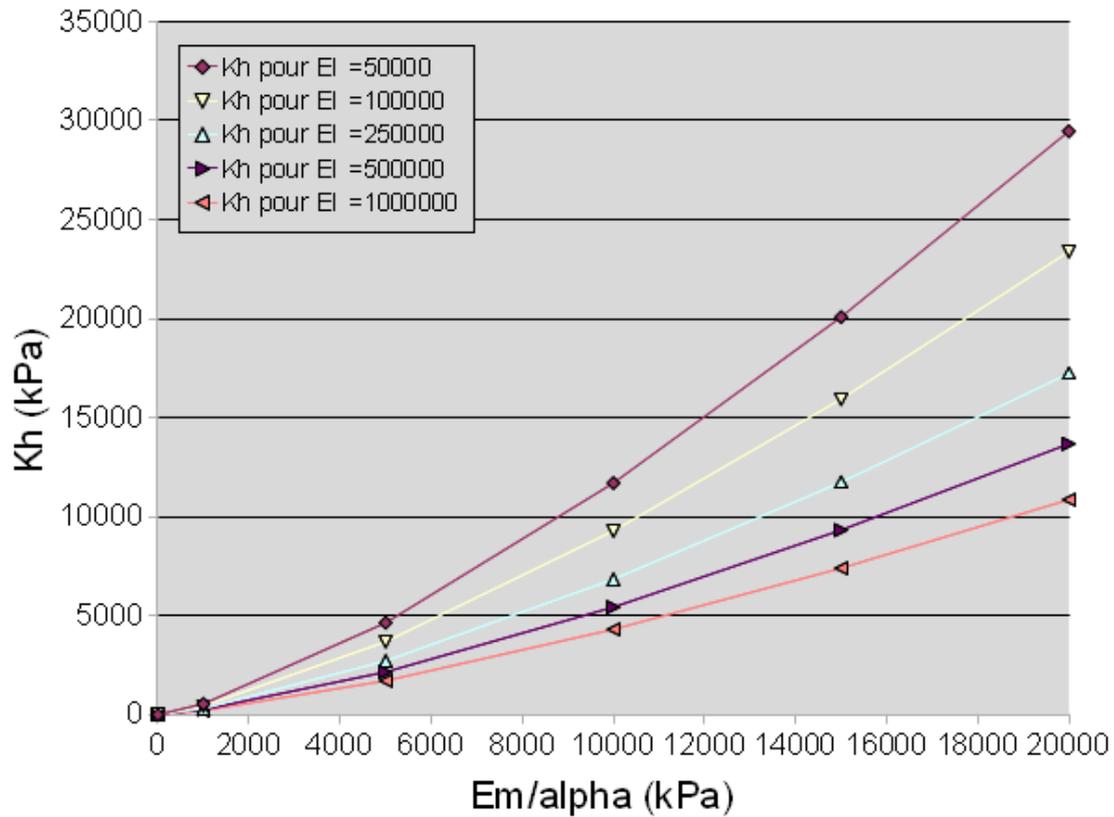


Figure 41:: variation de la valeur de  $k_h$  en fonction du module de Young pour différentes valeurs du produit d'inertie d'un écran de soutènement

La formule de Schmitt tend donc à :

- rendre les sols d'autant plus raides que le soutènement est lui-même peu rigide. Cette hypothèse est surprenante car intuitivement on imagine qu'un soutènement plus souple se déformera davantage diminuant de ce fait la raideur des sols
- négliger le rôle de la hauteur du soutènement (un même soutènement présentera la même rigidité qu'il mesure 5 ou 20 m).
- Considérer que la raideur du sol est reliée au module de Young du sol.

### III.2.4. Approche de Chadeisson

Delattre (2001) indique que « l'approche proposée par Chadeisson\* (in Monnet, 1994) consiste à établir la valeur du coefficient de réaction sur la base de la résistance au cisaillement du sol, caractérisée par la cohésion et l'angle de frottement. Précisons qu'il s'agit initialement de règles internes au bureau d'étude de Solétanche qui ont été publiées par Monnet en 1994 dans la Revue Française de Géotechnique n°65 dans un article intitulé « Module de réaction, coefficient de décompression, au sujet des paramètres utilisés dans la méthode de calcul élastoplastique ». Cette proposition, qui prend la forme d'un abaque (figure 42) ne comporte a priori pas d'autre justification que l'observation, à partir des années 1970, d'ouvrages réalisés par l'entreprise. »

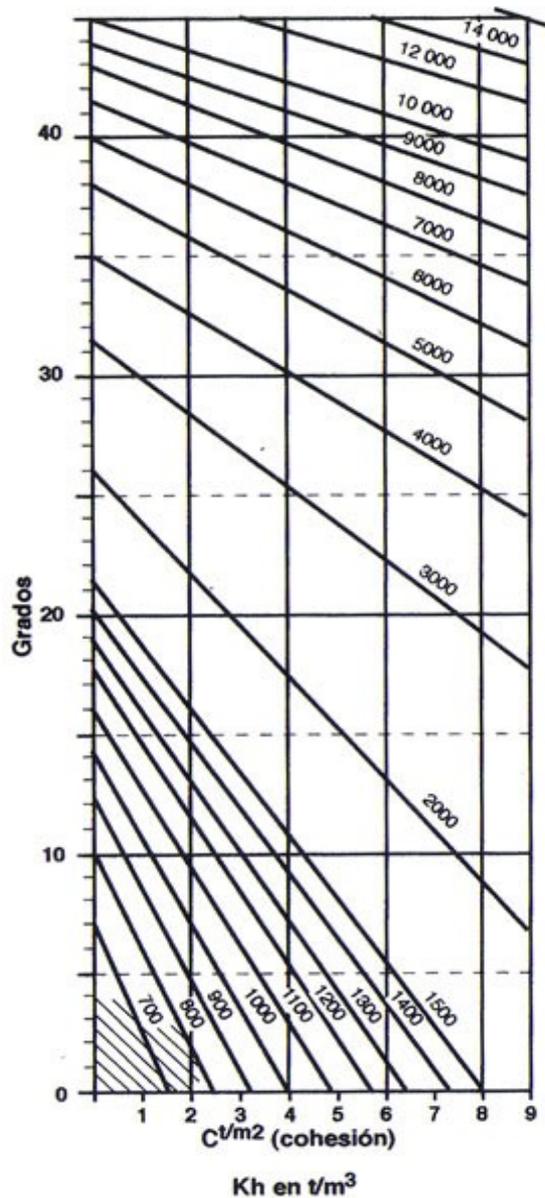


Figure 42 : abaque de Chadeisson  
(MONNET, 1994)

L'approche proposée par Chadeisson consiste à établir la valeur du coefficient de réaction sur la base de la résistance au cisaillement du sol, caractérisée par la cohésion et l'angle de frottement, (figure 42). Selon l'abaque de Chadeisson une argile sur-consolidée ( $\varphi' = 20^\circ$   $c' = 20$  kPa) conduit à obtenir une valeur de  $k_h$  de 18390 kPa/m qui est très analogue à celle obtenue (18900 kPa/m) pour un remblai lâche ( $\varphi' = 25^\circ$   $c' = 0$  kPa). Pour un marno-calcaire compact ( $\varphi' = 30^\circ$   $c' = 20$  kPa) on obtient une valeur de  $k_h$  de 33500 kPa/m qui est inférieure à celle obtenue ( $k_h = 40000$  kPa/m) pour un remblai frottant compacté avec soin ( $\varphi' = 35^\circ$   $c' = 0$  kPa).

La formule de Chadeisson tend donc à :

- rendre prépondérant la valeur l'angle de frottement d'un sol
- négliger la hauteur et la rigidité du soutènement
- rendre marginale le rôle de la cohésion dans la détermination de  $k_h$
- négliger le module du sol qu'il soit pressiométrique ou de young

### III.3. Synthèse de la méthode aux coefficients de réaction

Les méthodes classiques développées initialement pour des ouvrages rigides du type mur poids ont montré leur limites avec les écrans de soutènements pour lesquels la question des déformations joue un rôle essentiel. La méthode aux coefficients de réaction en proposant une solution tenant compte des propriétés du sol et de l'écran laissait entrevoir une réponse cette question. Bien que des méthodes analytiques aient été proposées (Rifaat, 1935), leur développement s'est heurté au problème de leur mise en œuvre.

Il faut attendre le développement de la puissance informatique à partir des années 1970 pour que la méthode aux coefficients de réaction se généralisent et deviennent aujourd'hui grâce à des logiciels comme RIDO4.11 et K-REA, la principale méthode de dimensionnement des soutènements. Ce succès ne doit pas faire oublier que la méthode aux coefficients de réaction nécessite la détermination de la raideur horizontale du sol notée  $k_h$  ce qui représente une réelle difficulté. En effet,  $k_h$ , qui n'est pas un paramètre intrinsèque du sol, dépend du domaine dans lequel on définit le déplacement moyen auquel on s'intéresse. Ce constat explique les nombreuses formules proposées pour définir ce paramètre.

L'un des premiers à s'intéresser à ce sujet fut Terzaghi en 1955. A partir d'études expérimentales du comportement de structures encastrées dans le sol, Terzaghi proposa de considérer un coefficient croissant de façon linéaire avec la profondeur dans le cas d'ouvrages ancrés dans du sable et un coefficient de réaction constant dans le cas des argiles raides.

La transposition de ses travaux concernant le tassement des fondations superficielles chargées uniformément aux fondations profondes chargées latéralement, puis aux soutènements, conduira Balay (1984) à proposer une formule pour déterminer  $k_h$ . Compte tenu de la généralisation de son utilisation, cette proposition, initialement définie pour la partie en fiche de l'écran, fut rapidement étendue à la hauteur libre du soutènement. Ce succès conduisit à une formalisation des hypothèses de calcul dans les « Recommandations pour le choix des paramètres de calcul des écrans de soutènement par la méthode aux modules de réaction (Balay, 1984) ».

Un autre contributeur à la détermination du coefficient de réaction fut Schmitt dont les travaux reposent sur le caractère non linéaire de la loi de réaction du sol sur l'écran (1984, 1995, 1998). Son approche basée sur la théorie de l'élasticité linéaire, la théorie des poutres sur appuis élastiques et des observations expérimentales de parois moulées le conduisit à proposer une formule déterminant  $k_h$ .

Il faut également citer Chadeisson qui a construit un abaque permettant de déterminer la valeur du coefficient de réaction sur la base de la cohésion et de l'angle de frottement du sol. Cette proposition publiée par Monnet en 1994 dans la Revue Française de Géotechnique ne comporte pas d'autre justification que l'observation, à partir des années 1970, d'ouvrages réalisés par l'entreprise.

En dépit du succès indéniable de la méthode aux coefficients de réaction, il ne faut pas oublier qu'elle ne donne que de façon très approximative les déformations subies par l'ouvrage car ces dernières sont liées aux valeurs de  $k_h$  qui, selon Schmitt (1998), ne peuvent jamais être connues à moins de 100 % près! Parallèlement au succès de la méthode aux coefficients de réaction, le besoin de modéliser le comportement d'écran de soutènement en interaction avec d'autres ouvrages a favorisé le développement de la méthode aux éléments finis.

## IV. La méthode aux éléments finis

### IV.1. Présentation

La méthode aux éléments finis est un outil très général dont le principe est de relier les contraintes aux déformations au travers de lois de comportement. Pour ce faire le modèle étudié est découpé en éléments (on parle de maillage) sur lesquels s'appliquent les contraintes ou les déplacements. Cette approche offre la possibilité de prendre en compte dans le dimensionnement des ouvrages de soutènement des phénomènes très complexes d'interaction sol structure que les méthodes théoriques classiques ne peuvent pas appréhender. Il est donc naturel, avec l'émergence de l'informatique à partir de la fin des années 1970, que cette méthode ait suscité un intérêt croissant pour les géotechniciens. Dans la suite ce paragraphe il sera présenté, sans revenir sur les fondements théoriques de la mécanique des milieux continus, les différents aspects du comportement des ouvrages auxquels la méthode aux éléments finis donne accès.

### IV.2. Le comportement du sol

Dans la méthode aux éléments finis, les principales lois de comportement du sol (reliant déplacements et contraintes) sont les suivantes :

- les lois de comportement élastique linéaire
- les lois élastique-parfaitement plastiques
- Les lois élasto-plastique avec écrouissage (Cam-Clay)
- les lois de comportement hyperbolique

#### IV.2.1. Les lois de comportement élastique linéaire

Une loi de comportement élastique linéaire suppose que la déformation d'un matériau est proportionnel à la contrainte appliquée et que les déformations sont parfaitement réversibles si le matériau subit une décharge (figure 43).

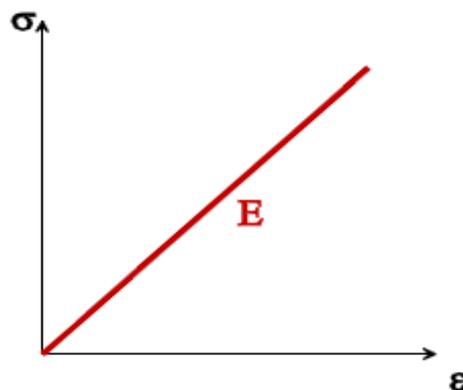


Figure 43 : loi de comportement élastique linéaire  
(Plumelle,2008)

Cette loi d'élasticité linéaire s'exprime sous la forme suivante :

$$\sigma = E \varepsilon$$

Avec :

$\sigma$  : la contrainte appliquée au matériau

$E$  : le module de Young qui est une caractéristique du matériau

$\varepsilon$  : la déformation du matériau qui est égale au rapport de l'allongement ou du raccourcissement sur la longueur initiale

Une loi élastique linéaire suppose donc qu'il existe toujours un rapport de proportionnalité (le module de Young) entre la contrainte et la déformation.

#### IV.2.2. Les lois de comportement élastique parfaitement plastique

Un matériau élastique parfaitement plastique se comporte différemment en fonction de la contrainte appliquée. Si cette dernière est inférieure à  $\sigma_p$ , il y a une relation linéaire (le module de young) entre la contrainte  $\sigma$  et la déformation  $\varepsilon$  et le comportement du matériau est élastique. Si la contrainte appliquée est égale à  $\sigma_p$ , le matériau se déforme indéfiniment tant que l'on maintient la contrainte  $\sigma_p$ . Si pour une certaine déformation  $\varepsilon$  on diminue jusqu'au déchargement complet, le chemin de contrainte suit la même pente que pour le chargement et on obtient une déformation permanente que l'on appelle déformation plastique (figure 44).

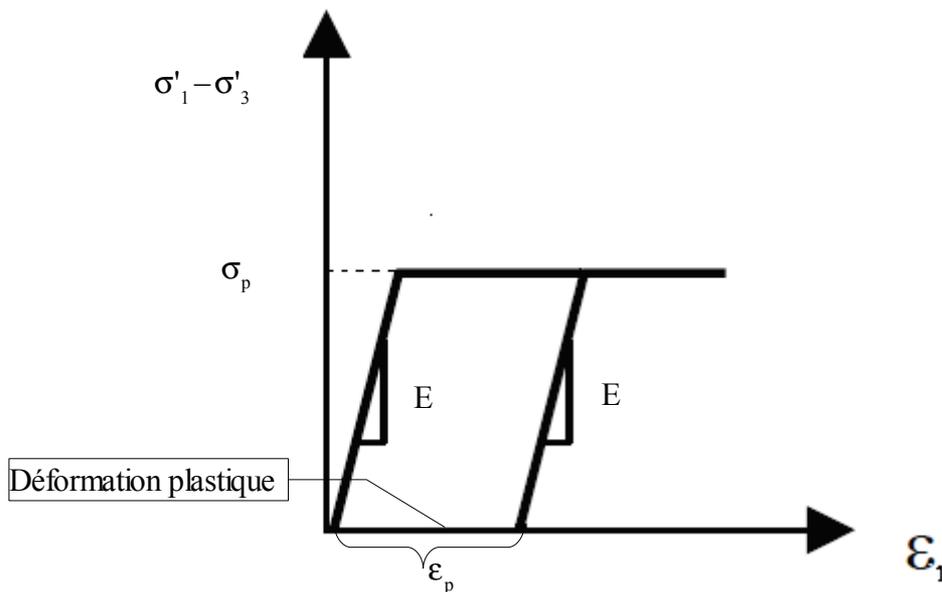


Figure 44 : Loi de comportement élastique parfaitement plastique (Plumelle, 2008)

Pour le dimensionnement des écrans de soutènement, on utilise un modèle élastique linéaire parfaitement plastique avec un critère de rupture de Mohr-Coulomb (comportement drainé) ou de Tresca (comportement non drainé). Selon le critère de rupture de Mohr-Coulomb, le seuil de plasticité est défini par l'expression suivante :

$$2c' \cos \varphi' + (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \varphi'$$

Avec :

- $c'$  : cohésion drainée du sol
- $\varphi'$  : angle de frottement interne du sol
- $\sigma'_1$  : contrainte verticale principale
- $\sigma'_3$  ; contrainte horizontale principale

Selon le critère de rupture de Tresca, le seuil de plasticité est égal à deux fois la valeur de la cohésion non drainée notée  $c_u$ .

#### IV.2.3. Les lois élasto-plastique avec écrouissage (Cam-Clay)

La réalisation sur des argiles sur-consolidées d'essais triaxiaux consolidés non drainés sous des pressions  $\sigma'_3$  inférieures à la pression de préconsolidation  $\sigma'_p$  (déterminée préalablement avec des essais oedométriques) montre que l'enveloppe de rupture n'est pas linéaire. La réalisation d'essais triaxiaux consolidés non drainés sous des pressions  $\sigma'_3$  supérieures à la pression de préconsolidation  $\sigma'_p$  conduit à obtenir une enveloppe de rupture linéaire. La figure 45 (Josseaume, Azizi, 1991) montre dans le plan de Lambe les 2 parties de l'enveloppe de rupture pour une argile raide.

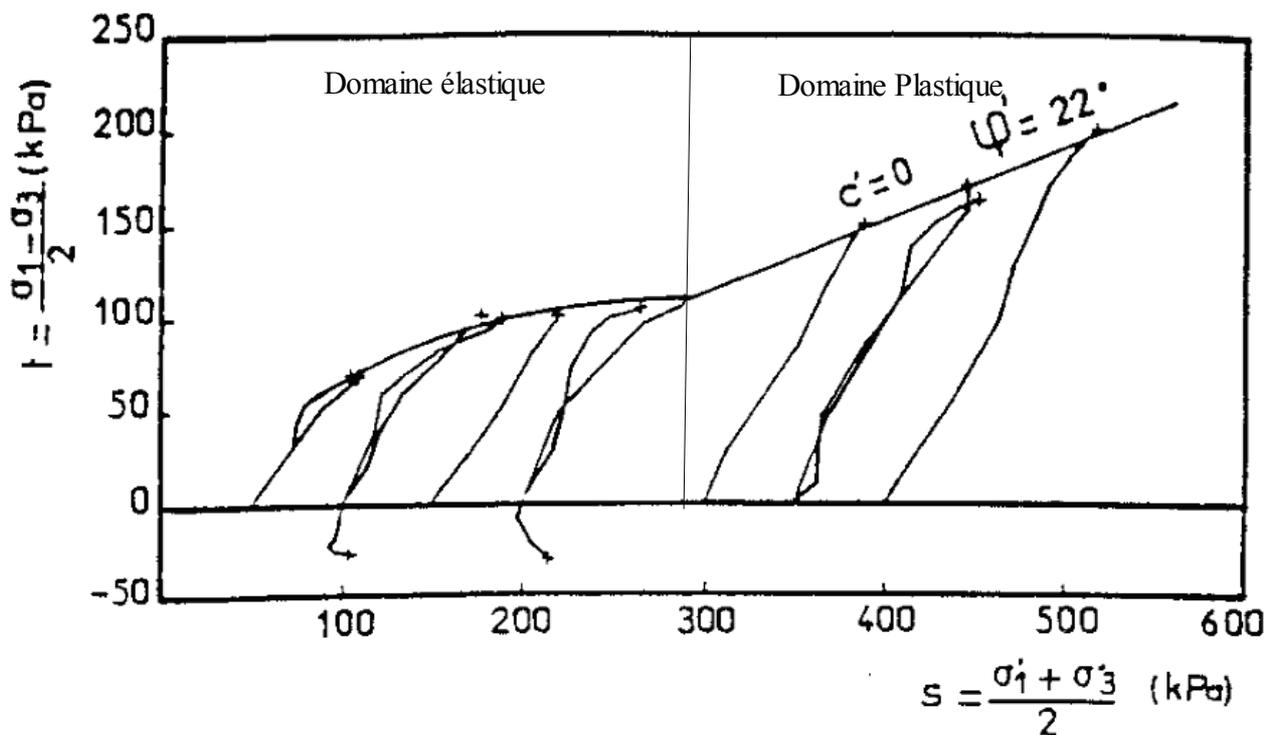


Figure 45 : Illustration dans le plan de Lambe des deux parties de l'enveloppe de rupture d'une argile raide (Josseaume, Azizi, 1991)

La figure 45 met en évidence une surface de charge (domaine élastique) pour une valeur de contrainte de préconsolidation  $\sigma'_p$  donnée. Pour une même argile, les surfaces de charges sont homothétiques, le rapport de préconsolidation  $\sigma'_p$  donnant le rapport d'homothétie (figure 46).

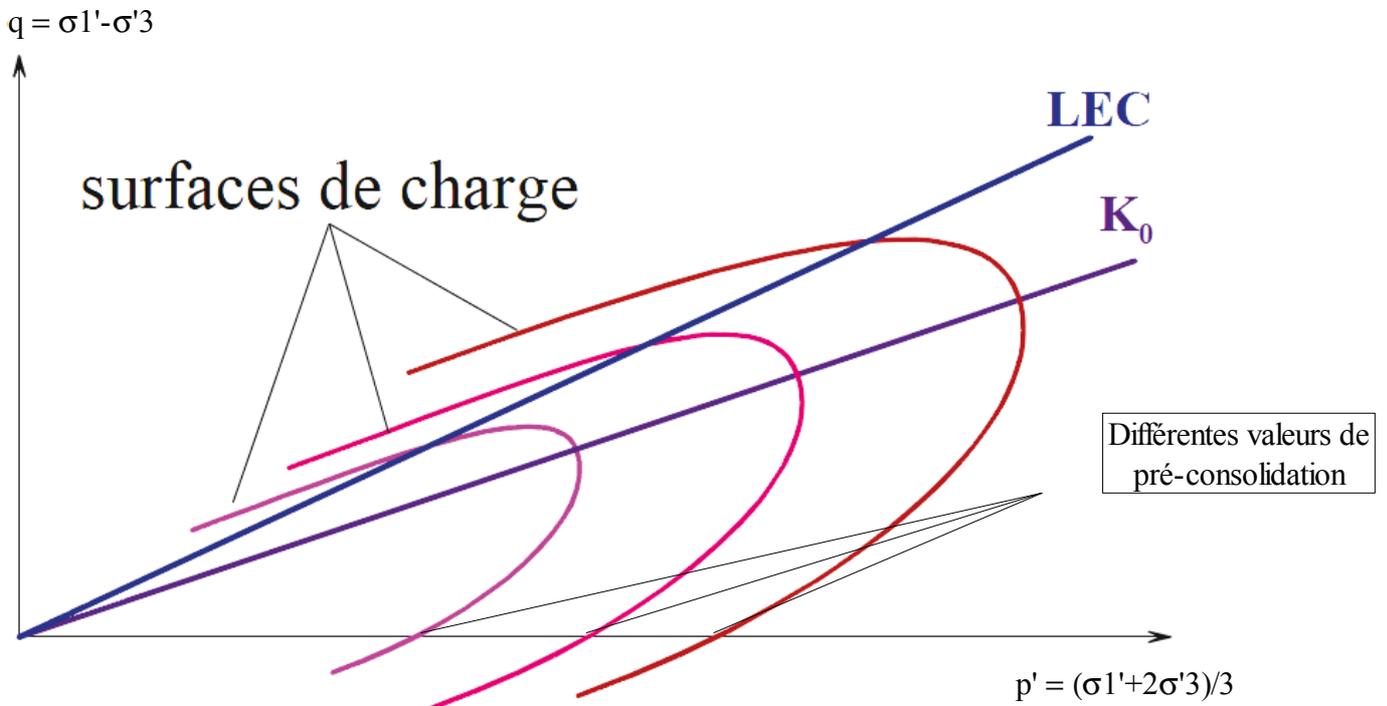


Figure 46 : Différentes surfaces de charge pour une argile naturelle dans les axes de Cambridge (Plumelle, 2008)

La LEC (Ligne d'État Critique) correspond à l'enveloppe de rupture lorsque l'argile est normalement consolidée (la pression exercée est supérieure ou égale à la pression de consolidation).

La courbe  $K_0$  correspond aux essais triaxiaux drainés à déformation radiale nulle. On note que les surfaces de charges sont approximativement centrées sur la droite  $K_0$ .

La figure 46 met en évidence l'écroûissage d'une argile servant de base au modèle de Cam-Clay. Lors de l'introduction de la loi de Cam-Clay dans les codes de calculs par éléments finis, on linéarise les surfaces de charges correspondant à la phase élastique en y attribuant des caractéristiques de cisaillement ( $C'_{\text{surconsolidé}} \neq 0$  et  $\varphi'_{\text{surconsolidé}}$ ). Dans le domaine normalement consolidé correspondant à la LEC, la cohésion est nulle.

#### IV.2.4. Les lois de comportement hyperbolique

Le modèle élastique linéaire parfaitement plastique impose en chargement et en déchargement un module de Young constant indépendant de la déformation  $\varepsilon$  et de la contrainte moyenne  $\sigma'$ . Ces hypothèses ne sont pas représentatives de ce que l'on observe lorsque l'on réalise des essais triaxiaux drainés comportant des cycles de chargement – déchargement. La figure 47 illustre ce qui vient d'être évoqué :

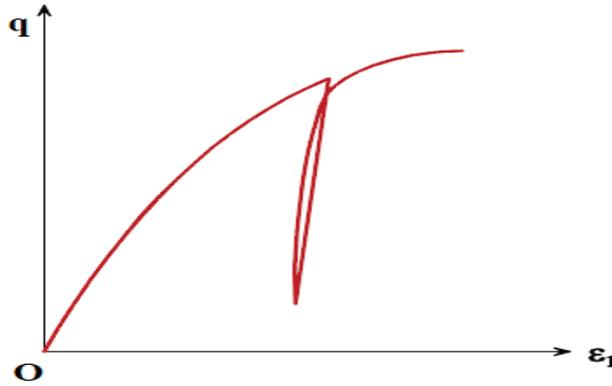


Figure 47 : Essai triaxial avec cycle de chargement-déchargement (Plumelle, 2008)

On observe lors du premier chargement une élasticité non linéaire (les modules décroissent avec l'augmentation des déformations) et une élasticité quasi linéaire lors du déchargement, dont le module est par ailleurs nettement plus élevé que le module tangent de premier chargement.

Sur la base de ces constats, Duncan et Chang ont proposé en 1970 un modèle de comportement hyperbolique du sol, (figure 48).

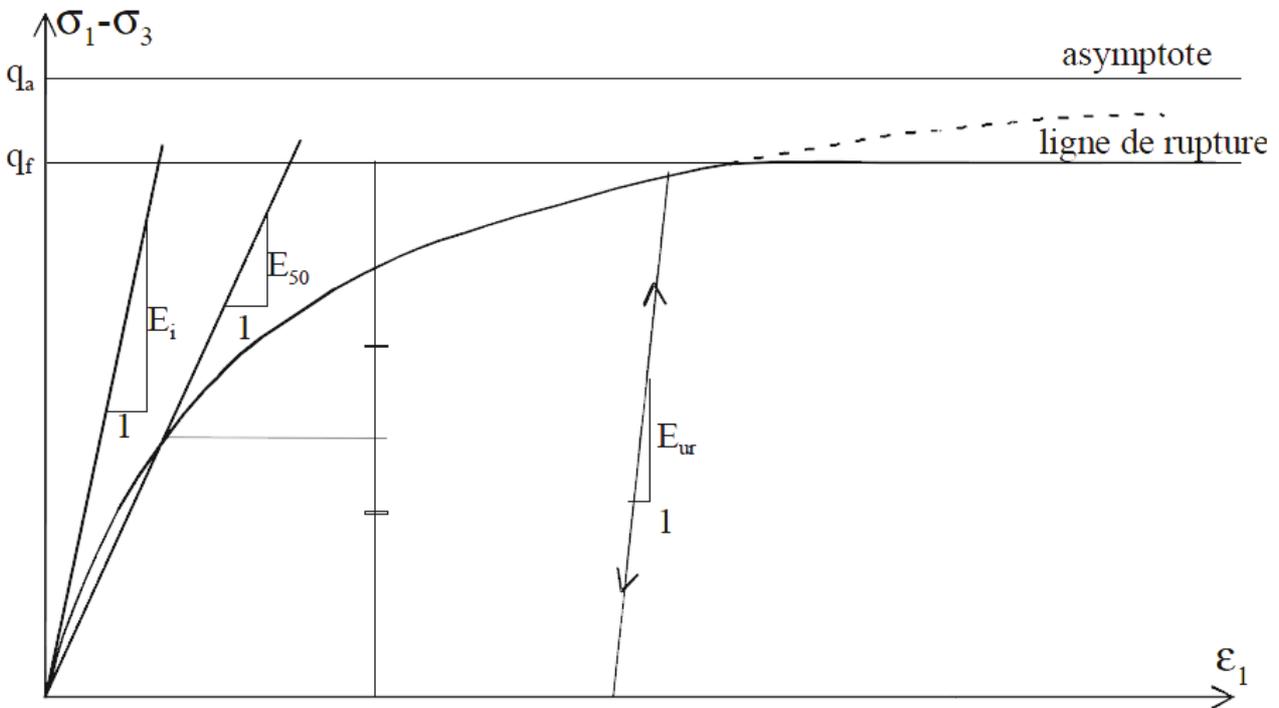


Figure 48 : Loi de comportement hyperbolique proposée par Duncan et Chang (1970)

Avec :

- $E_i$  : module tangent de premier chargement
- $q_a$  : valeur asymptotique horizontale du déviateur lorsque  $\varepsilon_1$  tend vers l'infini
- $E_{ur}$  : module de déchargement
- $E_{50}$  : module sécant dans un essai triaxial
- $q_f$  : palier de rupture déterminé par le critère de Mohr-Coulomb

Duncan et Chang ont complété cette loi de comportement pour prendre en compte l'augmentation du module tangent avec la contrainte principale horizontale  $\sigma'_3$

Ainsi on peut écrire :

$$E_i = kP_a \left( \frac{\sigma'_3}{P_a} \right)^m$$

Avec :

- $P_a$  : pression de référence, généralement la pression atmosphérique
- $k$  et  $m$  : paramètres déterminés à partir d'essais triaxiaux et dépendant de la nature du sol et de sa compacité.

#### IV.2.5. Choix d'une loi de comportement du sol

Les ouvrages de soutènement sont caractérisés par le fait que d'importantes zones de sol travaillent en plasticité (une partie des terrains soutenus est souvent en poussée limite tandis qu'une partie de ceux situés en fond de fouille se retrouvent en butée limite). Il en découle que l'utilisation d'une loi de comportement élastique linéaire ne permet pas de rendre compte du comportement réel du sol (sauf exception comme dans le cas des argiles surconsolidées de Londres qui, compte tenu de leur grande résistance, travaillent uniquement en élasticité), Cole et Burland [1972] et Ward et Burland [1973, dans Burland et *al.*, 1979]. Dans ce contexte on privilégiera toutefois des lois élasto-plastique avec écrouissage du type Cam-Clay.

La plastification quasi systématique des terrains lors de la réalisation d'un écran de soutènement impose au minimum l'utilisation d'une loi de comportement élastique parfaitement plastique avec un critère de rupture de type Mohr-Coulomb en condition drainée ou Tresca en condition non drainée. L'utilisation d'une loi de comportement de ce type nécessite un nombre limité de paramètres qui peuvent être obtenus au moyen d'essais courant (Dauvisis et Ménard, 1964).

Toutefois l'observation des essais triaxiaux avec chargement et déchargement montrent qu'une loi de comportement de type élastique parfaitement plastique avec un critère de rupture de type Mohr-Coulomb ou Tresca ne rend qu'imparfaitement compte du comportement réel des sols et donc des écrans de soutènement. Ce constat conduit à privilégier des lois de comportement hyperbolique comme celle proposée par Duncan et Chang en 1970. La prise en compte par ces lois d'une phase élastique non linéaire tenant compte de la pression de confinement, de l'amplitude des déformations et du sens du chargement (chargement/déchargement) permet d'approcher au mieux le comportement réel des sols mais nécessite la réalisation d'essais triaxiaux avec chargement et déchargement qui sont moins courants que les essais triaxiaux « classiques ».

Pour résoudre ce problème, Zhu et Liu ont proposé en 1994 de délimiter le modèle de calcul en quatre zones présentant un rapport similaire des contraintes principales (figure 49).

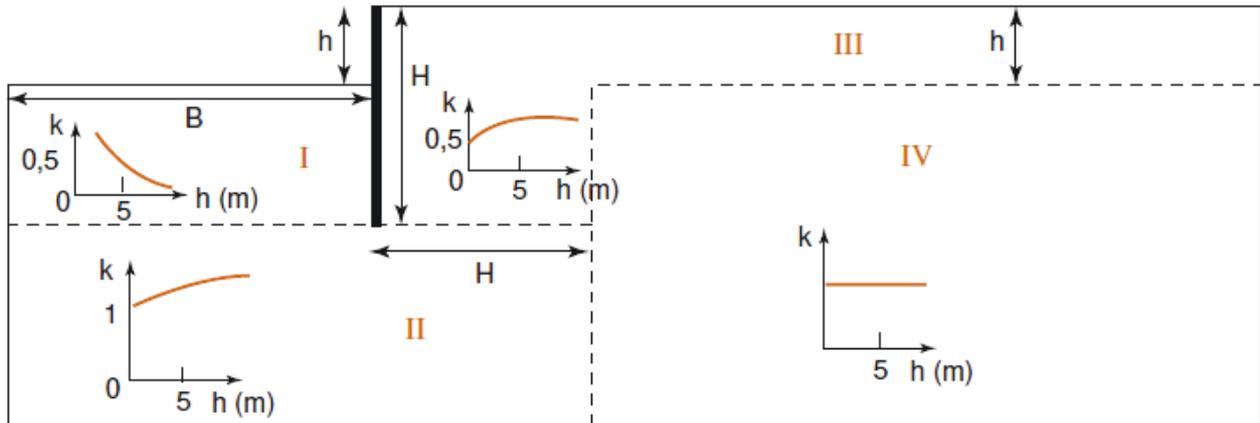


Figure 49 : Proposition de zonage du massif de sol en fonction du rapport  $k$  des contraintes principales  $\sigma'1$  et  $\sigma'3$   
(extrait des travaux Zhu et Liu en 1994)  
(extrait de Delattre, 2004)

Avec

$$k = \sigma'1/\sigma'3$$

Selon Zhu et Liu, l'identification de ces différentes zones permet d'adapter les essais de sol servant au calage du modèle de calcul.

### IV.3. L'état initial des contraintes

La définition de l'état initial des contraintes constitue l'une des étapes du calcul aux éléments finis. Pour définir l'état initial des contraintes on considère le plus souvent que les contraintes verticales sont égales au poids des terrains (éventuellement déjàugé) et que les contraintes horizontales sont reliées aux contraintes verticales par le biais du coefficient de pression des terres au repos ( $K_0$ ). La détermination de ce coefficient a fait l'objet de beaucoup de travaux dont les plus connus sont ceux de :

- Jacky en 1944 qui propose de retenir  $K_0 = 1 - \sin\phi'$
- Mayne et Kulhawy en 1982 qui proposent de retenir  $K_0 = (1 - \sin\phi')(R_{sc})^{\sin\phi'}$

Avec :

$\phi'$  : angle de frottement interne du matériau

$R_{sc}$  : taux de surconsolidation

Cette approche satisfaisante lorsque la géométrie et l'histoire du massif de sol sont simples, peut par contre conduire à un champ de contrainte relativement éloigné du champ des contraintes réel si le massif de sol a connu durant son histoire des phénomènes géologiques complexes. L'histoire géologique du site étant le plus souvent inconnu, il est très difficile de s'affranchir de ce biais lors de l'utilisation de la méthode aux éléments finis.

En présence d'une nappe la distribution des pressions d'eau régnant dans le sol doit également être initialisée, ce qui peut induire un nouveau biais si les conditions hydrologiques réelles ne sont pas bien connues. Dans certains cas (une nappe en écoulement par exemple) un calcul préalable par la méthode des éléments finis est nécessaire pour bien préciser le champ de pression initial régnant dans le site avant travaux.

## IV.4. L'écran

### IV.4.1. Comportement mécanique

Comme l'indique Delattre (2004), on peut « représenter le comportement mécanique des matériaux qui constituent les écrans de soutènement on utilise généralement, dans les conditions de service de l'ouvrage, une loi de comportement du type élastique linéaire. On peut toutefois adopter, comme proposé par Kort (2002), des lois de comportement permettant de prendre en compte un moment plastique dans un rideau de palplanches, (figure 50) » :

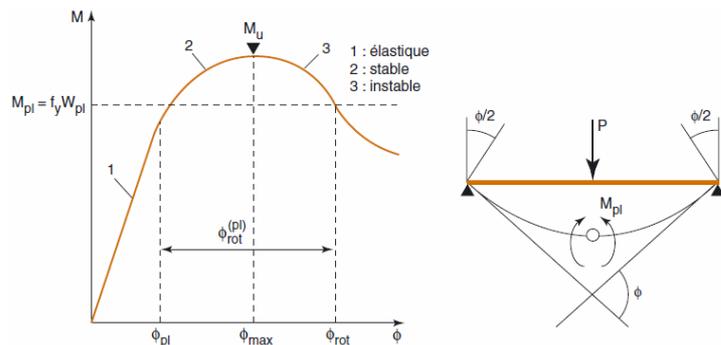


Figure 50: Comportement en flexion d'une palplanche (Kort, 2002)  
(extrait de Delattre, 2004)

### IV.4.2. Modélisation de l'écran

Delattre, (2004) précise que « pour représenter l'écran de soutènement on peut faire appel à des éléments de «massif», qui ont une épaisseur ou un volume non nul, ou à des éléments de «structure», qui ont une épaisseur ou un volume nul. L'utilisation de l'un ou l'autre de ces éléments dépend du type d'ouvrage que l'on dimensionne. Ce choix a un impact sur le plan mécanique :

- l'utilisation d'éléments de «structure» conduit à obtenir des moments fléchissants dus aux seules contraintes normales appliquées par le sol
- l'utilisation d'éléments de «massif» conduit à obtenir des moments fléchissants plus faible compte tenu de la prise en compte des composantes tangentiels et normales des contraintes appliquées par le sol Cet aspect a été montré par les travaux de Day et Potts (1993), (figure 51) » :

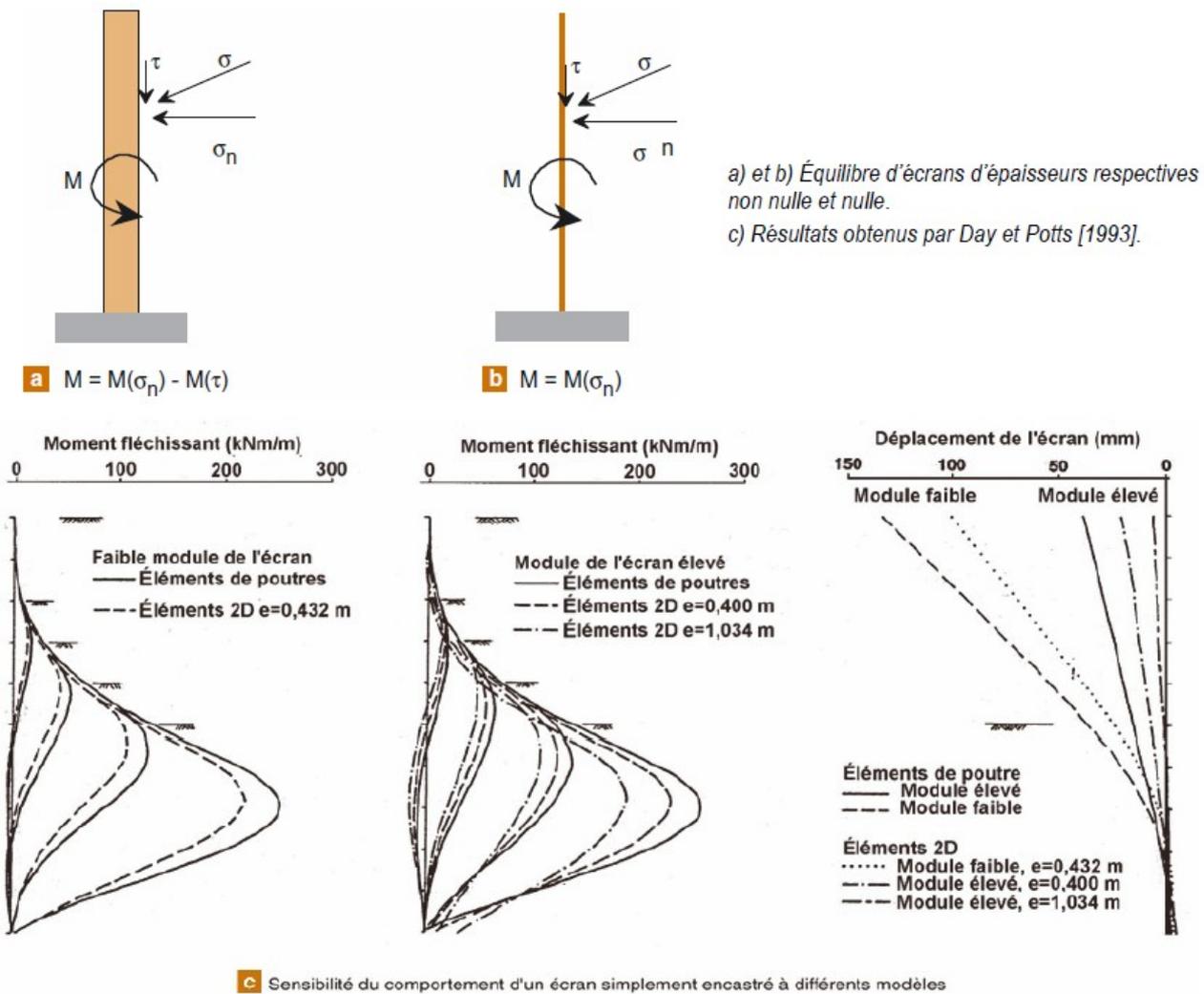


Figure 51 : Influence sur les moments du choix d'un élément de «massif» ou de «structure» (Days et potts – 1993) (extrait de Delattre, 2004)

La figure 51 montre que pour des profondeurs d'excavation importantes, cette hypothèse a un impact significatif sur la valeur des moments obtenus.

## IV.5. Le choix d'un modèle bidimensionnel ou tridimensionnel

Bien que la méthode aux éléments finis permette une modélisation tridimensionnelle des ouvrages de soutènement, le problème est souvent ramené à un problème plan ou axisymétrique. Ce constat s'explique, d'un point de vue pratique, par le fait qu'une modélisation tridimensionnelle complique significativement l'élaboration du modèle et nécessite des capacités de calcul importantes. Si l'approximation qui consiste à faire une modélisation bidimensionnelle est acceptable pour les ouvrages dont une des dimensions est très grande par rapport aux autres elle peut être à l'origine d'erreurs importantes pour les ouvrages ne vérifiant pas cette hypothèse. Cet aspect a été montré en 1996 par les travaux de Ou et al, (figure 52):

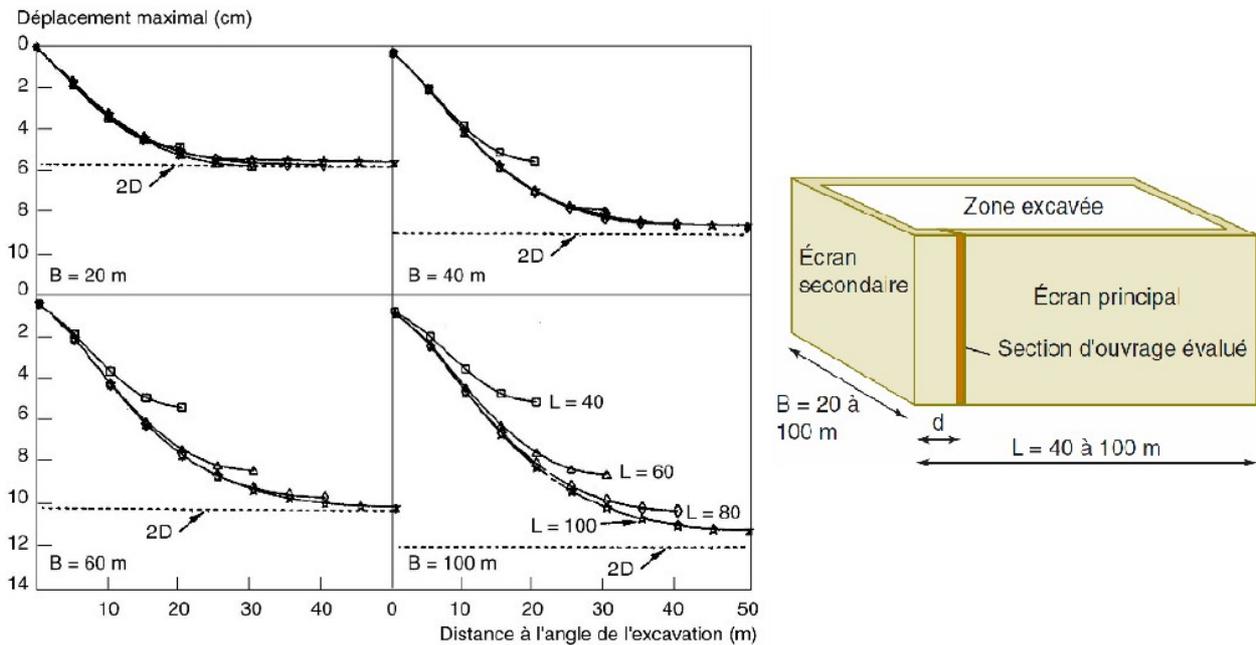


Figure 52 : Exemple de l'impact du caractère tridimensionnel sur le déplacement de l'écran principal en fonction de sa longueur L pour différentes largeurs B de la fouille [Ou et al., 1996].  
(Extrait de Delattre, 2004)

Lorsque la sensibilité au déplacement de l'environnement d'un projet nécessite une connaissance précise de ces derniers, le choix du caractère bidimensionnel ou tridimensionnel du modèle de calcul revêt une importance particulière. La modélisation bidimensionnelle a tendance à maximiser les valeurs de déplacement lorsque la largeur d'un ouvrage devient grande au regard de sa longueur. Il ressort des travaux de Ou et al (1996) qu'une modélisation 3D est nécessaire lorsque l'on cherche à connaître précisément les déplacements d'un écran de soutènement.

## IV.6. Les appuis

### IV.6.1. Les butons

Delattre (2004) indique que « les butons sont le plus souvent modélisés sous la forme d'un élément présentant une certaine rigidité prise le plus souvent égale à la rigidité en compression de l'élément de butonnage. Cette approche peut conduire à sur-estimer la rigidité en compression d'un bouton lorsque la déformation en flexion n'est pas négligeable (bouton de grande longueur soumis à leur poids propre) [Hata et *al.*, 1985 ; Duca, 2001].

Un autre point souvent négligé est la modélisation de la variation de température des éléments de butonnage alors qu'elle peut jouer un rôle significatif, notamment pour les éléments métalliques (raccourcissement en cas de chute des températures ou augmentation des efforts de butonnage par dilatation en cas d'augmentation des températures).

Le type de connexion considéré (encastrement ou appui simple sur un corbeau) a également un impact sur les moments de flexion dans le soutènement (figure 53). »

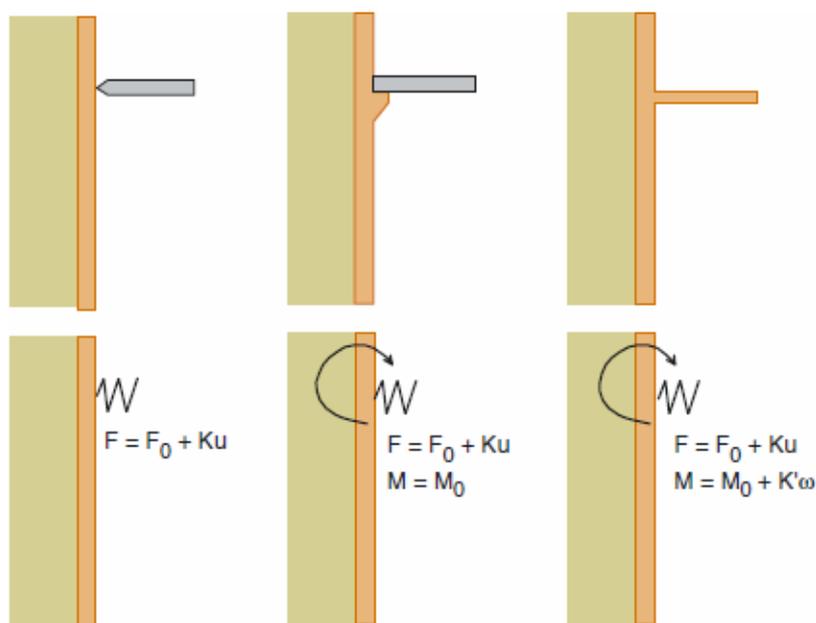


Figure 53 : Différentes configurations de butonnage et modélisations associées (Bulletin des laboratoires des ponts n°252-253 - La modélisation des écrans de soutènement par la méthode des éléments finis – Delattre -2004)

### IV.6.2. Les radiers

Delattre(2004) indique que « l'analyse de résultats d'instrumentation montre que l'assimilation du radier à un bouton de raideur équivalente à sa rigidité en compression est trop sommaire compte tenu du comportement du béton. Ainsi, dans un cas étudié, le phénomène de retrait du béton a conduit à un décollement de 13 mm du radier de la paroi qui a été comblé par le déplacement de cette dernière. Déplacement que le calcul aux éléments finis n'avait pas estimé. Pour tenir compte de cet effet du retrait, St-John et *al.* [1992] proposèrent de considérer seulement 20 % de sa raideur théorique. »

### IV.6.3. Les tirants

Delattre (2004) indique que « les tirants sont généralement modélisés par des éléments de barre de raideur égale à celle de l'armature du tirant. Cette barre est reliée à l'écran et à un point du terrain pris au droit du scellement. Le scellement et son interaction complexe avec le terrain ne sont pas modélisés.

Dans un calcul en déformations planes (cas le plus courant), il est nécessaire de transformer les tirants discontinus en une structure équivalente (figure 75). »

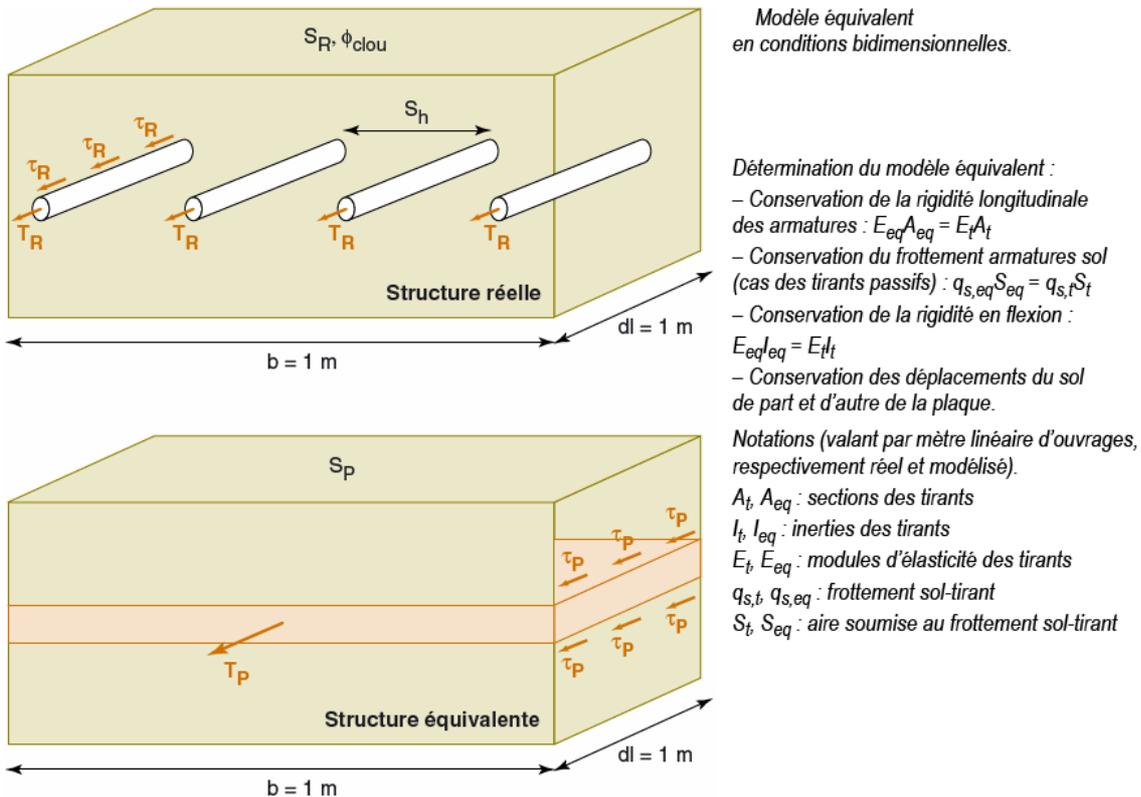


Figure 54 : Modèle équivalent des tirants en condition bidimensionnelle (Benhamida, 1998) (extrait de Delattre, 2004)

Delattre (2004) indique que « cette structure équivalente simule le caractère tridimensionnel des tirants il est nécessaire de conserver les rigidités axiales, les rigidités en flexion, les résistances à l'arrachement, la rigidité de l'interface sol-tirant et d'assurer la continuité des déplacements du sol de part et d'autre du tirant (Benhamida, 1998). Il est donc très contraignant de modéliser le comportement tridimensionnel d'un tirant dans un modèle bidimensionnel ».

## IV.7. Synthèse de la méthode aux éléments finis

La méthode aux éléments finis a suscité, avec l'émergence de la puissance informatique, un intérêt croissant de la part des géotechniciens car elle permet la prise en compte :

- de lois complexes de comportement du sol
- d'un champ de contraintes initial adapté à l'histoire géologique et hydrogéologique du site
- de différents type d'écrans
- du comportement tridimensionnel des ouvrages de soutènement
- du comportement des appuis (butons, tirants, radiers)

L'utilisation de lois de comportement de sol complexes (de type hyperbolique ou élasto-plastique avec écrouissage) permet d'approcher au mieux le comportement réel des sols mais cela implique la réalisation d'essais en laboratoire spécifiques. A défaut d'une caractérisation suffisante du sol, les calculs sont réalisés sur la base d'un modèle de sol de type élastique parfaitement plastique.

Lorsque l'histoire géologique et la géométrie du site sont complexes, la réalisation d'un calcul préalable permettant de préciser le champ des contraintes régnant dans le site avant travaux, est possible grâce à la méthode aux éléments finis. Le constat est similaire en présence d'une nappe. La modélisation du champ de pressions initiale et des écoulements nécessite un calcul préalable et une connaissance précise des conditions hydrologiques réelles.

Il faut être vigilant sur le choix du type d'élément («massif» ou de «structure») utilisé pour modéliser l'écran car cela a un impact important sur la valeur maximum des moments notamment pour de grandes profondeur d'excavation.

Les travaux de Ou et Al montrent qu'une modélisation bidimensionnelle a tendance à maximiser les valeurs de déplacement lorsque la largeur d'un ouvrage devient grande au regard de sa longueur. Il est donc nécessaire lorsque l'on cherche à connaître précisément les déplacements de faire une modélisation 3D.

Enfin en ce qui concerne les appuis, ils sont souvent modélisés de façon simplifiée alors que des paramètres comme le type de liaison et leur comportement tridimensionnel peuvent conduire à observer des écarts significatifs entre les résultats du calcul et la réalité.

La méthode aux éléments finis permet d'approximer au mieux le comportement réel des ouvrages de soutènement mais cela implique la réalisation d'une modélisation précise et parfois complexe de chacun des paramètres influençant le comportement des ouvrages de soutènement. Les difficultés pour définir les nombreux paramètres nécessaires au dimensionnement des écrans de soutènement en limite l'utilité pour les ouvrages courants. La simplification de la modélisation des ouvrages dans la méthode aux éléments finis conduit, comme pour les autres méthodes, à approximer le comportement de ces derniers.

## **V. Les méthodes empiriques et semi-empiriques**

### **V.1. Origine**

D'après Delattre et Marten (2003), « le développement de la technique des écrans de soutènement (rideaux de palplanches, parois moulées, parois composites) éventuellement associés à des appuis (butons et tirants passifs ou précontraints) va remettre en cause les réponses apportées par Coulomb (1776), Rankine (1857) et Boussinesq (1882). En effet ces méthodes classiques basées sur un modèle rigide plastique du sol qui est adapté à la cinématique de rupture par déversement des ouvrages de soutènement de type poids, se révèlent insuffisantes pour appréhender la cinématique des écrans de soutènement qui est beaucoup plus complexe. Deux facteurs principaux expliquent cette complexité au regard des ouvrages poids :

- l'observation montre une redistribution de la poussée entre les niveaux des différents appuis que l'on appelle plus communément l'effet voûte
- une cinématique de rupture qui s'éloigne du déversement (rotation en pied) lorsque un appui est présent en tête du soutènement

Durant toute la première moitié du XXe siècle, alors que la technique des écrans de soutènement est utilisée pour la réalisation d'un nombre toujours plus grand d'ouvrages enterrés, l'absence de la puissance de calcul informatique explique pourquoi des solutions empiriques et semi-empiriques ont été proposées pour prendre en compte ces différentes formes de l'interaction sol-structure. »

### **V.2. L'effet voûte**

D'après Delattre et Marten (2003), « les travaux de Boussinesq (1882) en prolongement de ceux de Rankine (1857) montrèrent que, pour un matériau granulaire, la répartition des contraintes à l'arrière d'un mur de soutènement est triangulaire. Ces travaux vinrent compléter ceux de Coulomb (1776) qui avaient seulement permis de déterminer l'intensité de la résultante de la poussée.

La littérature attribue dans Brinch Hansen, (1953) à Christiani, un ingénieur danois, la primauté de la mise en défaut de cette hypothèse pour les écrans souples ancrés en tête. Ses travaux, essentiellement empiriques, basés sur l'analyse d'ouvrages de palplanches en bois mirent en évidence que dans les zones situées entre les appuis les pressions appliquées étaient inférieures à celles calculées par la méthode de Boussinesq. Christiani en déduisit que les poussées du sol étaient redistribuées des zones situées entre les appuis vers les zones des appuis. Ce constat a été ultérieurement expliqué (Terzaghi, 1943) par la différence de raideur de l'écran au niveau des appuis et entre ces derniers. Ce différentiel entraîne un report des efforts, par la mobilisation du cisaillement au sein du sol, vers les zones les plus rigides que constituent les appuis.

La validation expérimentale des observations de Christiani a été apportée par Stroyer (1935). Celui-ci procéda à une série d'essais sur modèles réduits à l'aide d'un dispositif constitué par un écran articulé en tête et à sa base et suffisamment souple pour pouvoir subir une déflexion dans sa partie médiane. Avec ce dispositif, Stroyer constata que les efforts de poussée dans la partie médiane de l'écran étaient d'autant plus faibles que la déflexion était importante, donc que l'écran

était souple. Il observa également que cette diminution des poussées en partie médiane s'accompagnait d'une redistribution d'efforts vers les points fixes, en tête et en pied d'écran. Il en résulte que la redistribution de la poussée ne conduit pas à une réduction de la résultante de la poussée. En prolongement des travaux de Stroyer, les expériences sur modèles réduits de Rowe (1961) concernaient des écrans mis en fiche sur toute leur hauteur, puis excavés avec installation à l'avancement de butons (figure 55).

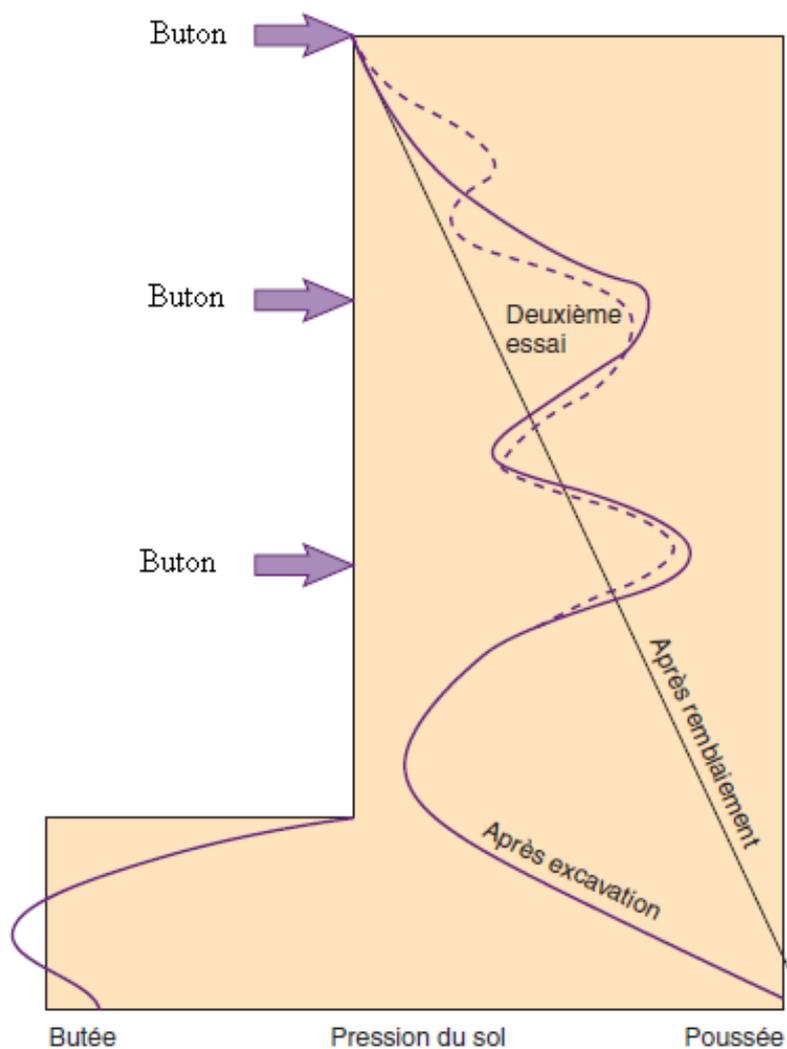


Figure 55 : Distribution des pressions mesurées sur un modèle réduit d'écran souple butonné à l'avancement de l'excavation (Rowe, 1961)  
(Extrait de Delattre et Marten, 2003)

La figure 55, basés sur trois essais sur modèles réduits (2 en excavations et 1 en remblaiement) confirme clairement les observations de Christiani et les expériences de Stroyer en mettant en évidence des zones de diminution de la poussée entre les niveaux des appuis et une concentration de cette dernière au niveau des appuis. »

D'après Delattre et Marten (2003) « Christiani, Stroyer et Rowe, Masrouri (1986) a étudié l'impact l'influence de la rigidité des butons et d'une éventuelle précontrainte sur la distribution des pressions sur l'écran. Elle a montré que si l'appui est non précontraint, souple et que le déplacement en pied d'écran reste faible, la distribution des poussée derrière l'écran est triangulaire (conformément aux théories classiques de la poussée). Par contre, dès lors que la précontrainte et/ou la rigidité augmente ou que le déplacement en pied devient important, on observe un déchargement des zones situées entre appuis et une redistribution de la poussée au niveaux des appuis. Il ressort des travaux de Masrouri que l'existence d'un effet voûte implique une forte rigidité de l'appui et/ou une précontrainte de ce dernier et/ou un fort déplacement en pied de l'écran. »

### V.3. L'approche danoise

D'après Delattre et Marten (2003), « les travaux menés au Danemark sur la base des travaux de Christiani furent à l'origine de l'approche dite « danoise » (Brinch Hansen, 1953) de dimensionnement des rideaux de palplanches ancrés en tête. L'ouvrage est dimensionné selon la méthode de la butée simple en considérant un angle de frottement sol paroi égal à :

- $\varphi'/2$  pour calculer la butée
- zéro pour calculer la poussée

Le diagramme de poussée obtenu est ensuite modifié en construisant une parabole réduisant la pression de la valeur  $q$  au centre des deux appuis constitués par l'ancrage supérieur et le point d'application de la résultante de la butée, et l'augmentant de la valeur  $1,5 q$  au niveau de l'ancrage supérieur. La valeur  $q$  est donnée par la formule suivante :

$$q = k \frac{(10H + 2L)}{(10H + 3L)} P_m$$

Avec :

$P_m$ : la valeur moyenne de la distribution de la poussée

$H$  : la charge appliquée au-dessus du niveau d'ancrage (poids des terres déjaugées si nécessaire et éventuelle surcharge)

$L$  : distance entre l'ancrage supérieur et le point d'application de la résultante de la butée

$k$  : coefficient de méthode pris égal à 0,8.

Le diagramme de pression corrigé permet ensuite de calculer les efforts auxquels est soumis l'écran et l'effort repris par l'ancrage. La fiche de l'écran est obtenue en multipliant par  $\sqrt{2}$  la fiche nécessaire à l'équilibre limite. »

La figure 56 présente l'approche danoise de dimensionnement des rideaux de palplanches ancrés en tête :

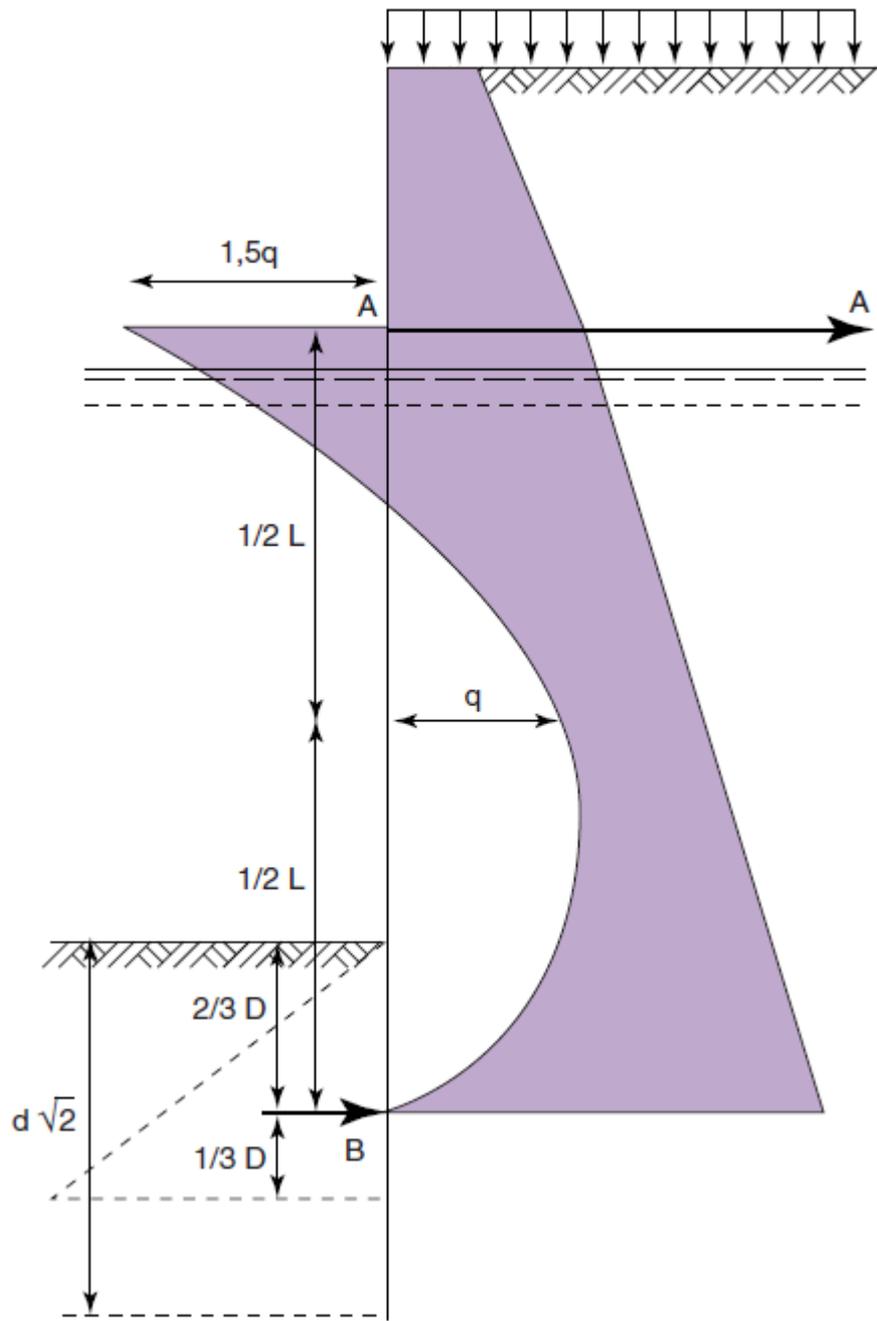


Figure 56 : Méthode danoise de calcul des écrans ancrés en tête (extrait de BRINCH HANSEN J., *Earth pressure calculation*, Copenhague : The Danish Technical Press, The Institution of Danish Civil Engineers – 1953)  
Extrait de Delattre et Marten (2003)

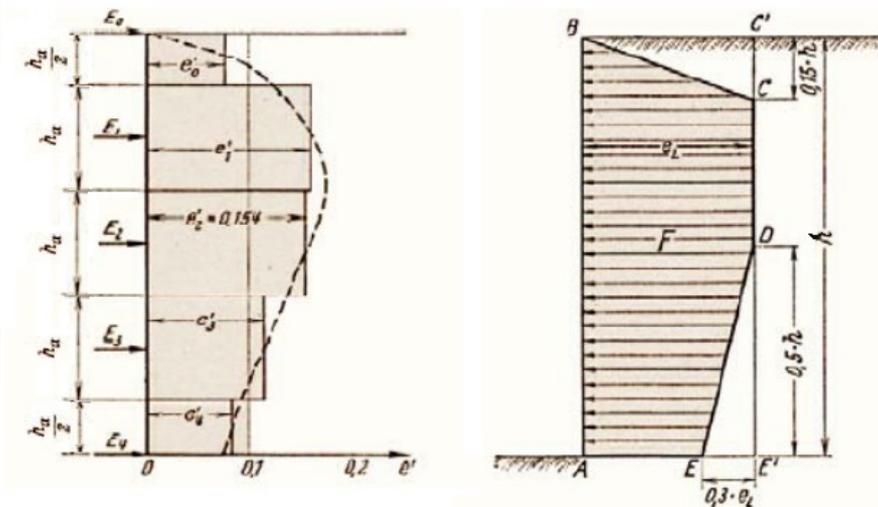
- L : distance entre l'ancrage supérieur et le point d'application de la résultante de la butée noté B
- q : pression des terres (poussée)
- A : point d'ancrage du tirant
- B: point d'application de la résultante de la butée
- D : fiche nécessaire à l'équilibre limite

## V.4. L'approche allemande

D'après Delattre et Marten (2003), « en 1942 Lehmann, un ingénieur allemand, étudie la question de la répartition de la poussée dans des sables lorsque l'on observe une rotation en tête de l'écran. Pour ce faire il réalise un dispositif comprenant :

- une boîte fermée en verre lui permettant d'observer le comportement du massif et de l'écran tout au long de l'essai
- un écran constitué de quatre parties articulées par des charnières (de façon similaire à ce qu'avait fait Stroyer en 1935)
- des ressorts simulant le rôle des butons

Sur la base des efforts repris par les ressorts, du déplacement de l'écran, de son centre de rotation, du frottement du mur et des effets « parasites » que constitue le frottement sol-vitre, Lehmann a réussi à tracer la répartition de la poussée sur l'écran. Ce résultat le conduisit à proposer une méthode semi-empirique consistant à calculer la force de poussée par la méthode de Coulomb et à la répartir à l'aide d'une ligne enveloppant les résultats trouvés durant les essais (figure 57).



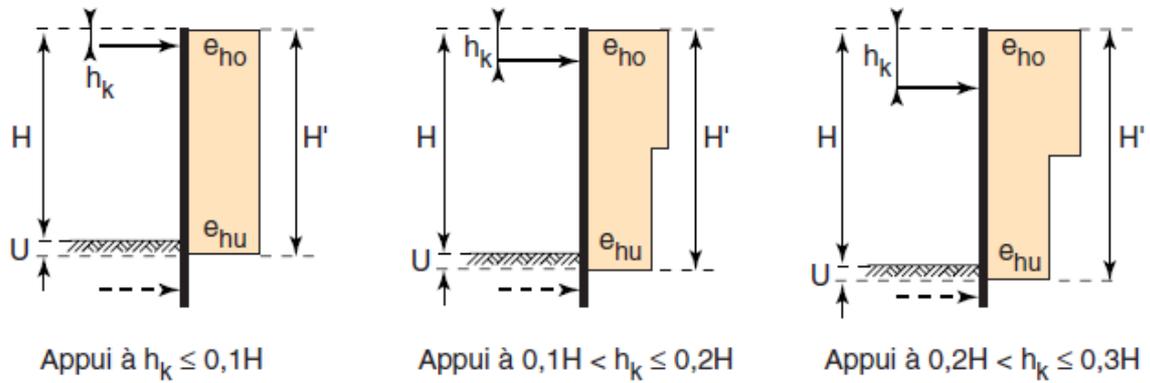
$E_i$  : forces dans les butons  
 $e'$  : pression relative  $e' = E / (\gamma \cdot b \cdot h_a)$   
 $h_a$  : hauteur de la zone d'influence d'un buton  
 $b$  : largeur de la zone d'influence ( $b = 1 \text{ m}$ )

$\gamma$  : poids volumique du sol  
 $h$  : hauteur libre de l'écran  
 $F$  : poussée de terres d'après Coulomb  
 $e_L$  : pression maximale du trapèze d'après Lehmann

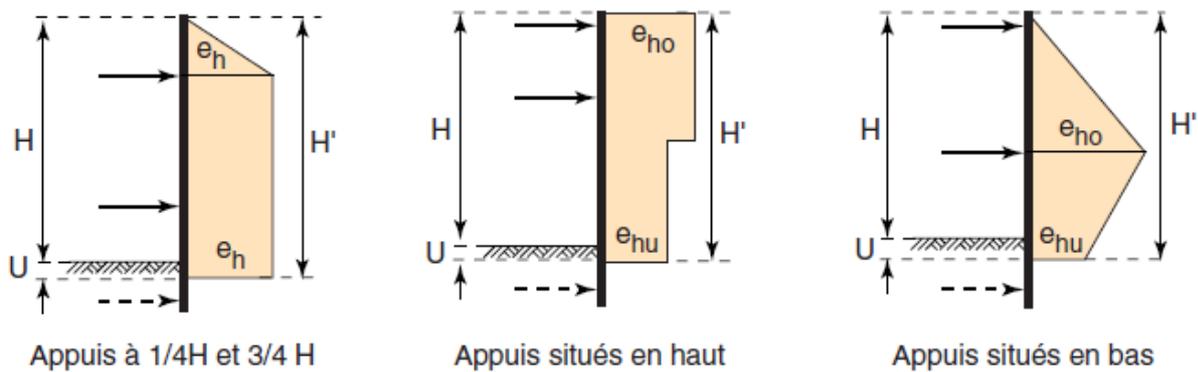
Figure 57 : Essais sur modèles réduits de Lehmann (1942).  
 (Extrait de Delattre et Marten, 2003)

Ces diagrammes initiaux ont été ajustés sur la base des données expérimentales obtenues lors de la construction des métros à Berlin, Stuttgart, Cologne, Francfort et Hambourg. En effet, les mesures réalisées montrent que le nombre de butons, leur position mais également la nature du sol (cohérent ou frottant) influent sur la répartition des contraintes à l'arrière de l'écran. Pour ne citer qu'un exemple, Heeb et al montrèrent en 1966 lors de la construction du métro de Stuttgart que la mise en œuvre de deux niveaux de butons (un en tête de paroi et le second à mi-hauteur) dans un sol cohérent conduisait à une répartition triangulaire des contraintes avec un maximum au niveau du buton situé à mi-hauteur de la paroi. L'ensemble des observations et mesures réalisées a été repris en 1975 dans l'ouvrage en trois tomes de Weissenbach. Cet ouvrage

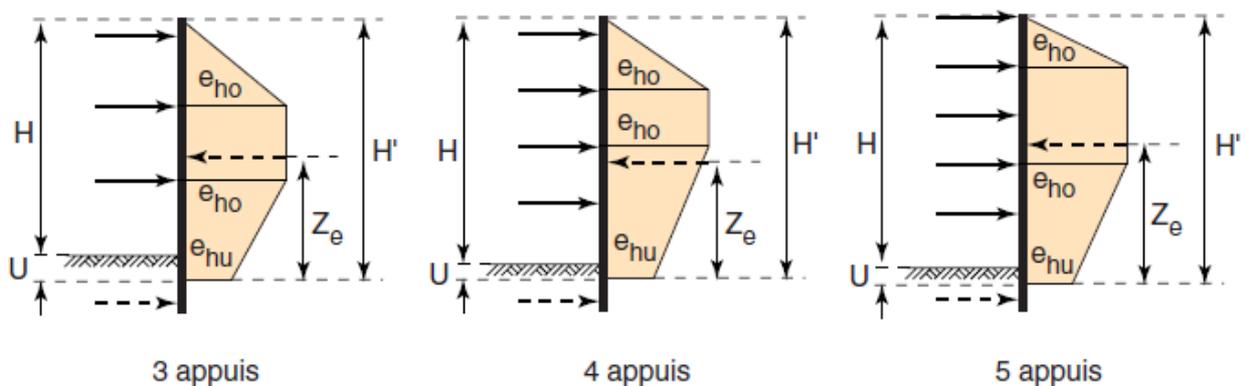
regroupant tout le savoir-faire allemand de l'époque a servi de base à l'EAB relatif aux soutènements d'excavations qui est considéré en Allemagne comme ayant un caractère normatif. La figure 58 présente les différents schémas de redistribution des contraintes retenus par l'EAB » :



EB 70-1. Schémas de redistribution pour des parois en béton coulé en place avec 1 appui



EB 70-2. Schémas de redistribution pour des parois en béton coulé en place avec 2 appuis



EB 70-3. Schémas de redistribution pour des parois en béton coulé en place avec 3 appuis ou plus

Figure 58 : Schémas de redistribution des contraintes retenus par l'EAB  
(Extrait de Delattre et Marten, 2003)

## V.5. L'approche américaine

### V.5.1. Les poussées s'exerçant sur les ouvrages

D'après Delattre et Marten (2003) « sur la base de données expérimentales obtenues lors de la réalisation du métro de Chicago et d'hypothèses formulées par Terzaghi (1943b), Peck proposa en 1943 un diagramme représentatif de la poussée à l'arrière d'un écran réalisé dans des argiles plastiques. De façon similaire à l'approche allemande, ce diagramme initial fut complété par divers auteurs à partir des observations et mesures faites lors de divers chantiers de métro (Tokyo et Osaka pour les sables, Oslo pour les argiles molles et Londres pour les argiles raides).

L'ensemble des données recueillies a permis à Terzaghi et Peck de proposer en 1967 différents diagrammes de contraintes à l'arrière d'un écran en fonction de la nature du sol (figure 59).

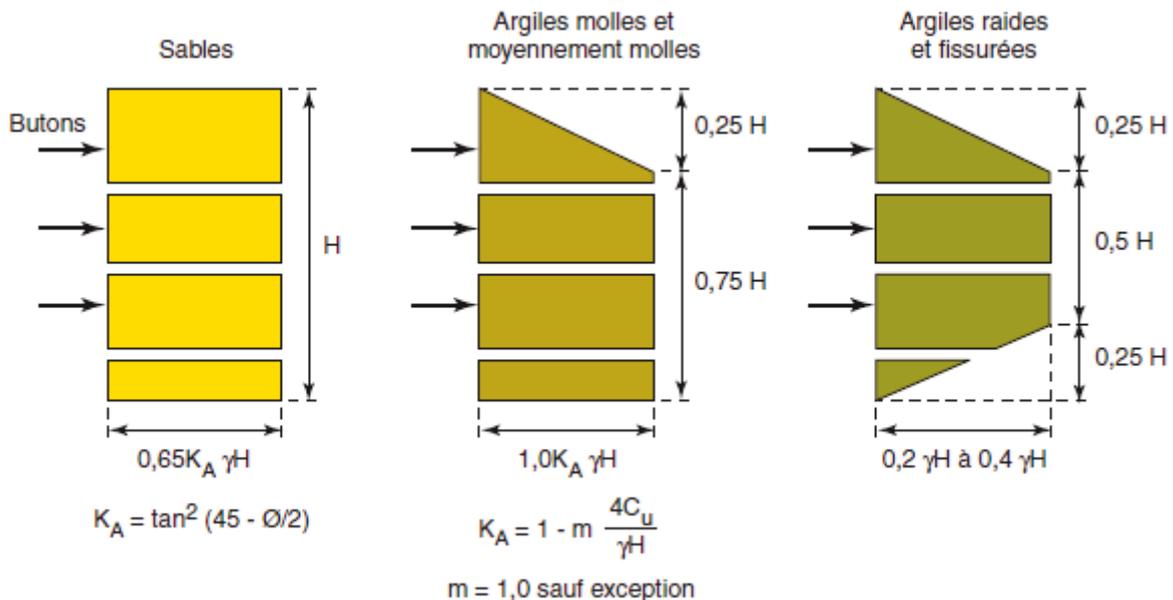


Figure 59 : Diagrammes de contraintes proposés par Terzaghi et Peck en 1967  
(Extrait de Delattre et Marten, 2003)

Avec :

- $\gamma$  : le poids volumique du terrain
- $m$  : coefficient empirique prenant en compte l'état de consolidation des argiles
- $H$  : hauteur libre du soutènement
- $C_u$  : cohésion non drainée des argiles
- $\varnothing$  : angle de frottement interne du sable

Peck montra en 1972 que la transposition de ces diagrammes au cas des tirants, dont l'utilisation devient de plus en plus fréquente à partir des années 1970, conduit à des surdimensionnement de ces derniers ».

### V.5.2. Les déformations des ouvrages

D'après Delattre et Marten (2003), « Peck poursuivit en 1969 ses travaux en s'intéressant à la question des tassements occasionnés par la réalisation de fouilles blindées. Toujours sur la base des données expérimentales obtenues lors de la réalisation de travaux de métro, il établit des diagrammes de tassements provoqués par une excavation pour différentes natures de sol. La figure 60 présente le résultat des travaux de Peck :

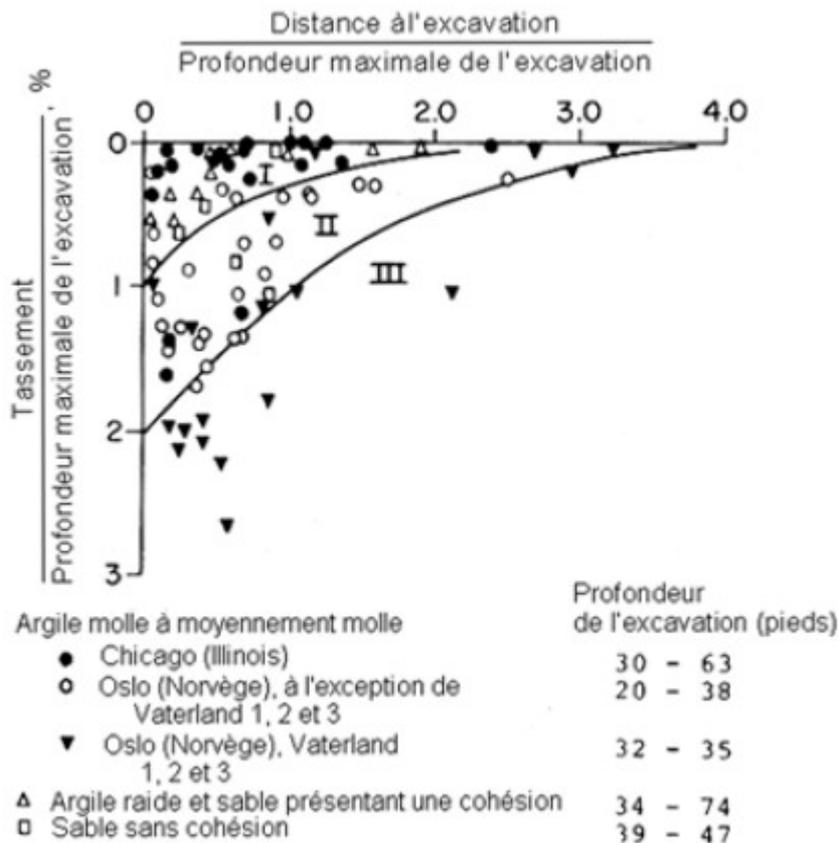


Figure 60 : Tassements dus aux excavations (Peck, 1969).  
(Extrait de Delattre et Marten, 2003)

**Zone I :** Excavation dans les sables et dans les argiles molles à raides.

**Zone II :** Excavations dans les argiles très molles à molles, la couche d'argile ayant une extension limitée sous le niveau de la fouille

**Zone III :** Excavations dans les argiles très molles à molles, la couche d'argile molle ayant une grande épaisseur sous le niveau du fond de la fouille

Les travaux de Peck concernant les tassements liés aux excavations sont repris en 1981 par Mana et Clough. Ces derniers ont cherché à établir, sur des bases expérimentales et théoriques, une corrélation entre le coefficient de sécurité du fond de fouille et les déformations observées (déformations latérales et tassements). Ils ont mis en évidence que tant que le coefficient de sécurité du fond de fouille reste supérieur à 1,5, les déformations latérales de l'ouvrage restent faibles, de l'ordre de 0,5 % de la hauteur de l'ouvrage (figure 61). Par contre dès que le coefficient de sécurité devient inférieur à 1,5 les déformations observées deviennent importantes compte tenu de la nécessité de mobiliser une part plus importante de butée limite ».

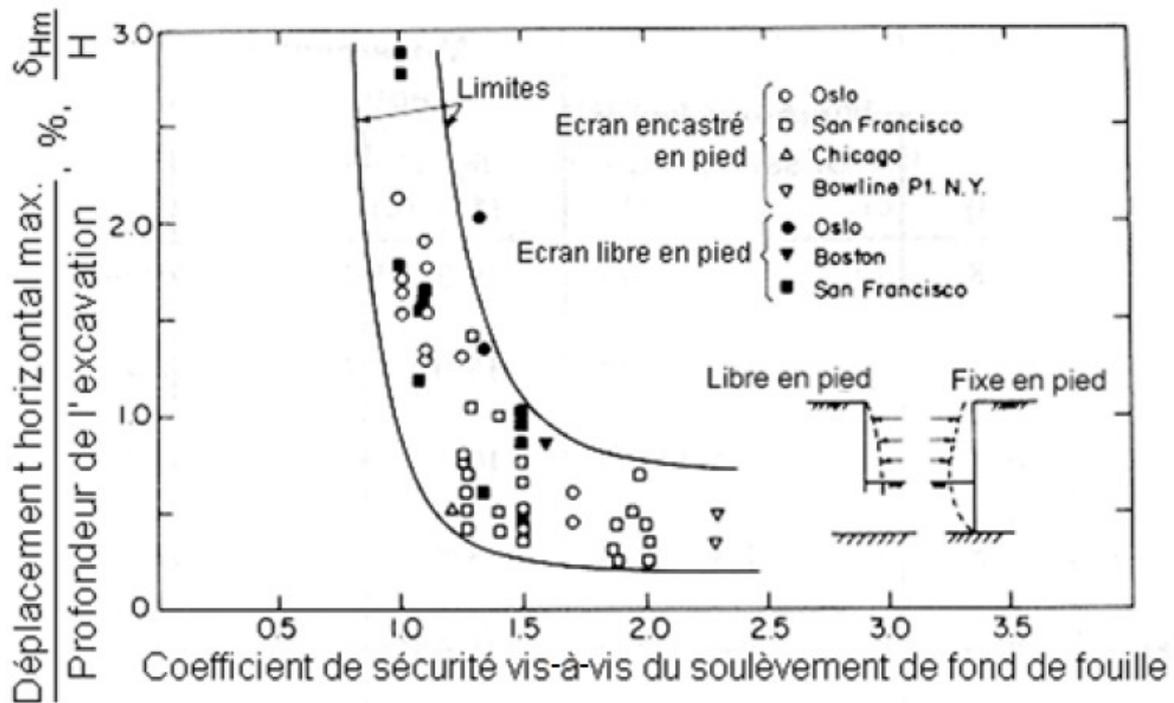


Figure 61 : Corrélation entre le coefficient de sécurité du fond de fouille et les déformations observées  
 (Mana et Clough, 1981)  
 (Extrait de Delattre et Marten, 2003)

Mana et Clough montrent que les tassements à l'arrière de l'écran sont généralement compris entre 50 % et 100 % des déformations latérales de l'écran.

### V.5.3. Stabilité du fond de fouille

D'après Delattre et Marten (2003), « le coefficient de sécurité du fond de fouille vis à vis du soulèvement permet de se prémunir du phénomène de renard solide survenant lorsque le différentiel entre les contraintes verticales de part et d'autre du soutènement devient supérieur à la résistance au cisaillement du sol. Dans le cadre de leur étude, Mana et Clough se sont basés sur les travaux de Bjerrum et Eide (1956) qui ont conduit à définir le coefficient de sécurité du fond de fouille, (figure 62) » :

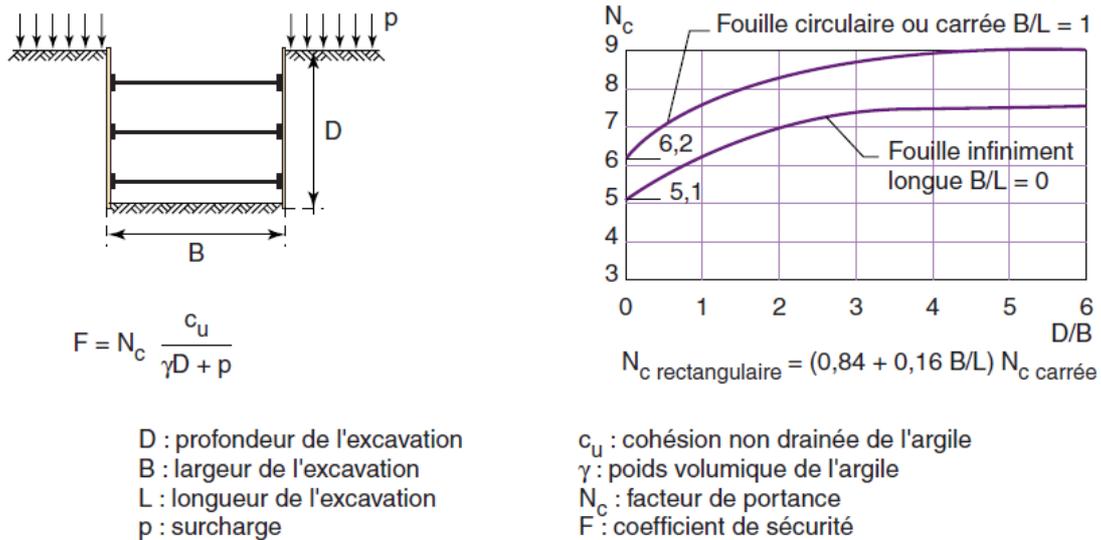


Figure 62 : Définition du coefficient de sécurité du fond de fouille vis à vis du soulèvement pour un sol argileux (d'après Bjerrum et Eide – 1956) (extrait de Delattre, 2003)

La figure 62 montre que la stabilité des fond de fouille vis à vis du soulèvement pour les fouilles carrée ou circulaire est supérieure que celui des fouilles rectangulaires (d'autant plus si la fouille présente une très grande longueur par rapport à sa largeur).

## V.6. Synthèse des méthodes empiriques et semi-empiriques

L'utilisation croissante des écrans de soutènement combinée à l'impossibilité, compte tenu de l'absence de l'outil informatique, d'une analyse théorique de la cinématique de ces ouvrages a conduit des pays comme le Danemark, l'Allemagne et les États Unis à développer des méthodes de dimensionnement empiriques et semi-empiriques.

La méthode danoise se basa sur les observations faites par Christiani du comportement d'écrans souples ancrés en tête. Il constata que les contraintes appliquées entre les zones des appuis étaient inférieures à celles déduites à partir des travaux de Boussinesq et qu'il y avait un report de ces contraintes vers les appuis. Afin de prendre en compte cet effet voûte, la méthode danoise calcule la poussée selon la théorie de Boussinesq et la corrige, conformément aux observations, en la maximisant au niveau de l'appui et en la minimisant entre les appuis.

La méthode allemande reposait initialement sur les essais en modèle réduit réalisés par Lehmann en 1942. Le résultat de ses observations lui permit de proposer un diagramme trapézoïdale des contraintes à l'arrière d'un écran soutenant du sable et comportant 5 niveaux de butons. La collecte de données expérimentales lors de la construction des métros à Berlin, Stuttgart, Cologne, Francfort et Hambourg permit l'élaboration de nombreux autres diagrammes de poussée en fonction du nombre de niveaux de butons, de leur position et de la nature du sol (cohérent ou frottant). Ces travaux servirent de base à l'élaboration de l'EAB qui constitua jusqu'à la parution des EC7 le référentiel normatif allemand du dimensionnement des ouvrages de soutènement.

L'analyse des données expérimentales obtenues lors de la réalisation du métro de Chicago permit à Peck d'établir en 1943 un premier diagramme représentatif de la poussée à l'arrière d'un écran réalisé dans des argiles plastiques. Ce diagramme initial complété par les observations faites lors de la construction de divers chantiers de métro constitua l'approche américaine du dimensionnement des ouvrages de soutènement (Terzaghi et Peck 1967). Toujours sur la base de données expérimentales, Peck compléta en 1969 ses premiers travaux par des diagrammes de tassement en fonction de la nature du sol et de la distance de l'excavation. Ces travaux, poursuivis en 1981 par Mana et Clough, établirent une corrélation entre les tassements observés et le coefficient de sécurité du fond de fouille vis à vis du soulèvement (phénomène de renard solide).

Contrairement à ce que l'on pourrait penser, l'émergence de la puissance informatique à partir des années 1970 qui rendit enfin possible l'analyse théorique de la cinématique des ouvrages de soutènement ne marqua pas la fin des méthodes empiriques et semi-empiriques. Elles permettent en effet d'évaluer la pertinence des résultats des méthodes numériques dont l'utilisation néglige :

- l'hétérogénéité du massif de sol en y associant les caractéristiques mécaniques mesurées en laboratoire sur des échantillons ponctuels
- les conditions d'exécution des ouvrages
- le caractère tridimensionnel du fonctionnement des ouvrages (cas le plus courant d'une modélisation bidimensionnelle)

Pour toutes ces raisons les méthodes empiriques et semi-empiriques ont encore pleinement leur place bien que par nature elles ne soient représentatives que des cas particuliers qui ont servi à leur élaboration ce qui rend difficile leur généralisation.

## **VI. Le contexte normatif**

Le développement des techniques de réalisation des écrans de soutènement (rideaux de palplanches, parois moulées, parois berlinoises et assimilées) associé à celui des appuis (butons et tirants) a permis la réalisation d'un nombre toujours croissant d'ouvrages enterrés. Le fonctionnement complexe des écrans de soutènements a favorisé l'émergence de plusieurs méthodes de calcul :

- les méthodes classiques
- la méthode au coefficient de réaction
- la méthode des éléments finis
- les méthodes empiriques et semi-empiriques

Bien qu'ayant le même objectif, chacune de ces méthodes aborde le problème du dimensionnement des ouvrages de soutènement sous un angle différent. Face à cette diversité des approches, plusieurs tentatives de réglementation ont émergé mais aucune n'aboutira et il faut attendre la parution des Eurocodes et plus particulièrement de l'Eurocode 7 (NF EN 1997) pour que la rédaction d'une norme sur les soutènements redevienne d'actualité.

### **VI.1. L'Eurocode 7 (NF EN 1997)**

Les Eurocodes sont les normes européennes de conception, de dimensionnement et de justification des structures de bâtiment et de génie civil. Ils ont pour objectif d'harmoniser les techniques de construction en Europe nécessaire au libre accès des entreprises de travaux ou des bureaux d'études techniques aux marchés des autres états membres. Ils se décomposent en dix ensembles de textes numérotés de 0 à 9. L'Eurocode 7 relatif aux ouvrages géotechniques se décompose en deux parties distinctes :

- Partie 1 : Règles générales (référéncée NF EN 1997-1) parue en juin 2005
- Partie 2 : Reconnaissances des terrains et essais géotechniques (référéncée NF EN 1997-2) parue en septembre 2007

### VI.1.1. EC7 Partie 1 : Règles générales (EN 1997-1)

L'EC7 partie 1 se présente de la façon suivante :

- Section 1 : Généralités
- Section 2 : Bases du calcul géotechnique
- Section 3 : Données géotechniques
- Section 4 : Surveillance de l'exécution des travaux, suivi et entretien
- Section 5 : Remblais, rabattement de nappe amélioration des terrains
- Section 6 : Fondations superficielles
- Section 7 : Fondations sur Pieux
- Section 8 : Ancrages
- Section 9 : Ouvrages de soutènement
- Section 10 : Rupture d'origine hydraulique
- Section 11 : Stabilité générale
- Section 12 : Remblais

Il s'agit d'un document assez général définissant les grands principes du calcul géotechnique aux états limites sans fournir de règles précises de calcul. Ce constat s'explique par le fait que les méthodes de calcul géotechnique diffèrent d'un pays à l'autre et qu'il n'était pas possible d'arriver à un consensus sur une méthode commune. L'EC7 – Partie 1 comprend neuf annexes (notées de A à J) qui sont toutes informatives à l'exception de l'annexe A qui précise l'ensemble des facteurs partiels pouvant être appliqués pour la vérification des états limites ultimes. Les valeurs à considérer dans un pays donné sont définies par l'annexe nationale qui est parue pour la France en septembre 2006 sous le référencement NF EN 1997-1/NA.

Afin d'intégrer les règles de l'EC7 partie 1 dans l'environnement normatif français, la Commission de Normalisation de Justification des Ouvrages Géotechniques (CNJOG) a créé différents groupes d'experts reconnus dans un domaine particulier (fondations profondes, ou superficielles, ouvrages de soutènement etc...). En ce qui concerne les soutènements (section 9 de EC7 – Partie 1), le travail du groupe d'expert a conduit à la publication en mars 2009 de la norme d'application nationale pour les écrans de soutènement sous l'indice de classement NF P 94 282.

### *VI.1.2. EC7-Partie 2 : Reconnaissances des terrains et essais géotechniques (EN 1997-2)*

L'EC7 partie 2 se présente de la façon suivante :

- Section 1 : Généralités
- Section 2 : Planification des reconnaissances de sites
- Section 3 : Échantillonnage des sols et des roches et mesure hydraulique
- Section 4 : Essais en place dans les sols et les roches
- Section 5 : Essais en laboratoire sur les sols et les roches
- Section 6 : Rapport de reconnaissance des terrains

Cette partie de l'Eurocode 7 fait le lien entre les exigences de la section 3 «Données géotechniques » de la partie 1 de l'Eurocode 7 et les résultats d'un certain nombre d'essais in situ et en laboratoire, mais ne couvre pas la normalisation des essais géotechniques eux mêmes. Pour chacun d'eux le Comité Technique « reconnaissance de terrains et essais géotechniques » émettra un document spécifique.

## **VI.2. La norme NF P 94 282**

### *VI.2.1. Domaine d'emploi*

La norme NF P 94 282 s'applique au calcul des écrans de soutènement du type parois moulées, rideaux de palplanches et écrans à inertie non uniforme (écrans composites de type berlinoise et assimilés, rideaux mixtes de palplanches, parois armées au coulis etc...) relevant de la catégorie géotechnique 2, c'est à dire des ouvrages courants qui ne présentent pas de risque exceptionnel (l'annexe I précise les critères permettant de définir les différentes catégories géotechniques). Ces ouvrages peuvent être auto-stable (écrans dits en console) ou réalisés avec un ou plusieurs niveaux d'appuis (tirants ou butons).

### *VI.2.2. Principe de dimensionnement*

La méthode de dimensionnement des écrans de soutènement se base, conformément à l'esprit des Eurocodes, sur une approche semi-probabiliste et sur l'usage de coefficients partiels, associés d'une part aux résistances et d'autre part aux actions, qui traduisent les différentes incertitudes liées aux propriétés des matériaux et à la réalisation de l'ouvrage. Dans ce cadre, un ouvrage doit présenter des sécurités appropriées vis-à-vis :

- de sa ruine ou de celle de l'un de ses éléments (correspondant à un État Limite Ultime noté ELU)
- d'un comportement pouvant affecter sa durabilité, son aspect ou le confort des usagers (correspondant à un État Limite de Service noté ELS)

### VI.2.3. Les États Limites Ultimes (ELU)

Les différents mécanismes de ruine des écrans de soutènement peuvent être :

- une insuffisance de résistance du terrain (défaut de butée en pied, défaut de portance, soulèvement du fond de fouille)
- une insuffisance de la structure de l'écran
- une rupture consécutive à celle d'un appui
- une instabilité d'ensemble
- une instabilité du massif d'ancrage du fait d'une localisation trop proche de l'écran
- une annulation de la butée du terrain en pied d'écran due aux écoulements et aux pressions des eaux (boulance, érosion)

Les vérifications à faire, en fonction du type d'écran, aux états limites ultimes pour les situations les plus défavorables de projet durables ou transitoires sont définies dans le tableau 3 :

<b>Tableau 3 : Type d'ELU et approche de calcul à retenir en fonction du mode de rupture étudié</b>		
<b>Mode de rupture à étudier</b>	<b>Type ELU</b>	<b>Approche de calcul</b>
<b>Tous les écrans de soutènement</b>		
Défaut de butée	GEO	2
Résistance de la structure	STR	2
Stabilité du fond de fouille (ruine par déchargement du terrain, renard solide)	GEO	2
Stabilité générale	GEO	2 ou 3
<b>Écrans porteurs</b>		
Poinçonnement du sol support	GEO	2
<b>Écrans avec appuis</b>		
Résistance de l'ancrage	STR/GEO	2
Résistance de l'appui	STR/GEO	2
Stabilité du massif d'ancrage	GEO	2
<b>Écrans concernés par les ruines d'origines hydraulique</b>		
Érosion interne ou régressive/Boulance (écoulement autour de l'écran)	HYP	-
Soulèvement du fond de fouille (fond de fouille peu perméable)	UPL	-

L'approche de calcul à considérer est définie dans l'annexe nationale de l'Eurocode 7 partie 1 (NF EN 1997-1/NA). Précisons qu'en France seule les approches 2 et 3 sont autorisées. Toutefois l'approche 3 ne peut être utilisée pour la vérification à l'état limite ultime de stabilité générale que lorsque le site présente initialement un coefficient de sécurité au glissement proche de la limite de stabilité.

Pour chaque approche de calcul on distingue 3 jeux de facteurs partiels à appliquer aux :

- actions ou leurs effets (ensemble A)
- paramètres de sol (ensemble M)
- résistances (ensemble R)

Le tableau 4 définit pour les approches 2 et 3 les valeurs que prennent les facteurs partiels des différents ensembles :

<b>Tableau 4 : Valeurs des facteurs partiels pour les approches 2 et 3</b>		
	Approche 2 A1+M1+R2	Approche 3 A1/2 + M2 + R3
<b>Facteurs partiels pour les actions ou leurs effets (ensemble A1 ou A2)</b>		
Action permanente défavorable	1,35	1,35 ou 1*
Action permanente favorable	1	1
Action variable défavorable	1,5	1,5 ou 1,3*
<b>Facteurs partiels pour les paramètres du sol (ensemble M1 ou M2)</b>		
Angle de frottement interne (appliquée à $\tan\phi'$ )	1	1,25
Cohésion effective	1	1,25
Cohésion non drainée	1	1,4
Compression simple	1	1,4
<b>Facteurs partiels pour les résistances (ensemble R2 ou R3)</b>		
Butée (situation permanente)	1,4	1
Butée (situation provisoire)	1,1	1
Résistance globale au cisaillement sur une surface de rupture	1,1	1
Résistance des ancrages (permanent ou temporaire)	1,1	1

\*: les facteurs partiels A2 (1 et 1,3) sont appliqués aux actions géotechniques tandis que les facteurs partiels A1 (1,35 et 1,5) sont appliqués aux actions provenant d'une structure portée.

#### *VI.2.4. Les États Limites de Service (ELS)*

Classiquement la justification d'un écran de soutènement vis à vis des états limites de service consiste à vérifier que :

- les déplacements de l'écran sont inférieurs aux valeurs limites fixées (une précision inférieure au centimètre est illusoire compte tenu de l'impossibilité de calculer les déplacements liés à la réalisation de l'écran et des limites des méthodes de calcul)
- les efforts supportés par l'écran restent admissibles pour garantir la durabilité des matériaux constitutifs de l'ouvrage (ouverture des fissures, corrosion)
- l'effort supporté par un tirant reste admissible pour éviter un phénomène de fluage des terrains dans lequel il est ancré (charge d'un tirant inférieure à sa traction critique)

Lors de la vérification des états limites de service tous les facteurs partiels sont pris égaux à 1.

### **VI.3. Application de la norme NF P 94 282**

Sur la base des principes précédemment évoqués, la lecture de la norme NF P 94 282 montre que cette dernière laisse une certaine latitude au projeteur dans le choix de certaines hypothèses mais également de la méthode dimensionnement. Il en résulte que les méthodes de dimensionnement et les hypothèses utilisées pour dimensionner un écran de soutènement peuvent varier fortement d'un projet à un autre tout en restant conformes à la norme NF P 94 282.

Devant ce constat, l'objectif de ce mémoire est de quantifier, sur la base de calculs comparatifs, l'impact des choix laissés au projeteur sur le dimensionnement des ouvrages de soutènement. Les résultats obtenus doivent permettre aux maîtres d'œuvres, aux maîtres d'ouvrages, aux entreprises et aux bureaux d'études géotechnique d'avoir une vision plus globale des possibilités que laisse la norme NF P 94 282 et ainsi orienter s'il le souhaite le dimensionnement des ouvrages des projets dont ils ont la charge.

**Troisième partie : Analyse de  
l'impact des différentes options  
laissées par la norme NF P 94 282**

## I. Présentation

Comme cela a été précédemment évoqué, la norme NF P 94 282 laisse au projeteur le choix de certaines hypothèses mais également de la méthode dimensionnement. Dans la suite de cette partie cinq aspects distincts seront abordés.

Le premier point étudié concerne l'utilisation d'une méthode au coefficient de réaction notée Méthode Interaction Sol Structure dans la norme NF P 94 282. L'utilisation d'une méthode MISS nécessite de déterminer le coefficient de poussée horizontale des terres noté  $k_h$ . Pour ce faire la norme renvoie à l'annexe F qui présente la méthode de Schmitt (1995). Toutefois cette dernière étant informative, le projeteur reste libre d'utiliser Balay (1984) ou Chadeisson (in Monnet 1994) notamment s'il utilise le logiciel k-REA. En effet ce logiciel confronte l'utilisateur à ce choix en mettant à sa disposition un assistant pour chacune des trois méthodes. Sur la base de constat l'objectif sera d'étudier l'impact du choix de la méthode de détermination de  $k_h$  sur les résultats du dimensionnement d'un écran avec une Méthode Interaction Sol Structure (MISS). En complément de l'étude de l'impact de  $k_h$  sur les résultats d'un calcul MISS, il sera étudié celui de la valeur du produit d'inertie de l'écran.

Le deuxième point abordé concerne le dimensionnement d'un écran de soutènement avec un niveau d'appui. En effet selon la norme, la vérification du défaut de butée d'un écran de soutènement avec un niveau d'appui peut être réalisé selon une méthode:

- classique notée Méthode d'Équilibre Limite (MEL)
- aux coefficients de réaction notée Méthode Interaction Sol Structure (MISS)
- aux éléments finis notée MISS EF

L'objectif sera de mettre en évidence l'impact que peut avoir le choix de la méthode de dimensionnement d'un écran avec un niveau d'appui. Il est par contre uniquement étudié les résultats d'une méthode MEL et MISS. L'impact du choix de la méthode de dimensionnement aux éléments finis n'est pas abordé car il est rare d'utiliser cette méthode pour dimensionner un écran de soutènement avec un niveau d'appui. La méthode MISS EF est le plus souvent utilisé pour des écrans de soutènement comprenant plusieurs niveaux d'appuis, une géométrie particulière et un environnement particulièrement sensible.

Le troisième point qui sera présenté concerne la réalisation d'un calcul selon la Méthode d'Équilibre Limite (MEL). Selon la norme NF P 94 282, ce dernier doit être généralement utilisé pour dimensionner les écrans en console ou avec un niveau d'appui selon une approche de calcul 2 avec pondération des actions et et/ou des résistances. La norme permet au projeteur de faire un calcul MEL selon une approche 2 de deux façons distinctes :

- en découplant les facteurs partiels sur les actions et les résistances
- en appliquant un facteur global sur la seule butée du terrain (résistance)

L'impact de ce choix sur les résultats du calcul est présenté au travers de deux exemples simples.

Le quatrième point abordé concerne le choix de la valeur de l'angle de frottement  $\delta$  qui caractérise la rugosité de l'interface écran-terrain. Selon le paragraphe 5.1.3.2 de la norme NF P 94 282, le projecteur est libre de déterminer ce paramètre avec toutefois les limites suivantes :

- la valeur absolue de l'inclinaison de la butée ou de la poussée doit être limitée à  $2/3\phi'$
- le même angle d'inclinaison pour la poussée (la butée) d'origine pondérale, la butée (poussée) due à une surcharge et la poussée (butée) due à la cohésion doit être retenu dans un même couche de terrain

Il est mené une étude de l'impact de ce paramètre sur les résultats du dimensionnement d'un écran de soutènement butonné en tête dans un mono-couche.

Le cinquième point abordé concernera le dimensionnement d'un écran en console (sans niveau d'appui, buton ou tirants). Bien que la norme soit directive sur ce point, un écran en console doit être obligatoirement dimensionné avec une méthode MEL, cette préconisation n'est pas toujours respectée car elle suppose :

- d'utiliser le logiciel K-REA (le logiciel RIDO4.11 permet seulement la réalisation de calcul selon la méthode aux coefficients de réaction)
- de faire le calcul manuellement ce qui est peut être très fastidieux notamment dans les cas complexes (charges localisées, multi-couches avec terrains présentant de la cohésion, présence d'eau).

Sur la base de ce constat, il est étudié l'impact du non respect de cette préconisation de la norme NF P 94 282 sur les résultats du dimensionnement d'un écran de soutènement. Dans le prolongement de ces premiers résultats, l'objectif sera de déterminer si une analyse critique des résultats d'un calcul MISS peut conduire à des résultats similaires à ceux d'un calcul MEL.

En prolongement de l'étude des cinq axes évoquées précédemment, il est présenté un comparatif des logiciels k-REA et RIDO4.11 vis à vis de leur utilisation au regard de la norme NF P 94 282.

Cette analyse de l'application de la norme NF P 94 282 se conclue par la présentation des résultats du dimensionnement d'écrans de soutènement par l'étude de trois cas réels. Pour chacun d'eux un comparatif de dimensionnement selon les principaux point étudiés précédemment est présenté.

## **II. Impact d'une méthode MISS sur le dimensionnement d'un écran de soutènement butonné en tête dans un mono-couche**

Dans le cadre du dimensionnement d'un écran de soutènement par la méthode au coefficient de réaction (MISS au sens de la norme NF P 94 282), il existe trois approches distinctes pour déterminer la valeur du coefficient de réaction :

- la formule de Balay
- la formule de Schmitt
- l'abaque de Chadeisson

L'annexe F de la norme présente uniquement la formule de Schmitt mais cette annexe étant informative, rien n'empêche le projeteur d'utiliser la formule de Balay ou l'abaque de Chadeisson pour déterminer ce paramètre. D'autre part, en intégrant ces trois méthodes pour déterminer la valeur du coefficient de réaction, K-REA le logiciel de dimensionnement des écrans de soutènement édité par TERRASOL confronte l'utilisateur au choix de l'une de ces trois méthodes.

Afin d'appréhender l'impact de la méthode de détermination de  $k_h$  sur les résultats de calcul il est présenté successivement :

- la valeur de  $k_h$  obtenue en fonction de la méthode utilisée
- l'impact de la valeur de  $k_h$  sur les sollicitations obtenus pour un écran de soutènement butonné en tête dans un mono-couche

L'objectif sera ensuite d'élargir ces premiers résultats en y intégrant l'étude de l'impact du produit d'inertie sur les résultats de calcul.

Enfin il sera étudié l'impact du contraste de  $k_h$  que conduit à obtenir l'utilisation de la formule de Balay dans un mono-couche.

## II.1. Impact de la méthode retenue sur la valeur de $k_h$

L'objectif du présent paragraphe est de comparer, l'impact de la méthode retenue sur la valeur de  $k_h$ .

### II.1.1. Approche retenue

Il a été considéré trois natures de sols auxquelles a été associée une plage de valeurs du module pressiométrique jugée représentative de la nature du sol en question :

- un sol argileux :  $\alpha = 2/3$  et  $1 < E_m < 35$  MPa
- un sol marneux ou marno-calcaire :  $\alpha = 1/2$  et  $1 < E_m < 50$  MPa
- un sol sableux  $\alpha = 1/3$  et  $1 < E_m < 50$  MPa

Les valeurs du coefficient rhéologique  $\alpha$  considérées ont été choisies arbitrairement.

Afin de rendre possible la comparaison entre ces trois méthodes de détermination de  $k_h$ , il a été fixé des valeurs aux paramètres spécifiques de chacune d'entre elles (EI pour la formule de Schmitt,  $a$  pour la formule de Balay et les caractéristiques de cisaillement pour l'abaque de Chadeisson). Pour la formule de Schmitt, il a été retenu une valeur de :

- EI = 50 000 kN.m<sup>2</sup>/ml
  - EI = 250 000 kN.m<sup>2</sup>/ml
  - EI = 500 000 kN.m<sup>2</sup>/ml
  - EI = 1 000 000 kN.m<sup>2</sup>/ml
  - EI = 1 500 000 kN.m<sup>2</sup>/ml
- Ces valeurs sont représentatives du produit d'inertie de l'ensemble des écrans de soutènement

Pour la formule de Balay, les valeurs de  $a$  suivantes ont été fixées:

- $a = 1$  m
  - $a = 2$  m
  - $a = 5$  m
  - $a = 10$  m
- } valeur a priori représentative de partie en  
fiche de l'écran de soutènement
- } valeur a priori représentative de la hauteur  
libre de l'écran de soutènement

Pour l'abaque de Chadeisson, il a été retenu des caractéristiques de cisaillement suivantes :

- $\varphi' = 20^\circ$   $c' = 0$  kPa
- $\varphi' = 20^\circ$   $c' = 20$  kPa
- $\varphi' = 25^\circ$   $c' = 0$  kPa
- $\varphi' = 30^\circ$   $c' = 0$  kPa
- $\varphi' = 30^\circ$   $c' = 20$  kPa
- $\varphi' = 35^\circ$   $c' = 0$  kPa

### II.1.2. Synthèse de la comparaison des méthodes de détermination de $k_h$

Les figures 78 à 84 fournies en annexe 1 sont synthétisées dans le tableau 5 :

$k_h$ (kPa/m)		$E = E_m/\alpha$ (MPa)					
		1	9	18	27	36	$E = X$
<b>Balay</b> $a=1$	$\alpha = 1/3$	750	6750	13500	20250	27000	750.X
	$\alpha = 1/2$	770	6930	13900	20800	27720	770.X
	$\alpha = 2/3$	730	6600	13100	19700	26300	730.X
<b>Balay</b> $a=2,5$	$\alpha = 1/3$	420	3800	7600	11300	15100	420.X
	$\alpha = 1/2$	400	3600	7200	10800	14300	400.X
	$\alpha = 2/3$	350	3200	6400	9500	12700	350.X
<b>Balay</b> $a=5$	$\alpha = 1/3$	255	2300	4600	6900	9180	255.X
	$\alpha = 1/2$	233	2100	4200	6300	8400	233.X
	$\alpha = 2/3$	199	1790	3600	5380	7200	199.X
<b>Balay</b> $a = \text{var}$	$\alpha = 1/3$	750	$(750.X)/(0,43a+0,72)$				
	$\alpha = 1/2$	770	$(770.X)/(0,49a+0,69)$				
	$\alpha = 2/3$	730	$(730.X)/(0,58a+0,64)$				
<b>Schmitt</b>	<b>EI = 10</b> <b>MN.m<sup>2</sup>/ml</b>	930	17400	43800	75200	110350	$0,0928.X^{4/3}$
	<b>EI = 50</b> <b>MN.m<sup>2</sup>/ml</b>	540	10200	25600	44000	64500	$0,0543.X^{4/3}$
	<b>EI = 100</b> <b>MN.m<sup>2</sup>/ml</b>	430	8070	20300	34900	51200	$0,0431.X^{4/3}$
	<b>EI = 500</b> <b>MN.m<sup>2</sup>/ml</b>	250	4700	11900	20400	30000	$0,0252.X^{4/3}$
	<b>EI = X</b> <b>MN.m<sup>2</sup>/ml</b>	$2/X^{1/3}$	$38/X^{1/3}$	$94/X^{1/3}$	$162/X^{1/3}$	$238/X^{1/3}$	$2(E_m/\alpha)^{4/3}/X^{1/3}$
<b>Chadeisson</b>	$\varphi' = 20^\circ$ c' = var	$14000 + 220.c'$					
	$\varphi' = 25^\circ$ c' = var	$18900 + 300.c'$					
	$\varphi' = 30^\circ$ c' = var	$27100 + 320.c'$					
	$\varphi' = 35^\circ$ c' = var	$40000 + 400.c'$					

L'analyse des résultats précédents permet de mettre en évidence les grandes tendances suivantes :

- pour les terrains peu résistants, l'abaque de Chadeisson donne des valeurs de  $k_h$  beaucoup plus fortes que les deux autres méthodes même si des caractéristiques de cisaillement sécuritaires sont retenues
- lorsque la hauteur libre de l'écran est supérieure ou égale à 2,5 m, la formule de Balay conduit toujours à obtenir les valeurs de  $k_h$  les plus faibles
- lorsque la fiche est relativement courte (maximum 3 à 4 m), la formule de Balay peut conduire à des valeurs de  $k_h$  plus élevées que les deux autres méthodes sur le tiers inférieur de la fiche et du même ordre de grandeur sur les deux tiers supérieurs de la fiche
- la formule de Schmitt conduit à obtenir des valeurs de  $k_h$  élevées au regard des autres méthodes lorsque la valeur du produit d'inertie est faible. Pour de très petites valeurs de produit d'inertie (1000 kN.m<sup>2</sup>/ml pouvant correspondre à des micro-berlinoises), la formule de Schmitt conduit à obtenir des valeurs de  $k_h$  très largement supérieures de celles obtenues avec les deux autres méthodes
- pour de fortes valeur du paramètre  $E/\alpha$  la formule de Schmitt est celle qui conduit, au regard des deux autres méthodes, aux valeurs de  $k_h$  les plus élevées . Ce constat est d'autant plus marqué le produit d'inertie de l'écran est faible.

En annexe 1, une version plus étoffée du tableau 5 est fournie en annexe 1 (tableau 31).

## II.2. Impact de la valeur de $k_h$ sur les sollicitations et la longueur de la fiche d'un écran de soutènement

Dans le paragraphe précédent, les différentes valeurs que peut prendre  $k_h$  en fonction de la méthode retenue ont été étudiées. Dans le prolongement de ces premiers résultats, l'objectif sera de définir l'impact de la valeur de  $k_h$  sur les sollicitations d'un écran de soutènement.

### II.2.1. Approche retenue

Pour ce faire il a été considéré le cas le plus simple pouvant être dimensionné selon une méthode MISS, un écran de 5 m de hauteur libre butonné en tête dans un sol homogène sur toute hauteur. Afin de limiter les cas de calculs, les hypothèses suivantes ont été fixées au préalable :

- le produit d'inertie de l'écran de soutènement est fixé à 100 000 kN.m<sup>2</sup>/ml
- les valeurs de  $k_a$  et de  $k_p$  sont déterminées avec les tables de A.CAQUOT, J.KERISEL et E.ABSI en considérant une inclinaison nulle de la poussée et de la butée ( $|k| = 0$ )
- la rigidité du buton est prise égale à 100 000 kN/ml et le niveau d'appui de ce dernier est situé en tête d'écran

Sur la base de ces premières hypothèses, il a été retenu 7 couples de caractéristiques de cisaillement du sol correspondant à des hypothèses couramment retenues :

- |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                       |   |                                                                                         |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---|-----------------------------------------------------------------------------------------|
| <ul style="list-style-type: none"><li>● <math>\varphi' = 25^\circ</math> et <math>c' = 0</math> kPa</li><li>● <math>\varphi' = 30^\circ</math> et <math>c' = 0</math> kPa</li><li>● <math>\varphi' = 35^\circ</math> et <math>c' = 0</math> kPa</li><li>● <math>\varphi' = 20^\circ</math> et <math>c' = 10</math> kPa</li><li>● <math>\varphi' = 20^\circ</math> et <math>c' = 20</math> kPa</li><li>● <math>\varphi' = 30^\circ</math> et <math>c' = 10</math> kPa</li><li>● <math>\varphi' = 30^\circ</math> et <math>c' = 20</math> kPa</li></ul> | } | Par simplicité le poids volumique du sol est toujours pris égale à 20 kN/m <sup>3</sup> |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---|-----------------------------------------------------------------------------------------|

Pour chacun de ces sols il a été réalisé un calcul en considérant arbitrairement les valeurs de coefficient de réaction horizontal du sol suivantes :

- 1 000 kPa/m
- 5 000 kPa/m
- 15 000 kPa/m
- 30 000 kPa/m
- 60 000 kPa/m
- 90 000 kPa/m
- 150 000 kPa/m

Ces valeurs de  $k_h$  recouvrent, indépendamment de la méthode utilisée, la grande majorité des valeurs que peut prendre ce paramètre (voir figures 78 à 84 et le tableau 31 fournis en annexe 1). On note toutefois que la formule de Schmitt peut conduire, dans les sables et les marno-calcaires compacts, à des valeurs de  $k_h$  supérieures à 150 000 kPa/m (notamment pour les écrans souples). Ces très grandes valeurs de  $k_h$  n'ont pas été retenues pour faciliter la présentation des résultats obtenus.

Pour chacun de ces calculs, la longueur de la fiche pour obtenir un coefficient de sécurité de 1,89 a été cherchée par tâtonnement. Cette méthodologie correspond à l'approche la plus fréquemment utilisée pour dimensionner un écran de soutènement avec un logiciel de calcul aux coefficients de réaction (RIDO4.11 ou K-REA). Une fois cette valeur de 1,89 atteinte, il a été relevé les résultats suivants :

- la longueur de la fiche (F en m)
- le moment maximal dans le rideau (M en kN.m/ml)
- le déplacement maximal du rideau (d en mm)
- l'effort dans le buton (B en kN/ml)

Les calculs sont réalisés à l'aide du logiciel RIDO4.11.

### II.2.2. Synthèse de l'impact de $k_h$ sur les sollicitations d'un écran de soutènement et la longueur de sa fiche

Les figures 85 à 88 fournies en annexe 2 sont synthétisés dans le tableau 6 :

<b>Tableau 6 : Impact de la variation de <math>k_h</math> sur les résultats de calculs</b>					
<b>Cas d'un écran de 5 m de hauteur libre butonné en tête dans un mono-couche avec <math> k  = 0</math></b>					
		<b><math>\varphi' = 20^\circ</math></b>	<b><math>\varphi' = 25^\circ</math></b>	<b><math>\varphi' = 30^\circ</math></b>	<b><math>\varphi' = 35^\circ</math></b>
		<b>EI = 100 MN.m<sup>2</sup>/ml</b>	<b>EI = 100 MN.m<sup>2</sup>/ml</b>	<b>EI = 100 MN.m<sup>2</sup>/ml</b>	<b>EI = 100 MN.m<sup>2</sup>/ml</b>
<b>C' = 0 kPa</b>	<b>M (kN.m/ml)</b>	-	192-123-116	123-95-82	83-75-65
	<b>B (kN/ml)</b>	-	69-52-49	48,5-41-36	35-32-28
	<b>F (m)</b>	-	5,2-6-6,1	3,4-3,8-4	2,4-2,5-2,8
	<b>d (mm)</b>	-	15-8-6	11-6-4	9-4-3
<b>C' = 10 kPa</b>	<b>M (kN.m/ml)</b>	127-60-54	-	43-33-26	-
	<b>B (kN/ml)</b>	46-21-19	-	19-11-9	-
	<b>F (m)</b>	5-5,8-6	-	1,6-1,6-1,8	-
	<b>d (mm)</b>	9-4-2	-	7-2-1	-
<b>C' = 20 kPa</b>	<b>M (kN.m/ml)</b>	83-20-14	-	18-7-4	-
	<b>B (kN/ml)</b>	34-5,6-3,4	-	9-2-1	-
	<b>F (m)</b>	2,5-1,8-2	-	0,5-0,3-0,2	-
	<b>d (mm)</b>	8-1-0,5	-	8-1-0,2	-

Pour les moments, les efforts dans le buton, les longueurs de fiche et les déplacements, la valeur :

- de gauche correspond à  $k_h = 1000$  kPa/m
- centrale correspond à  $k_h = 30\ 000$  kPa/m
- de droite correspond à  $k_h = 150\ 000$  kPa/m

Les résultats précédents montrent que, indépendamment de la nature du sol (frottant ou

cohérent), l'augmentation de la valeur de  $k_h$  diminue les valeurs du moment, de l'effort dans le buton et du déplacement de l'écran.

Dans les sols cohérent, on remarque que :

- dans un premier temps, la longueur de la fiche diminue lorsque  $k_h$  augmente
- l'apparition du phénomène de décollement du terrain à l'arrière du rideau nécessite une valeur minimale de  $k_h$
- l'augmentation du terme de cohésion tend à augmenter la valeur minimale de  $k_h$  nécessaire à l'observation du phénomène de décollement du terrain à l'arrière du rideau
- lorsque la valeur de  $k_h$  est suffisante pour que la hauteur de décollement soit maximale, l'augmentation de  $k_h$  fait alors augmenter la longueur de la fiche
- la cohésion a un rôle très favorable sur les efforts

Dans les sols frottants l'augmentation de  $k_h$  conduit toujours à un rallongement de la longueur de la fiche.

On remarque également que lorsque la valeur de  $k_h$  est :

- comprise entre 1000 et 30 000 kPa/m, de faibles variations de ce paramètre conduisent à des variations significatives des sollicitations et de la longueur de la fiche
- au dessus de 30 000 kPa/m, les variations de ce paramètre ont beaucoup moins d'impact sur les sollicitations de l'écran de soutènement et de la longueur de sa fiche

### **II.3. Impact du produit d'inertie de l'écran de soutènement et de la rigidité du buton sur les sollicitations et la longueur de sa fiche**

Dans la partie 3 paragraphe II.2, l'impact de la valeur du paramètre  $k_h$  sur les sollicitations d'un écran de soutènement et la longueur de sa fiche a été défini pour différentes natures de sol.

#### *II.3.1. Approche retenue*

Pour ce faire, les hypothèses suivantes ont été fixées :

- le produit d'inertie de l'écran de soutènement est pris égale à 100 000 kN.m<sup>2</sup>/ml (soutènement souple type paroi composite ou rideau de palplanches)
- la rigidité du buton est prise égale à 100 000 kN/ml avec un niveau d'appui de ce dernier en tête d'écran

Afin de définir l'impact de ces hypothèses sur les résultats obtenus précédemment, il a été retenu trois couples caractéristiques de cisaillement de sol :

- $\varphi' = 35^\circ$  et  $c' = 0$  kPa
- $\varphi' = 30^\circ$  et  $c' = 10$  kPa
- $\varphi' = 20^\circ$  et  $c' = 10$  kPa

Pour chacun de ces types de sol et sur la plage de variation de  $k_h$  définie dans la partie 3 paragraphe II.3 ( $1000 \text{ kPa/m} < k_h < 150\,000 \text{ kPa/m}$ ), il a été considéré les produits d'inertie et les rigidité du buton suivants :

- $EI = 10\,000 \text{ kN.m}^2/\text{ml}$  et  $K = 10\,000 \text{ kN/ml}$
- $EI = 100\,000 \text{ kN.m}^2/\text{ml}$  et  $K = 100\,000 \text{ kN/ml}$  (calcul initial)
- $EI = 500\,000 \text{ kN.m}^2/\text{ml}$  et  $K = 500\,000 \text{ kN/ml}$
- $EI = 1\,000\,000 \text{ kN.m}^2/\text{ml}$  et  $K = 1\,000\,000 \text{ kN/ml}$

De la même façon que précédemment, il a été recherché, pour chacun de ces calculs, la longueur de la fiche pour obtenir un coefficient de sécurité de 1,89. Une fois cette valeur de 1,89 atteinte, il a été relevé les résultats suivants :

- la longueur de la fiche (F en m)
- le moment maximal dans le rideau (M en kN.m/ml)
- le déplacement maximal du rideau (d en mm)
- l'effort dans le buton (B en kN/ml)

Les calculs sont réalisés à l'aide du logiciel RIDO4.11.

### II.3.2. Synthèse de l'impact du produit d'inertie de l'écran de soutènement sur les sollicitations et la longueur de sa fiche

Les figures 89 à 92 fournies en annexe 3 sont synthétisées dans le tableau 7.

<b>Tableau 7 : Impact de la variation de EI sur les résultats de calculs</b>									
<b>Cas d'un écran de 5 m de hauteur libre butonné en tête dans un mono-couche avec <math> k  = 0</math></b>									
		<b>C' = 0 kPa</b>				<b>C' = 10 kPa</b>			
		<b>M (kN.m/ml)</b>	<b>B (kN/ml)</b>	<b>F (m)</b>	<b>d (mm)</b>	<b>M (kN.m/ml)</b>	<b>B (kN/ml)</b>	<b>F (m)</b>	<b>d (mm)</b>
<b><math>\phi' = 20^\circ</math></b>	<b>EI = 10 MN.m<sup>2</sup>/ml</b>	-	-	-	-	71-52-50	25-19-18	5,5-6,1-6,4	30-23-21
	<b>EI = 100 MN.m<sup>2</sup>/ml</b>	-	-	-	-	127-60-54	46-21-19	5-5,8-6	9-4-2
	<b>EI = 500 MN.m<sup>2</sup>/ml</b>	-	-	-	-	176-80-60	64-27-21	5,-5,3-5,7	8-2-0,5
	<b>EI = 1000 MN.m<sup>2</sup>/ml</b>	-	-	-	-	186-94-66	67-30-21	5-5,1-5,6	8-1-0,5
<b><math>\phi' = 30^\circ</math></b>	<b>EI = 10 MN.m<sup>2</sup>/ml</b>	-	-	-	-	35-23-19	12-8-7	1,5-1,9-2,1	15-9-6
	<b>EI = 100 MN.m<sup>2</sup>/ml</b>	123-95-82	48,5-41-36	3,4-3,8-4	11-6-4	43-33-26	19-11-9	1,6-1,6-1,8	7-2-1
	<b>EI = 500 MN.m<sup>2</sup>/ml</b>	-	-	-	-	45-33-32	20-12-11	1,6-1,5-1,6	8-1-0,4
	<b>EI = 1000 MN.m<sup>2</sup>/ml</b>	-	-	-	-	46-38-34	21-15-12	1,6-1,5-1,6	8-1,2-0,3
<b><math>\phi' = 35^\circ</math></b>	<b>EI = 10 MN.m<sup>2</sup>/ml</b>	79-56-50	34-27-25	2,4-3-3,1	37-25-21	-	-	-	-
	<b>EI = 100 MN.m<sup>2</sup>/ml</b>	83-75-65	35-32-28	2,4-2,5-2,8	9-4-3	-	-	-	-
	<b>EI = 500 MN.m<sup>2</sup>/ml</b>	83-81-75	35-34-32	2,4-2,4-2,5	9-2-1	-	-	-	-
	<b>EI = 1000 MN.m<sup>2</sup>/ml</b>	83-81-78	35-34-33	2,4	9-1-0,5	-	-	-	-

Pour les moments, les efforts dans le buton, les longueurs de fiche et les déplacements la valeur :

- de gauche correspond à  $k_h = 1000$  kPa/m
- centrale correspond à  $k_h = 30\ 000$  kPa/m
- de droite correspond à  $k_h = 150\ 000$  kPa/m

L'analyse des résultats précédents montrent que, indépendamment de la nature du sol, l'augmentation du produit d'inertie tend à faire augmenter la valeur du moment maximum et les efforts dans le buton mais diminuer la longueur de la fiche.

## II.4. Cas particulier de la formule de Balay

Dans la partie 3 paragraphe II.2, les résultats présentés sont basés sur l'hypothèse d'un écran de soutènement mis en œuvre dans un mono-couche dont la valeur de  $k_h$  est constante sur toute hauteur. Cette hypothèse est satisfaisante pour la formule de Schmitt et l'abaque de Chadeisson mais pas pour la formule de Balay. En effet, l'application de la formule de Balay conduit dans un mono-couche à des valeurs de  $k_h$  différentes sur la hauteur libre et la fiche. Au niveau de la fiche on distingue deux possibilités en fonction de la longueur de la fiche par rapport à celle de la hauteur libre de l'écran:

- lorsque la longueur de la fiche est inférieure à la hauteur libre, on a deux valeurs de  $k_h$  sur la hauteur de la fiche. Une première sur les deux tiers supérieurs de cette dernière et la seconde sur le dernier tiers de la fiche (la première étant toujours inférieure à la seconde compte tenu du mode de finition du paramètre  $a$ ).
- lorsque la longueur de la fiche est supérieure à la hauteur libre on a une unique valeur de  $k_h$  sur toute la hauteur de la fiche.

Sur la base de ce constat, l'objectif est de déterminer l'impact sur les résultats de calcul du contraste des valeurs de  $k_h$  entre la partie en fiche et la hauteur libre que conduit à obtenir l'utilisation de la formule de Balay dans un mono-couche.

### II.4.1. Approche retenue

Par simplicité, il a seulement été considéré deux valeurs de  $k_h$  distinctes, une sur la hauteur libre de l'écran et la seconde sur toute la hauteur de la fiche (hypothèse représentative du cas où la longueur de la fiche est supérieure à celle de la hauteur libre).

En complément il a été retenu les mêmes hypothèses que précédemment à savoir :

- un écran de 5 m de hauteur libre butonné en tête dans un sol homogène sur toute hauteur
- un produit d'inertie de l'écran de soutènement est pris égale à 100 000 kN.m<sup>2</sup>/ml
- des valeurs de  $k_a$  et de  $k_p$  sont été déterminées sur la base des tables de A.CAQUOT, J.KERISEL et E.ABSI en considérant une inclinaison nulle de la poussée et de la butée
- une rigidité du buton est prise égale à 100 000 kN/ml

Les trois mono-couches étudiés présentent les caractéristiques de cisaillement suivantes :

- $\varphi' = 30^\circ$  et  $c' = 0$  kPa
- $\varphi' = 20^\circ$  et  $c' = 10$  kPa
- $\varphi' = 30^\circ$  et  $c' = 10$  kPa

Les calculs sont réalisés à l'aide du logiciel RIDO4.11.

## II.4.2. Synthèse des résultats obtenus

La figure 63 présente les résultats des tableaux 32, 33 et 34 fournis en annexe 4 :

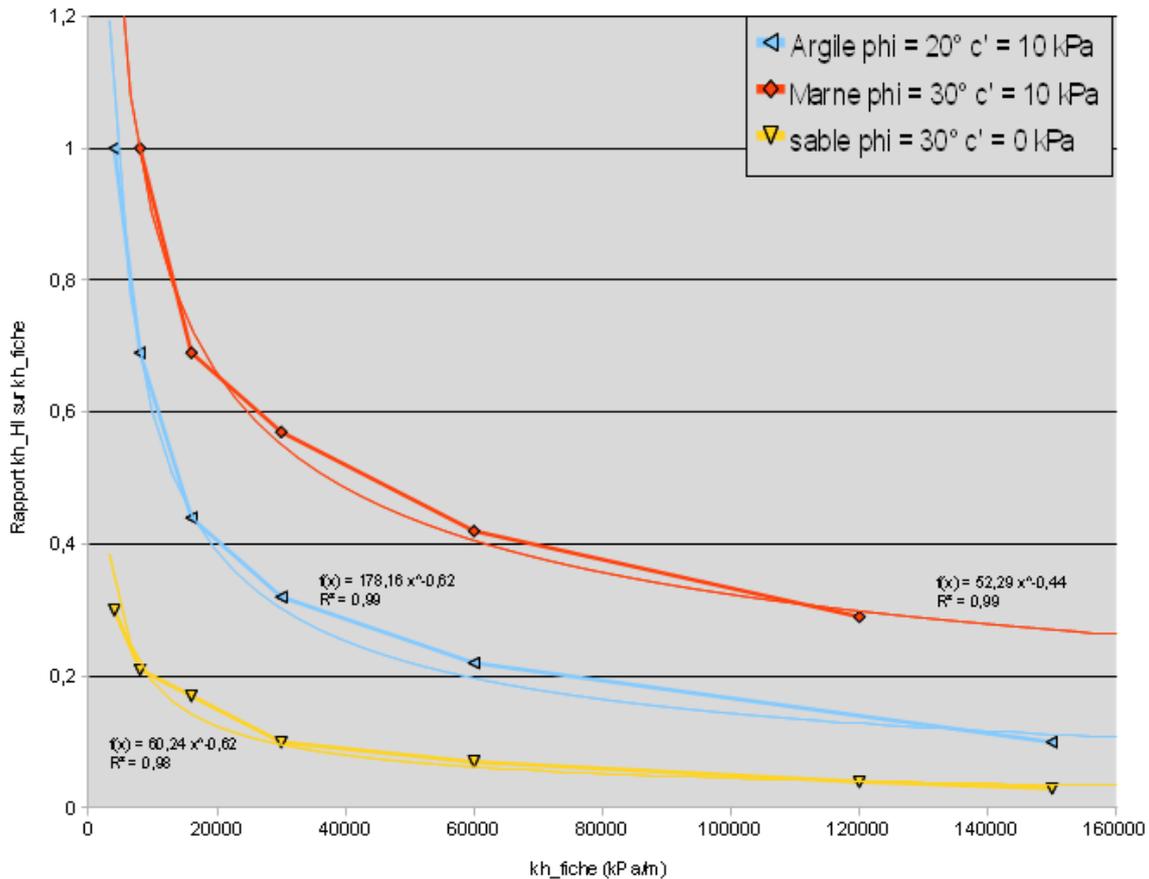


Figure 63 : Courbes représentatives du rapport minimum de  $k_h_{HI}$  sur  $k_h_{fiche}$  pour que le sol adopte un comportement plastique sur la hauteur libre de l'écran de soutènement

La figure 63 montre que lorsque pour un sol donné, le rapport  $k_h_{Hauteur\_libre}$  sur  $k_h_{fiche}$  est supérieur ou égale à la courbe, on retrouve, indépendamment de la valeur de  $k_h$  au niveau de la hauteur libre, la valeur des efforts et la longueur de la fiche correspondant à la valeur de  $k_h$  en fiche cf figures 85 à 88 .

Dans le cas contraire, le sol au niveau de la hauteur libre de l'écran de soutènement adopte un comportement élastique qui conduit à obtenir des efforts et une longueur de fiche supérieurs à ceux donnés par les figures 85 à 88 (compte tenu des valeurs de  $k_h$  au niveau de la hauteur libre et en fiche). Ce comportement élastique est d'autant plus marqué que l'on s'éloigne de la courbe.

Le rapport  $k_h_{Hauteur\_libre}$  sur  $k_h_{fiche}$  déterminant la limite entre le comportement élastique et plastique du sol est d'autant plus élevé que le sol présente une valeur élevée de cohésion et dans une moindre mesure un angle de frottement élevé.

La réalisation de courbes de tendances sur ces courbes construites expérimentalement conduit à obtenir des équations de fonctions puissances avec de très bon coefficients de régression linéaire.

En prolongement de ces résultats, la valeur du produit d'inertie de l'écran de soutènement a été modifiée pour le cas du mono-couche ( $\phi' = 30^\circ$  et  $c' = 10$  kPa). Les résultats obtenus montrent que le rapport  $k_h$ \_Hauteur\_libre sur  $k_h$ \_fiche déterminant la limite entre le comportement élastique et plastique du sol est d'autant plus élevé que le sol présente une valeur élevée du produit d'inertie (figure 64). En présence d'écrans présentant de très fortes valeur de EI, le sol adopte le plus souvent un comportement élastique qui conduit a des efforts et une longueur de fiche supérieures de ceux présentées dans les figures 89 à 92 .

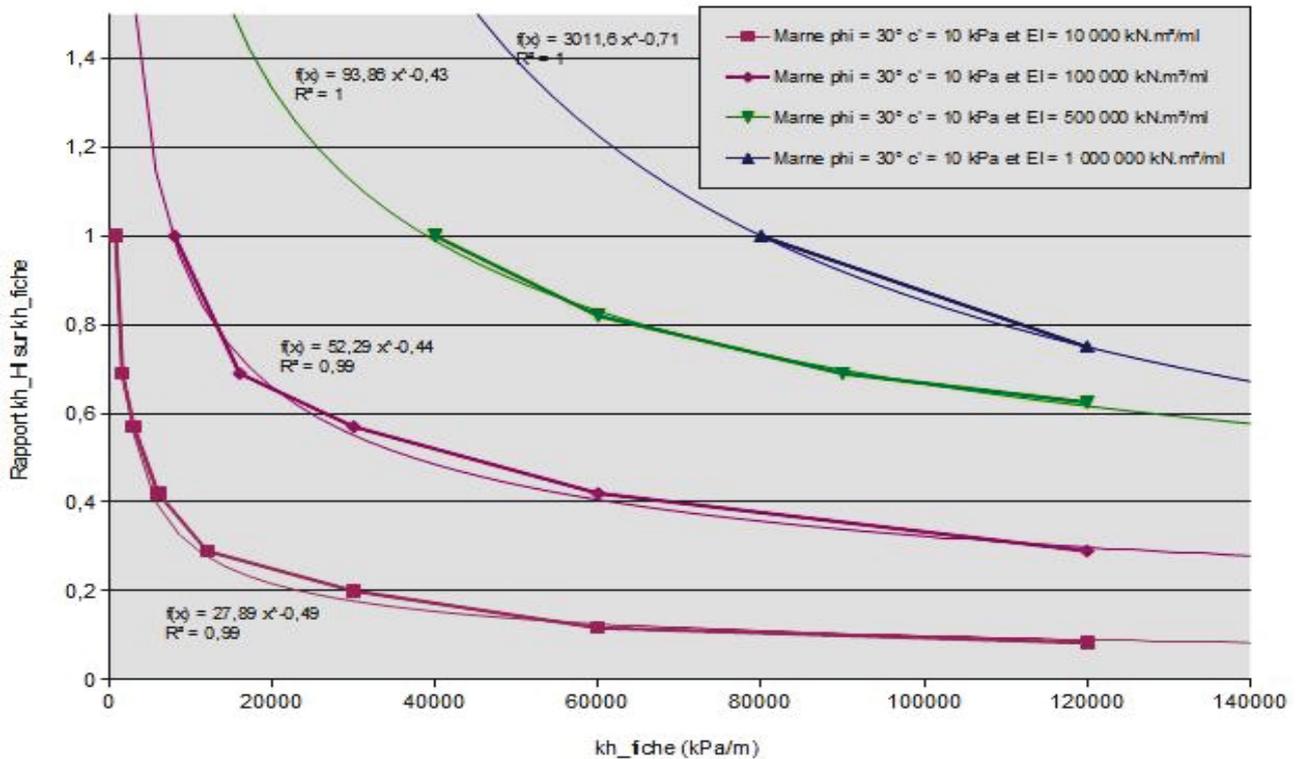


Figure 64 : Impact de la variation de EI sur le rapport  $k_h$ \_Hl sur  $k_h$ \_fiche - Cas d'un sol ( $\phi' = 30^\circ$  et  $c' = 10$  kPa)

### **III. Comparatif d'une méthode MEL et MISS pour dimensionner un écran de soutènement butonné en tête dans un mono-couche**

Le champ d'application des calculs MEL est détaillé dans le paragraphe 8.4.2 de la norme NF P 94 282. Il est indiqué que le modèle MEL s'applique aux écrans en console ou aux écrans avec un niveau d'appui (le modèle MISS est par corollaire à utiliser pour tous les autres types d'écrans). L'objectif de ce paragraphe est de comparer les résultats du dimensionnement d'un modèle MISS et MEL afin de définir l'impact que peut avoir ce choix sur les résultats du dimensionnement d'un écran de soutènement butonné en tête dans un mono-couche.

#### **III.1. Approche retenue**

Il a été retenue, le cas le plus simple pouvant être dimensionné selon une méthode MISS ou MEL, un écran de 5 m de hauteur libre butonné en tête dans un sol homogène sur toute hauteur. Afin de limiter les cas de calculs, il a été fixé au préalable les hypothèses suivantes :

- le produit d'inertie de l'écran de soutènement est pris égale à 100 000 kN.m<sup>2</sup>/ml
- les valeurs de  $k_a$  et de  $k_p$  sont été déterminées sur la base des tables de A.CAQUOT, J.KERISEL et E.ABSI en considérant une inclinaison nulle de la poussée et de la butée
- la rigidité du buton est prise égale à 100 000 kN/ml et le niveau d'appui de ce dernier est situé en tête d'écran

Sur la base de ces premières hypothèses, neuf mono-couche distincts ont été retenus :

- $\varphi' = 25^\circ$  et  $c' = 0$  kPa
- $\varphi' = 30^\circ$  et  $c' = 0$  kPa
- $\varphi' = 35^\circ$  et  $c' = 0$  kPa
- $\varphi' = 20^\circ$  et  $c' = 5$  kPa
- $\varphi' = 20^\circ$  et  $c' = 10$  kPa
- $\varphi' = 20^\circ$  et  $c' = 20$  kPa
- $\varphi' = 30^\circ$  et  $c' = 5$  kPa
- $\varphi' = 30^\circ$  et  $c' = 10$  kPa
- $\varphi' = 30^\circ$  et  $c' = 20$  kPa

Par simplicité le poids volumique du sol est toujours pris égale à 20 kN/m<sup>3</sup>

Pour chacun de ces sols il a été réalisé un calcul en considérant arbitrairement les valeurs de coefficient de réaction horizontal du sol suivantes :

- 1 000 kPa/m
- 5 000 kPa/m
- 15 000 kPa/m
- 30 000 kPa/m
- 60 000 kPa/m
- 150 000 kPa/m

Ces valeurs de  $k_h$  recouvrent, indépendamment de la méthode utilisée, la grande majorité des valeurs que peut prendre ce paramètre, cf tableau 31 fournis en annexe 1. On note toutefois que la formule de Schmitt peut conduire à des valeurs de  $k_h$  supérieures à 150 000 kPa/m (notamment pour les écrans souples). Ces très grandes valeurs de  $k_h$  n'ont pas été retenues pour faciliter la présentation des résultats obtenus.

Selon le paragraphe 9.1 (2) note 4 de la norme NF P 94 282, on applique en général les facteurs partiels aux actions et à la résistance lorsque l'on utilise un modèle MEL et aux effets des actions lorsque l'on utilise un modèle MISS.

Sur la base de cette prescription il a été réalisé pour chacun des mono\_couches trois calculs différents :

- un calcul MISS selon l'approche 2 qui consiste à pondérer les actions (poussée  $\times 1,35$ , surcharge  $\times 1,5$  et butée  $/1,4$ ) qui correspond à l'approche non conseillée mais pas formellement interdite par la norme
- un calcul MISS l'approche 2\* qui consiste à pondérer l'effet des actions (butée mobilisable  $/1,4$ , butée mobilisée  $\times 1,35$ , moment  $\times 1,35$ ) qui correspond à l'approche conseillée par la norme
- un calcul MEL selon l'approche 2 avec coefficients partiels (poussée  $\times 1,35$ , surcharge  $\times 1,5$  et butée  $/1,4$ ) en cherchant la longueur de la fiche permettant d'équilibrer les moments (approche autorisée par la norme)

Les calculs ont été réalisés à l'aide du logiciel K-REA pour les calculs MISS et manuellement pour les calculs MEL. En effet bien que la norme autorise l'utilisation d'une méthode MEL pour dimensionner un écran avec un niveau d'appui, le logiciel k-REA ne laisse pas cette possibilité à l'utilisateur. Ce dernier permet l'utilisation d'une méthode MEL que dans le cas d'un écran en console.

Sur la base de la méthodologie et des hypothèses définies précédemment, il a été relevé pour chaque cas de calcul les résultats suivants :

- la longueur de la fiche en m
- le moment maximal dans le rideau en kN.m/ml
- le déplacement maximal du rideau en mm
- l'effort dans le buton en kN/ml

### III.2. Synthèse des calculs comparatifs de la méthode MEL et MISS selon l'approche 2 et 2\* pour différents mono-couche

L'analyse des figures 93 à 104 met en évidence une très bonne concordance entre le calcul MEL et le calcul MISS selon l'approche 2. Sachant que K-REA ne permet pas la réalisation de calcul MEL pour des écrans avec un niveau d'appui, la réalisation de calcul MISS selon l'approche 2 peut être considéré par défaut comme une alternative satisfaisante. Précisons que dans le cas du logiciel RIDO4.11, cette méthodologie est beaucoup plus contraignante à mettre en œuvre en présence de terrains cohérents car l'utilisateur n'a pas accès aux coefficients  $k_{ac}$  et  $k_{pc}$  appliqués aux termes de cohésion (formule de l'Herminier-Absi).

Le tableau 8 synthétise une partie des résultats présentés sur les figures 85 à 88 (annexe2), 89 à 92 (annexe4) et 93 à 104 (annexe 5).

**Tableau 8 : Comparatif d'un calcul MEL et MISS d'un écran de 5 m de hauteur libre butonné en tête dans un mono-couche avec  $|k| = 0$**

		$\phi' = 20^\circ$					$\phi' = 30^\circ$				
		MEL	MISS				MEL	MISS			
			EI = 10 MN.m <sup>2</sup> /ml	EI = 100 MN.m <sup>2</sup> /ml	EI = 500 MN.m <sup>2</sup> /ml	EI = 1000 MN.m <sup>2</sup> /ml		EI = 10 MN.m <sup>2</sup> /ml	EI = 100 MN.m <sup>2</sup> /ml	EI = 500 MN.m <sup>2</sup> /ml	EI = 1000 MN.m <sup>2</sup> /ml
<b>C' = 0 kPa</b>	<b>M (kN.m/ml)</b>	-	-	-	-	-	185	-	167-128-105	-	-
	<b>B (kN/ml)</b>	-	-	-	-	-	70	-	65-55-48	-	-
	<b>F (m)</b>	-	-	-	-	-	3,3	-	3,4-3,8-4	-	-
	<b>d (mm)</b>	-	-	-	-	-	-	-	11-6-4	-	-
<b>C' = 5 kPa</b>	<b>M (kN.m/ml)</b>	346	-	253-147-138	-	-	104	-	95-80-62	-	-
	<b>B (kN/ml)</b>	103	-	84-55-53	-	-	37	-	37-31-25	-	-
	<b>F (m)</b>	6,2	-	6,9-8-8,3	-	-	2,4	-	2,5-2,6-2,9	-	-
	<b>d (mm)</b>	-	-	13-7-6	-	-	-	-	8-3-2	-	-
<b>C' = 10 kPa</b>	<b>M (kN.m/ml)</b>	174	96-70-68	171-81-71	238-108-81	251-127-89	51	47-31-25	58-44-35	61-33-44	62-51-45
	<b>B (kN/ml)</b>	53	33-26-25	62-28-26	87-36-29	91-40-31	17	16-11-9	25-15-12	27-16-15	28-20-16
	<b>F (m)</b>	4,3	5,5-6,1-6,4	5-5,8-6	5,-5,3-5,7	5-5,1-5,6	1,5	1,5-1,9-2,1	1,6-1,6-1,8	1,6-1,5-1,6	1,6-1,5-1,6
	<b>d (mm)</b>	-	30-23-21	9-4-2	8-2-0,5	8-1-0,5	-	15-9-6	7-2-1	8-1-0,4	8-1,2-0,3
<b>C' = 20 kPa</b>	<b>M (kN.m/ml)</b>	24,5	-	41-27-25	-	-	6	-	24-9-5	-	-
	<b>B (kN/ml)</b>	7	-	46-8-5	-	-	1,3	-	12-3-1	-	-
	<b>F (m)</b>	1,1	-	2,5-1,8-2	-	-	0,25	-	0,5-0,3-0,2	-	-
	<b>d (mm)</b>	-	-	8-1-0,5	-	-	-	-	8-1-0,2	-	-

Pour pouvoir être comparés avec les résultats des calculs MEL, les valeurs de moments et d'efforts dans le buton des calculs MISS ont été pondérés par 1,35. Pour les moments, les efforts dans le buton, les longueurs de fiche et les déplacements la valeur de :

- gauche correspond à  $k_h = 1000$  kPa/m
- centrale correspond à  $k_h = 30\ 000$  kPa/m
- droite correspond à  $k_h = 150\ 000$  kPa/m

Lorsque le produit d'inertie de l'écran de soutènement est de 100 000 kN.m<sup>2</sup>/ml :

- le calcul MEL conduit toujours aux sollicitations les plus fortes mais à la longueur de fiche la plus faible lorsque le sol est frottant ou peu cohérent (valeur de cohésion inférieure ou égale à 5 kPa)
- le calcul MISS conduit à obtenir des sollicitations les plus fortes lorsque le sol est moyennement cohérent ( $c'=10$  KPa) et que les valeurs de  $k_h$  sont faibles (comportement élastique du sol)
- le calcul MISS conduit à obtenir des sollicitations supérieures ou égales au calcul MEL lorsque le sol est très cohérent ( $c'=20$  Kpa) car le sol adopte un comportement élastique sur la plage de variation de  $k_h$  étudiée

Les résultats présentés dans le tableau 7 concernant l'impact du produit d'inertie de l'écran sur les résultats du calcul MISS ont été intégrés. Il ressort de ces calculs que lorsque le produit d'inertie de l'écran est:

- inférieur à 100 000 kN.m<sup>2</sup>/ml, le calcul MEL est systématiquement plus pénalisant que le calcul MISS (même en cas de comportement élastique du sol au niveau de la hauteur libre)
- supérieur à 500 000 kN.m<sup>2</sup>/ml, le calcul MEL peut conduire à des résultats moins pénalisants que le calcul MISS notamment si les valeurs de  $k_h$  sont faibles et que le sol est fortement cohérent (comportement élastique du sol sur la hauteur libre)
- compris entre 100 000 kN.m<sup>2</sup>/ml et 500 000 kN.m<sup>2</sup>/ml, les résultats obtenus sont compris entre les deux tendances définies précédemment.

## IV. Comparatif dans la réalisation des calculs MEL

### IV.1. Description des calculs MEL

Dans la partie 3 – paragraphe III, il a été comparé les résultats de calcul d'une méthode MEL et MISS. En ce qui concerne la méthode MEL, conformément aux prescriptions du paragraphe 9.1 (2) note 4 les facteurs partiels de l'approche 2 ont été appliqués aux actions. Toutefois la note 5 du même paragraphe précise que l'application des facteurs partiels peut être faite de deux façons distinctes :

- en découplant les coefficients partiels sur actions et les résistances (poussée  $\times 1,35$ , surcharge  $\times 1,5$  et butée  $/1,4$ ) notée par la suite méthode 2 aux coefficients partiels
- en appliquant le un coefficient global (1,89) de sécurité sur le coefficient de butée ou la butée des terrains notée par la suite méthode 2 au coefficient global

Dans la suite de ce paragraphe l'objectif est de comparer ces deux approches afin de mettre en évidence d'éventuelles différences pouvant orienter le dimensionnement d'un écran de soutènement en console et avec un niveau d'appui.

### IV.2. Écran en console

La coupe présentée sur la figure 65 a été retenue :

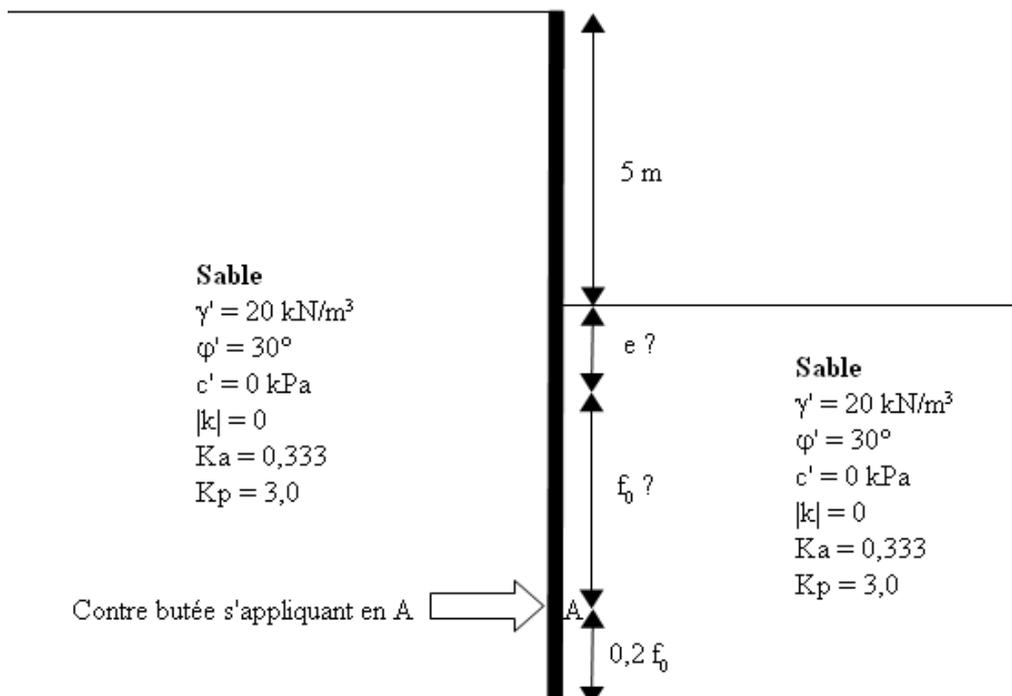


Figure 65 : Écran en console dans le cadre du comparatif de la réalisation des calculs MEL

Les résultats du dimensionnement d'un écran en console selon les deux méthodologies de l'approche de calcul 2 sont présentés dans le tableau 9 :

<b>Tableau 9: Résultat du dimensionnement d'un écran en console selon l'approche de calcul 2</b>				
	Approche 2 en découplant les coefficients partiels sur actions et les résistances (poussée x1,35 et butée /1,4)		Approche 2 en appliquant le facteur global (1,89) de sécurité sur le coefficient de butée ou la butée des terrains	
	Poussée	Butée	Poussée	Butée
Contrainte en pied de fiche (kPa/ml)	$(27/3)(5+f_0+e)$	$60(f_0+e)/1,4$	$(20/3)(5+f_0+e)$	$60(f_0+e)/1,89$
Force résultante (kN/ml)	$(27/6)(5+f_0+e)^2$	$30(f_0+e)^2/1,4$	$(20/6)(5+f_0+e)^2$	$30(f_0+e)^2/1,89$
Moment par rapport à A (kN.m/ml)	$(27/18)(5+f_0+e)^3$	$10(f_0+e)^3/1,4$	$(20/18)(5+f_0+e)^3$	$10(f_0+e)^3/1,89$
Distance e depuis le fond de fouille du point de pression nulle (m)	1,3		1,3	
Fiche $f_0$ permettant d'équilibrer les moments(m)	6,0		6,0	
Fiche totale ( $f_0+0,2f_0+e$ ) (m)	8,5		8,5	
Contre-butée <sup>(1)</sup> (KN/ml)	462		342	
Point d'effort tranchant nul <sup>(2)</sup> (m)	4,2		4,2	
Moment maximum <sup>(3)</sup> (kN.m/ml)	638		472	

<sup>(1)</sup>: Différence des forces de poussée et butée au point d'équilibre des moments

<sup>(2)</sup> : point pour lequel la force de poussée est égale à la force de butée

<sup>(3)</sup> : différence des moments au point d'effort tranchant nul

Dans le cas d'un écran en console le fait de découpler les coefficients partiels sur actions et les résistances (approche 2 avec coefficients partiels) ou d'utiliser un facteur global sur le coefficient de butée ou la butée des terrains(approche 2 avec coefficient global) est équivalent en terme de longueur de fiche mais pas en ce qui concerne l'estimation de la contre-butée et du moment maximum. Dans l'approche 2 avec coefficient global, les sollicitations (contre-butée et moment) sont exactement 1,35 fois plus faibles que celles obtenues par l'approche 2 avec coefficients partiels. Ce constat s'explique par le fait que le calcul de la contre-butée et du moment maximum dépend respectivement de la force de poussée et du moment par rapport à A de la force de poussée qui sont 1,35 fois plus élevés dans l'approche 2 avec coefficients partiels.

### IV.3. Écran avec un niveau d'appui

La coupe présentée sur la figure 66 a été retenue :

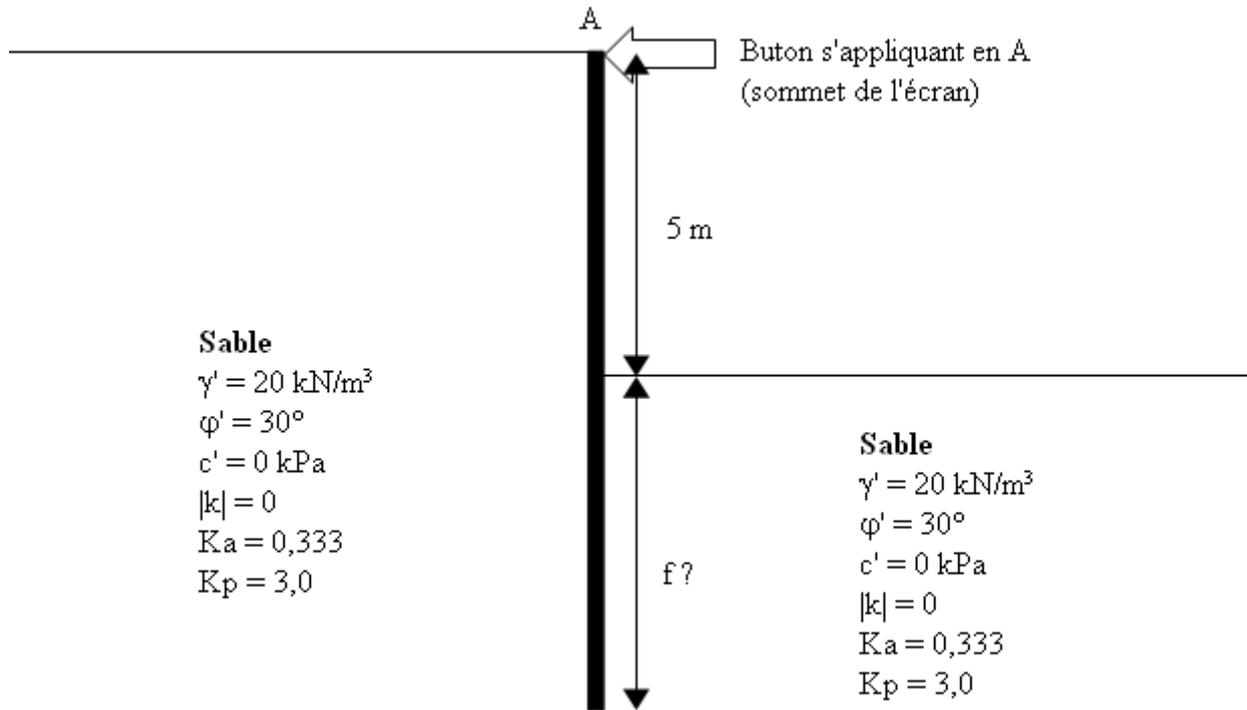


Figure 66 : Écran avec un niveau d'appui dans le cadre du comparatif de la réalisation des calculs MEL

Les résultats du dimensionnement d'un écran butonné en tête selon les deux méthodologies de l'approche de calcul 2 sont présentés dans le tableau 10 :

<b>Tableau 10 : Résultat du dimensionnement d'un écran en console selon la méthode 2</b>				
	Approche 2 en découplant les coefficients partiels sur actions et les résistances (poussée x1,35 et butée /1,4)		Approche 2 en appliquant un coefficient global (1,89) sur le coefficient de butée ou la butée des terrains	
	Poussée	Butée	Poussée	Butée
Contrainte en pied de fiche (kPa/ml)	$(27/3)(5+f)$	$60f/1,4$	$(20/3)(5+f)$	$60f/1,89$
Force résultante (kN/ml)	$(27/6)(5+f)^2$	$30f^2/1,4$	$(20/6)(5+f)^2$	$30f^2/1,89$
Moment par rapport à A (kN.m/ml)	$(54/18)(5+f)^3$	$150f^2/1,4 + 60f^3/4,2$	$(40/18)(5+f)^3$	$150f^2/1,89 + 60f^3/5,67$
Fiche f permettant d'équilibrer les moments(m)	3,3		3,3	
Effort dans le buton <sup>(1)</sup> (KN/ml)	70		52	
Point d'effort tranchant nul <sup>(2)</sup> (m)	4		4	
Moment fléchissant maximal <sup>(3)</sup> (kN.m/ml)	185		137	

<sup>(1)</sup>: Différence des forces de poussée et butée au point d'équilibre des moments

<sup>(2)</sup> : point pour lequel la force de poussée est égale à la force de butée

<sup>(3)</sup> : différence des moments au point d'effort tranchant nul

Dans le cas étudié le fait de découpler les coefficients partiels sur actions et les résistances (approche 2 avec coefficients partiels) ou d'utiliser un facteur global (approche 2 avec coefficient global) sur le coefficient de butée ou la butée des terrains est équivalent en terme de longueur de fiche mais pas en ce qui concerne l'estimation de l'effort dans le buton et du moment maximum. Dans l'approche 2 avec facteur global, les sollicitations (efforts dans le buton et moment) sont exactement 1,35 fois plus faibles que celles obtenues par l'approche 2 avec coefficients partiels. Ce constat s'explique par le fait que le calcul de l'effort dans le buton et du moment maximum dépend respectivement de la force de poussée et du moment par rapport à A de la force de poussée qui sont 1,35 fois plus élevés dans l'approche 2 avec coefficients partiels.

#### **IV.4. Conclusion du dimensionnement d'un écran avec une méthode MEL**

Les deux exemples étudiés montrent que dans un calcul MEL le choix d'une méthode 2 avec coefficients partiels ou une méthode 2 avec coefficient global conduit à la même longueur de fiche et n'a donc pas d'impact sur la vérification du défaut de butée d'un écran.

Par contre, en ce qui concerne les sollicitations l'impact est significatif car les sollicitations sont 1,35 fois plus faibles en utilisant une méthode 2 avec coefficient global qu'une méthode 2 avec coefficients partiels.

C'est sur la base de ce constat que le paragraphe 10.2 (2) de la norme NF P 94 282 précise que lorsque l'effet des actions est déduit d'un modèle MEL dans lequel des facteurs partiels de sécurité sont directement appliqués aux actions et/ou aux résistances, la valeur de calcul de cet effet (moment, effort tranchant, etc.) à prendre en compte est celle résultant directement du calcul effectué.

Il résulte de cette prescription de la norme que le projeteur peut dans le cadre de l'utilisation d'une méthode MEL orienter significativement le dimensionnement interne d'un soutènement en choisissant d'utiliser une méthode 2 avec coefficients partiels ou une méthode 2 avec coefficient global.

Ce point devrait être corrigé lors de la révision de la norme NF P 94 282.

Précisons que dans le cadre du dimensionnement d'un écran en console, le logiciel k-REA impose implicitement l'utilisation d'une méthode 2 avec coefficients partiels qui est l'approche la plus pénalisante en terme de sollicitations.

## V. Impact du choix de la valeur de l'inclinaison de la poussée et de la butée sur les résultats de calcul

Dans le paragraphe 5.1.3.2 de la norme, il est indiqué que la valeur de l'angle de frottement  $\delta_e$  qui caractérise la rugosité de l'interface écran-terrain est égale à  $k\varphi'$  avec  $k$  limitée à 2/3 (en valeur absolue) et  $\varphi'$  l'angle de frottement interne du matériau. Selon les tables de A.CAQUOT, J.KERISEL et E.ABSI, la valeur de  $\delta_e$  constitue l'une des hypothèses nécessaires à la détermination des coefficients de poussée et de butée des terres. Il en ressort que le choix de  $\delta_e$  a un impact direct sur les actions des terres sur l'écran donc sur les sollicitations et la longueur de sa fiche. Compte tenu de la latitude laissée au projeteur sur le choix de la valeur de  $\delta_e$ , l'objectif du présent paragraphe est de quantifier l'impact de cette hypothèse sur les sollicitations et la longueur de la fiche d'un écran de soutènement.

Pour ce faire il est présenté dans un premier temps les valeurs que peuvent prendre les coefficients de poussée et de butée en fonction de  $\delta_e$ . Dans un second temps, il est présenté, pour un cas simple, des calculs comparatifs avec les différentes valeurs que peuvent prendre les coefficients de poussée et de butée.

### V.1. Valeur des coefficients de poussée et de butée

Selon les tables de A.CAQUOT, J.KERISEL et E.ABSI, les hypothèses ayant un impact sur la valeur des coefficients de poussée et de butée sont :

- l'angle de frottement interne du sol  $\varphi'$
- l'inclinaison du parement  $\lambda$
- l'inclinaison du talus à l'arrière de l'écran  $\beta$
- l'angle de frottement caractérisant la rugosité de l'interface écran-terrain  $\delta_e$

Au préalable, il est considéré que l'inclinaison du parement et l'inclinaison du talus à l'arrière de l'écran est nulle ( $\lambda = \beta = 0$ ) ce qui correspond à la majorité des situations. Sur la base de cette hypothèse, il est présenté dans les deux tableaux suivants la composante horizontale des coefficients de poussée et de butée d'un milieu pesant (notés respectivement  $k_a\gamma$  et  $k_b\gamma$ ) pour les valeurs d'angle de frottement les plus courantes et des valeurs de  $\delta_e$  correspondant au cas d'un écran dont l'équilibre vertical est vérifié (positives en poussée et négatives en butée).

$k = \delta_e/\varphi'$	$\varphi' = 20^\circ$	$\varphi' = 25^\circ$	$\varphi' = 30^\circ$	$\varphi' = 35^\circ$
<b>0</b>	0,490	0,406	0,333	0,271
<b>0,33</b>	0,456	0,374	0,305	0,246
<b>0,5</b>	0,442	0,360	0,293	0,236
<b>0,67</b>	0,430	0,349	0,282	0,227

L'augmentation du paramètre  $k$  conduit à diminuer les coefficients de poussée d'un milieu pesant. Toutefois cette diminution est d'autant plus importante que la valeur de l'angle de frottement est élevée. Ainsi lorsque  $k$  passe de 0 à 0,67, la diminution de  $k_{ay}$  est de

- 12% avec un angle de frottement de  $20^\circ$
- 16% avec un angle de frottement de  $35^\circ$

**Tableau 12: composante horizontale de  $k\gamma$  pour ( $\lambda = \beta = 0$ )**

$k = \delta e / \varphi'$	$\varphi' = 20^\circ$	$\varphi' = 25^\circ$	$\varphi' = 30^\circ$	$\varphi' = 35^\circ$
<b>0</b>	2,040	2,464	3,000	3,690
<b>-0,33</b>	2,367	3,029	3,950	5,303
<b>-0,5</b>	2,523	3,313	4,466	6,234
<b>-0,67</b>	2,664	3,576	4,958	7,175

Les coefficients de butée d'un milieu pesant augmente lorsque la valeur absolue de  $k$  augmente et ce d'autant plus que la valeur de l'angle de frottement est élevée. Ainsi lorsque  $k$  passe de 0 à -0,67, l'augmentation de  $k_{p\gamma}$  est de :

- 30% avec un angle de frottement de  $20^\circ$
- 94% avec un angle de frottement de  $35^\circ$

Il en ressort que le choix de l'angle de frottement caractérisant la rugosité de l'interface écran-terrain  $\delta e$  a beaucoup plus d'impact dans le cas de la butée que dans le cas de la poussée.

## V.2. Approche retenue

Dans le paragraphe précédent, il a été défini en fonction de la valeur de la rugosité de l'interface écran-terrain  $\delta_e$  les différentes valeurs que peuvent prendre les coefficients de poussée et de butée d'un milieu pesant. Dans le prolongement de ces premiers résultats, l'impact de la valeur de la rugosité de l'interface écran-terrain  $\delta_e$  sur les sollicitations et la longueur de la fiche d'un écran de soutènement a été étudié. Il a été retenu, un écran de 5 m de hauteur libre butonné en tête dans un sol homogène sur toute hauteur dont les caractéristiques de cisaillement peuvent être :

- $\varphi' = 35^\circ$  et  $c' = 0$  kPa
- $\varphi' = 30^\circ$  et  $c' = 0$  kPa
- $\varphi' = 25^\circ$  et  $c' = 0$  kPa

Sur la base de ces hypothèses, les hypothèses suivantes ont été fixées:

- le produit d'inertie de l'écran de soutènement est pris égale à 100 000 kN.m<sup>2</sup>/ml
- la rigidité du buton est prise égale à 100 000 kN/ml et le niveau d'appui de ce dernier est situé en tête d'écran
- une valeur de  $k_h$  fixée arbitrairement à 40 000 kPa/m

## V.3. Synthèse de l'impact de l'inclinaison de la poussée et de la butée sur les résultats de calcul

Les résultats obtenus sont présentés dans les figures 67 à 70 :

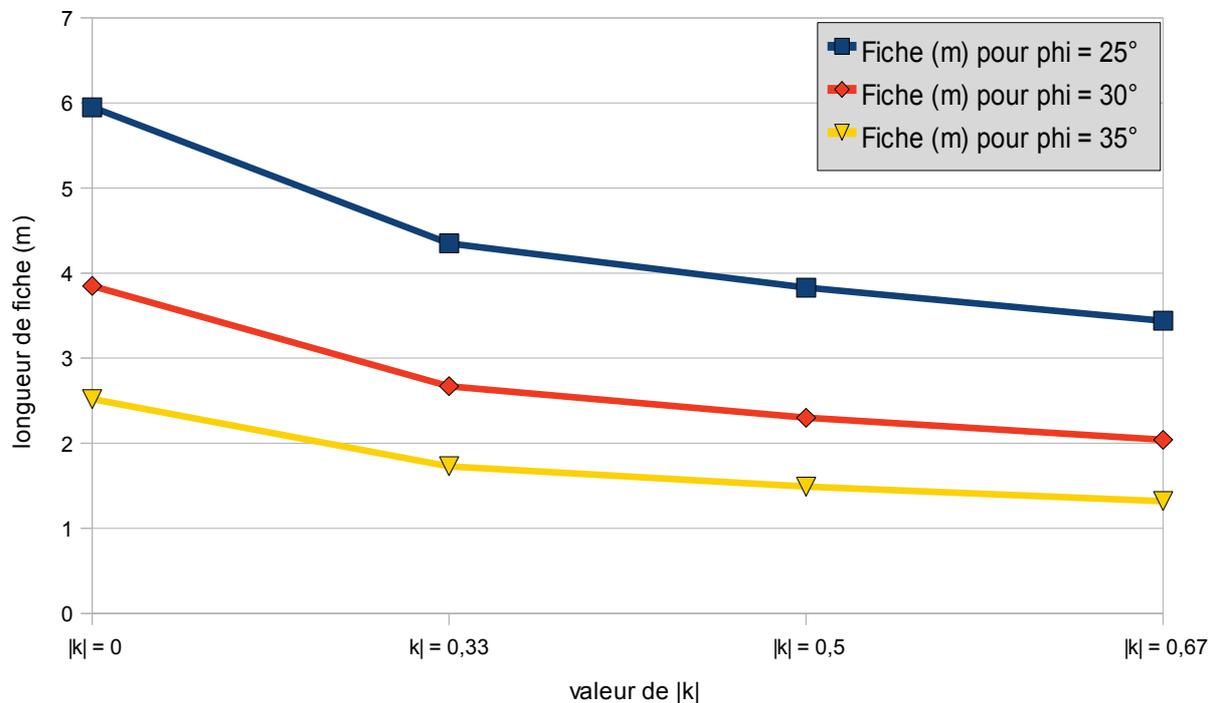


Figure 67 : Impact de la valeur de la rugosité de l'interface écran-terrain  $\delta_e$  sur la longueur de la fiche d'un écran de soutènement

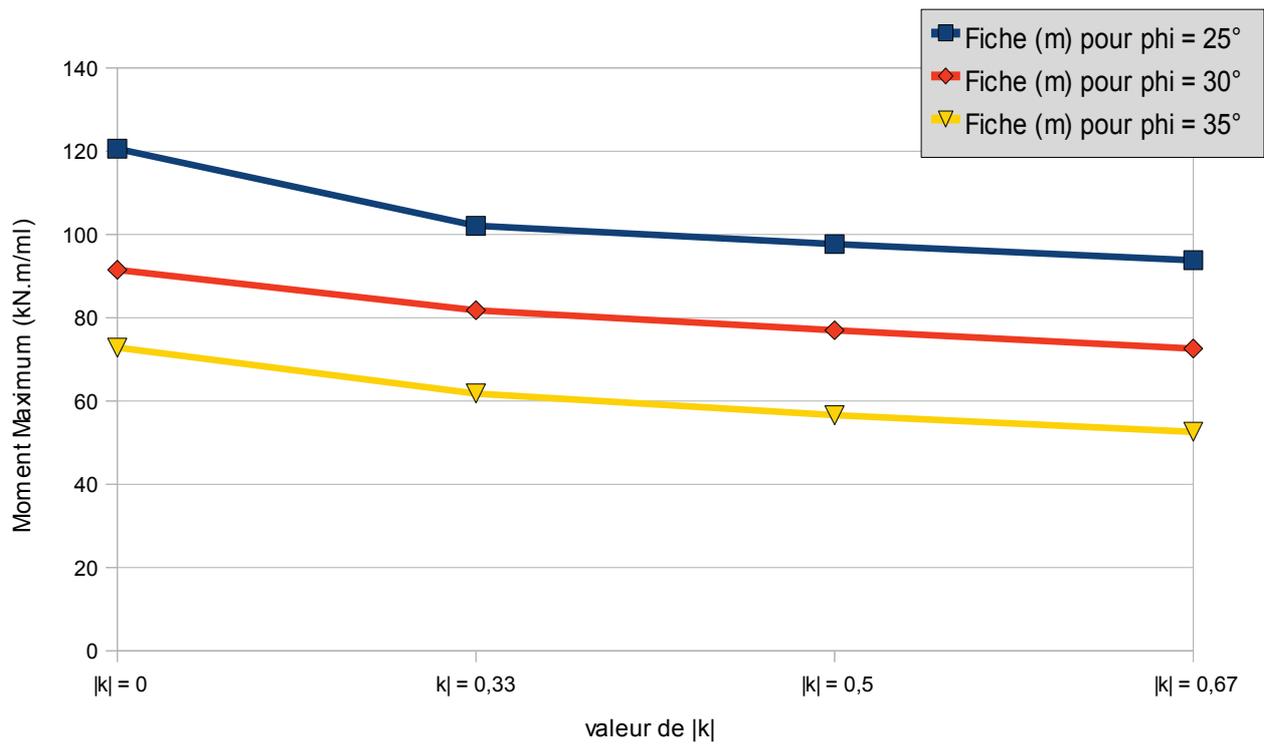


Figure 68 : Impact de la valeur de la rugosité de l'interface écran-terrain  $\delta_e$  sur le moment maximum

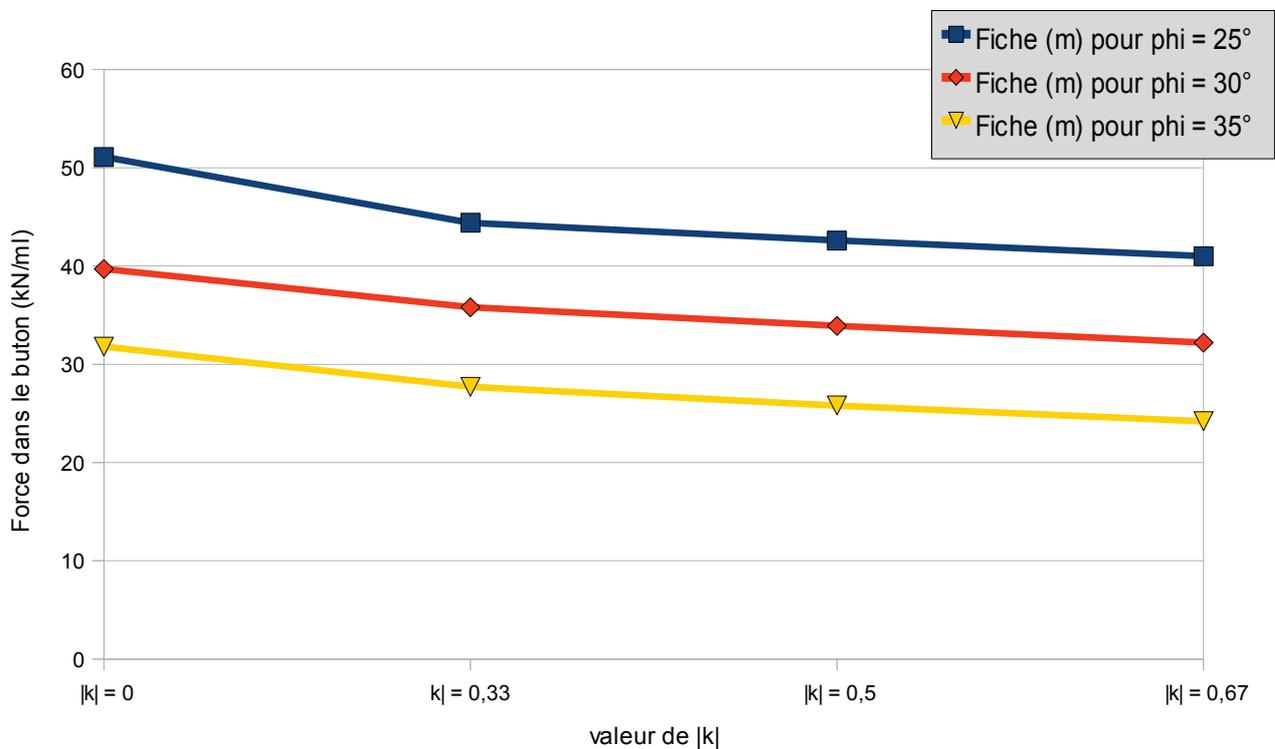


Figure 69 : Impact de la valeur de la rugosité de l'interface écran-terrain  $\delta_e$  sur l'effort dans le bouton

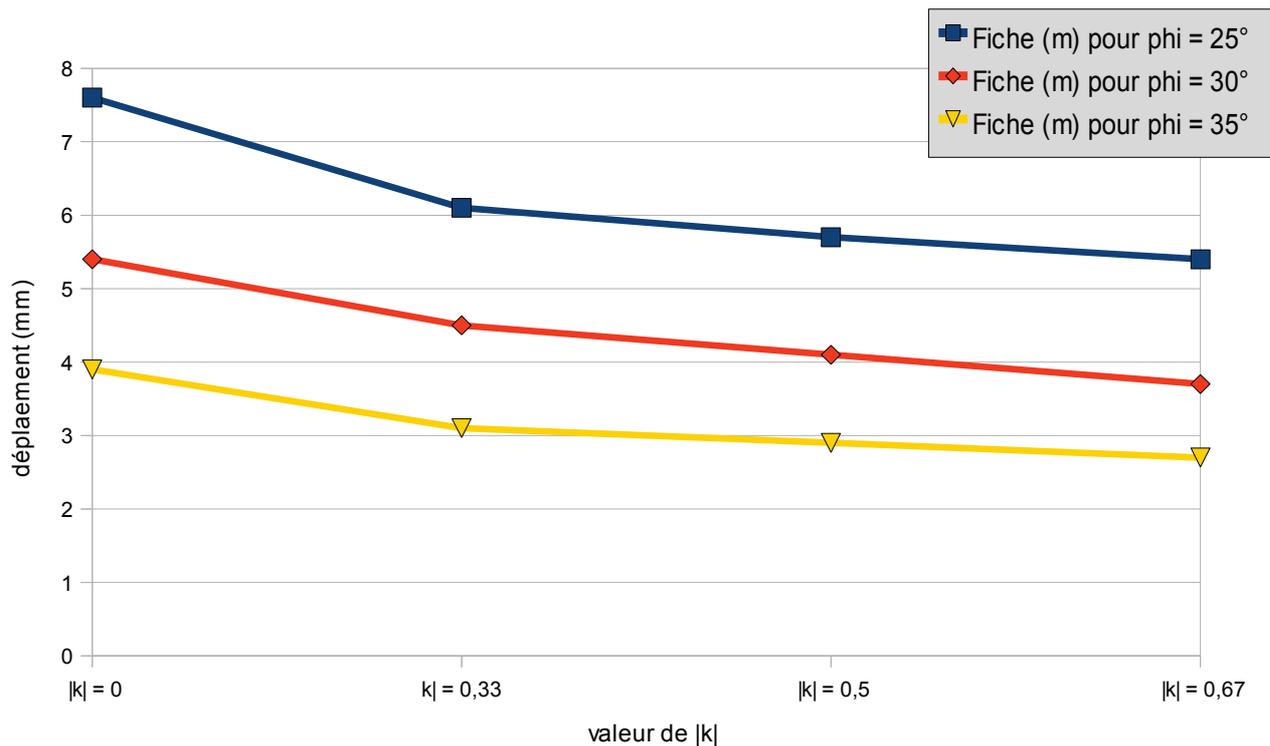


Figure 70 : Impact de la valeur de la rugosité de l'interface écran-terrain  $\delta_e$  sur les déplacements d'un écran de soutènement

L'analyse des figures 67 à 70 montrent que dans le cas d'un sable ( $\phi' = 30^\circ$  et  $c' = 0$  kPa) le choix d'une valeur de  $k$  nulle conduit à des valeurs d'efforts et de déplacements très analogue à celle d'un sable ( $\phi' = 25^\circ$  et  $c' = 0$  kPa) avec une valeur de  $|k|$  de  $2/3$ .

En ce qui concerne la longueur de la fiche, la figure 67 montre qu'il est plus favorable de considérer un sable ( $\phi' = 25^\circ$  et  $c' = 0$  kPa) avec une valeur de  $k$  de  $2/3$  plutôt qu'un sable ( $\phi' = 30^\circ$  et  $c' = 0$  kPa) avec une valeur de  $k$  nulle. Ces observations sont transposable à la comparaison d'un sable ( $\phi' = 30^\circ$  et  $c' = 0$  kPa) et ( $\phi' = 35^\circ$  et  $c' = 0$  kPa).

On remarque également que indépendamment des caractéristiques de cisaillement considérées, l'impact le plus significatif sur les efforts, le déplacement et la longueur de la fiche de l'écran s'observe entre une valeur nulle de  $k$  et une valeur de  $1/3$  (en valeur absolue). Le choix d'une valeur de  $k$  de  $1/2$  par rapport à  $1/3$  ou  $2/3$  par rapport à  $1/2$  a un impact plus faible sur les efforts, le déplacement et la longueur de la fiche de l'écran.

Seulement abordé dans le paragraphe 5.1.3.2 de la norme NF P 94 282, le choix de la valeur  $k$  est une hypothèse très forte à partir de laquelle le projeteur peut orienter significativement le dimensionnement d'un écran de soutènement.

## VI. Dimensionnement d'un écran en console

A l'heure actuelle deux logiciels se partagent le marché du dimensionnement des écrans de soutènement :

- RIDO développé par RFL (Robert Fages Logiciels)
- K-REA développé par TERRASOL

Développé dans les années 1970, le logiciel RIDO permet de dimensionner des écrans de soutènement selon la méthode aux coefficients de réaction (modèle MISS au sens de la norme). Ce logiciel est resté pendant longtemps sans concurrence, ce qui explique qu'il est aujourd'hui très largement répandu dans les bureaux d'études géotechnique.

Développé plus récemment le logiciel K-REA permettait initialement la réalisation de calculs aux coefficients de réaction mais anticipant la parution de la norme, TERRASOL a complété K-REA en y intégrant la possibilité de faire des calculs à l'équilibre limite (Modèle MEL au sens de la norme). En dépit de cet avantage par rapport à son concurrent, K-REA reste encore relativement peu utilisé par les bureaux d'études géotechniques.

C'est dans ce contexte que la partie 9 « défaut de butée » de la norme spécifie très clairement que la fiche minimale des écrans en console est à toujours vérifier à partir d'un modèle MEL. En pratique, cette prescription n'est pas toujours respectée car elle suppose :

- d'utiliser le logiciel K-REA qui est, rappelons le, assez peu répandu dans les bureaux d'études géotechnique
- de faire le calcul manuellement ce qui peut être très fastidieux notamment dans les cas complexes (charges localisées, multi-couches avec terrains présentant de la cohésion, présence d'eau).

Il ressort de ce constat que les bureaux d'études géotechniques ne respectent pas toujours cette prescription de la norme et dimensionnent les écrans en console avec un modèle MISS avec le logiciel RIDO<sup>4.11</sup>.

Dans la suite de ce paragraphe, il est présenté un comparatif du dimensionnement d'un écran auto-stable avec une méthode MISS et une méthode MEL afin de déterminer l'impact que peut avoir ce non respect de la norme sur les résultats du dimensionnement. Les calculs sont réalisés avec le logiciel K-REA développé par TERRASOL selon deux approches distinctes :

- l'approche 2 aux coefficients partiels pour les calculs MEL (pondération de la poussée  $\times 1,35$ , des surcharges  $\times 1,5$  et butée  $/1,4$ )
- l'approche 2\* qui consiste à pondérer les effets des actions (butée mobilisable  $/1,4$ , butée mobilisée  $\times 1,35$ , moment  $\times 1,35$ ) pour les calculs MISS

Cette méthodologie, imposée implicitement par le logiciel K-REA, est conforme à la note 4 du paragraphe 9.1 de la norme qui précise qu'il faut appliquer en général les facteurs partiels aux actions lorsque l'on utilise un modèle MEL et aux effets des actions lorsque l'on utilise un modèle MISS.

## VI.1. Coupe de calcul

La figure 71 présente les hypothèses qui ont été retenues pour réaliser les calculs MEL et MISS :

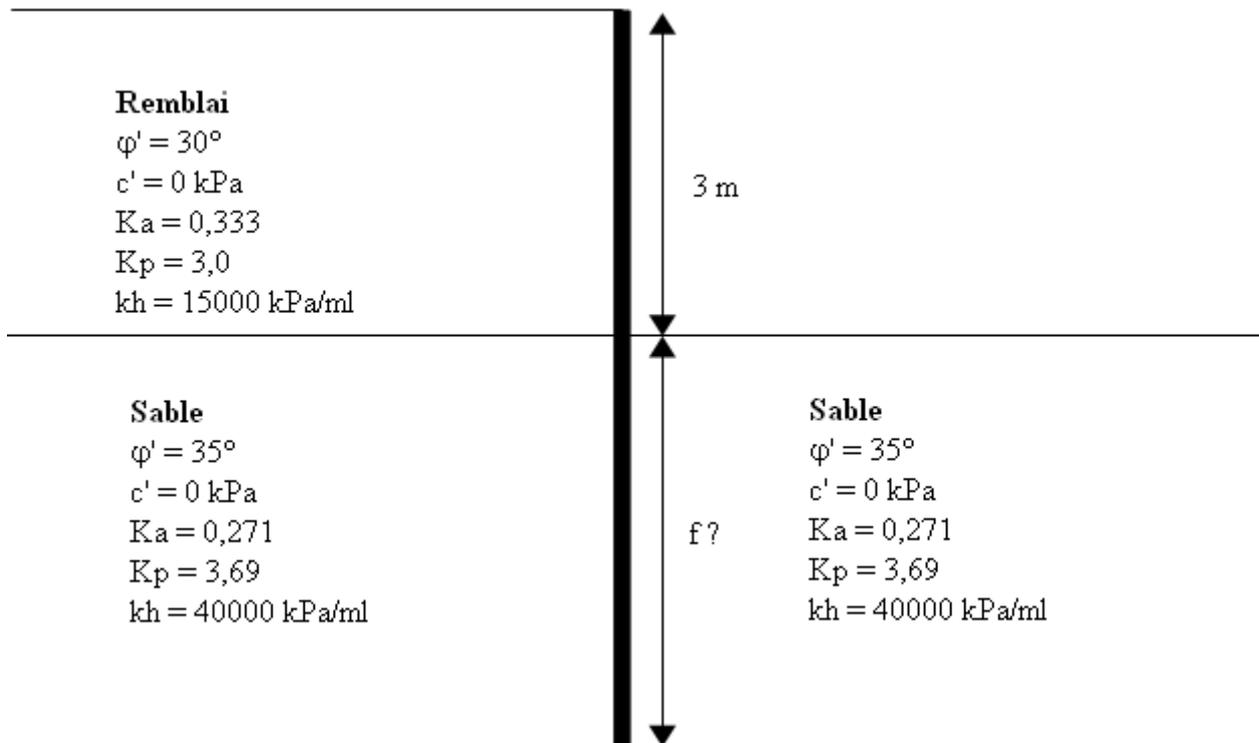


Figure 71: Coupe de calcul de l'écran auto-stable retenue pour comparer les résultats d'un calcul MEL et MISS

Le produit d'inertie de l'écran est fixé arbitrairement à  $100\,000 \text{ kN.m}^2/\text{ml}$ .

Les valeurs de  $K_a$  et de  $K_p$  ont été déterminées sur la base des tables de A.CAQUOT, J.KERISEL et E.ABSI en considérant une inclinaison nulle de la poussée et de la butée.

Les valeurs de  $k_h$  ont été fixées arbitrairement sans référence aux trois méthodes permettant de déterminer ce paramètre.

## VI.2. Calcul MEL

Le calcul MEL, réalisé avec le logiciel K-REA développé par TERRASOL, conduit aux résultats suivants (figure 72):

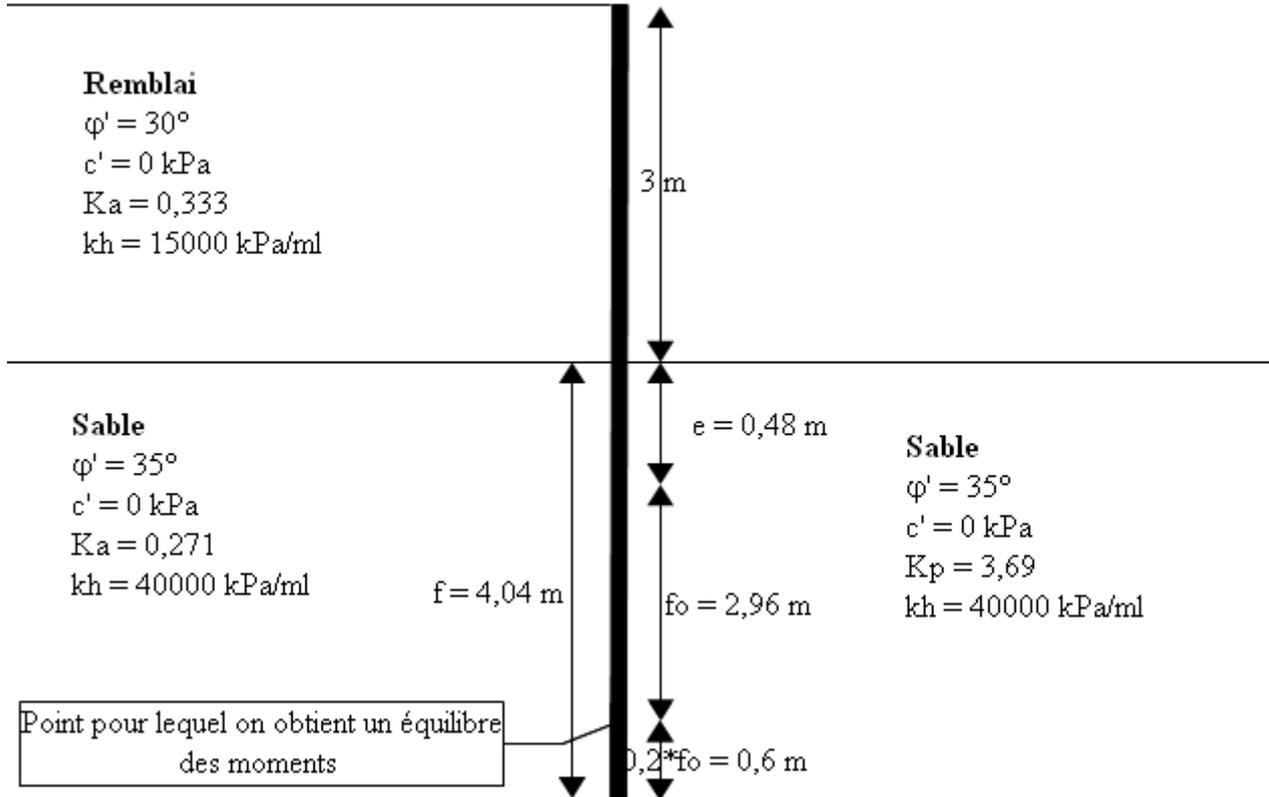


Figure 72 : Résultats du dimensionnement d'un écran auto-stable selon une méthode MEL

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau 13 :

<b>Tableau 13 : Résultats du calcul MEL selon approche 2 aux coefficients partiels d'un écran auto-stable</b>	
<b>Moment ELU maximal (kN.m/ml)</b>	104,9
<b>Fiche (m)</b>	4,04

### VI.3. Calcul MISS

Le calcul MISS a été réalisé sur la base de la fiche (4,04 m) définie par le calcul MEL. Les résultats obtenus sont les suivants (tableau 14) :

<b>Tableau 14 : Résultats du calcul MISS selon approche 2* d'un écran auto-stable</b>	
<b>Approche de calcul 2* (calcul MISS)</b>	
Moment ELU maximal (kN.m/ml)	58*1,35 = 78,3
Coefficient de sécurité	1,93

Avec la même géométrie que celle définie à partir du calcul MEL ( $f = 4,04$  m), le logiciel calcule un coefficient de sécurité sur la butée de 1,93 (très largement supérieur à la valeur de 1 attendue après application des coefficients partiels sur la butée mobilisable et mobilisée). Il existe donc une grande différence entre le résultat du calcul MEL pour lequel une longueur de fiche de 4,04 m est optimisée et celui du calcul MISS pour lequel le coefficient de sécurité calculé par le logiciel laisse penser que la longueur de la fiche est largement sur-dimensionnée. Ce constat s'explique par l'analyse de la vérification faite par le logiciel pour calculer le coefficient de sécurité sur la butée, figure 73 :

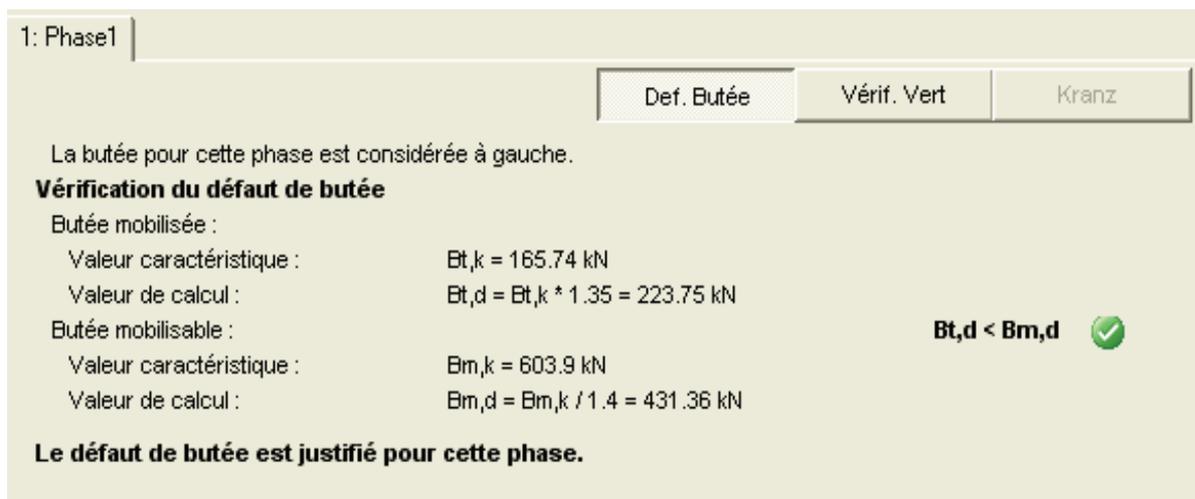


Figure 73: imprim écran de la vérification du défaut de butée faite par le logiciel k-REA

Un rapide calcul permet de retrouver la valeur caractéristique de la butée mobilisable ( $B_{m,k}$ ) fournie par le logiciel. La valeur caractéristique de la butée mobilisable sur une hauteur  $z$  est donnée par la relation suivante :

Avec :

$$B_{m,k} = \frac{k_p * \gamma * z^2}{2}$$

$k_p = 3,7$   
 $\gamma = 20$  kN/m<sup>3</sup>  
 $z = f = 4,04$  m

On obtient une valeur caractéristique de la butée mobilisable de 603,9 kN/ml conforme à celle calculée par le logiciel. La valeur caractéristique de la butée mobilisée ( $B_{t,k} = 165,6$  kN/ml) correspond à la somme de la butée et de la contre-butée mobilisée sur toute la hauteur de l'écran.

Après application des pondérations de l'approche 2\* (multiplication de la butée mobilisée par 1,35 et division de la butée mobilisée par 1,4 ou division de la seule butée mobilisable par 1,89), on obtient un coefficient de sécurité sur la butée de 1,93 conforme à celui calculé par le logiciel.

En calculant la butée mobilisable et la butée mobilisée sur toute la hauteur de la fiche, le logiciel fait abstraction du phénomène de contre butée qui est pourtant représentatif du comportement des écrans en console compte tenu de la nécessité d'équilibrer les forces horizontales.

La comparaison des efforts ELU calculés montre que selon la méthode MISS le moment maximum est 34% plus faible que celui obtenu par la méthode MEL selon une approche 2 avec coefficient partiels

Il ressort de ces constats l'importance du respect de la prescription de la norme sur le calcul des écrans en console en dépit des difficultés pratiques que présente cette prescription compte tenu de la faible diffusion dans les bureaux d'études géotechnique du logiciel K-REA et de l'aspect rebutant des calculs manuels.

#### **VI.4. Analyse critique des calculs MISS**

Comme il a été montré ci-dessus, la prise en compte du coefficient de sécurité calculé par un logiciel utilisant une méthode au coefficient de réaction pour dimensionner un écran en console peut être très dommageable pour la sécurité. Compte tenu de l'utilisation courante de RIDO4.11 pour dimensionner des écrans de soutènement en console, il a été procédé à une analyse critique des résultats du calcul MISS pour déterminer s'ils peuvent conduire à des résultats similaires à ceux d'un calcul MEL. Pour ce faire, un recalcul manuel du coefficient de sécurité sur la hauteur de la fiche sur laquelle on n'observe pas de contre butée a tout d'abord été effectué. Ce premier résultat a ensuite été comparé aux résultats du calcul MEL.

La méthodologie appliquée pour recalculer le coefficient de sécurité est définie dans la figure suivante correspondant aux résultats du calcul MISS présentés dans la partie 3 - paragraphe VI.3 :

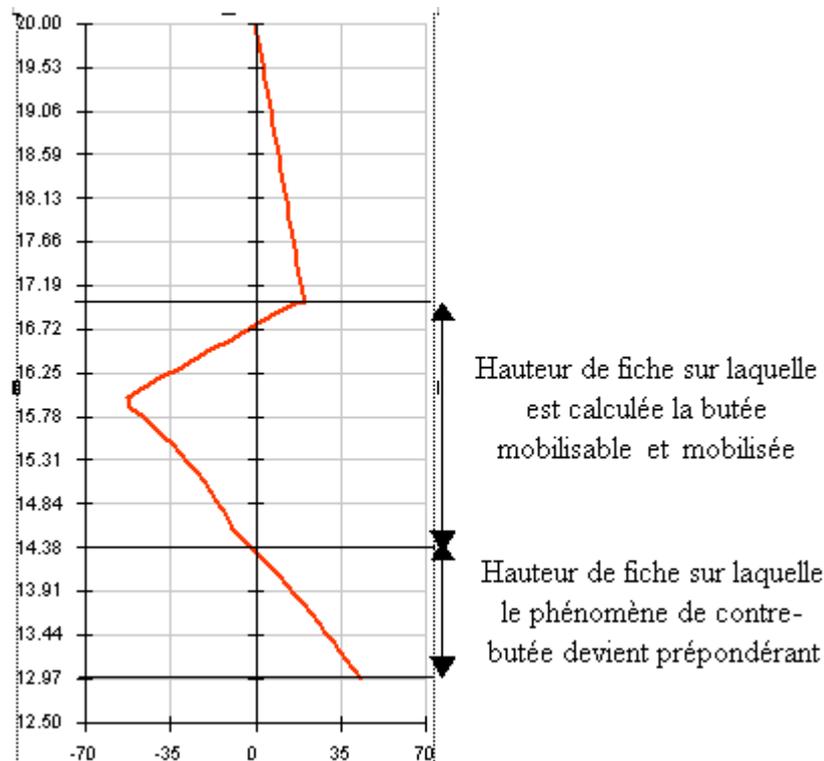


figure 74 : imprim écran de la pression différentielle calculée par le logiciel K-REA

La butée mobilisée est calculée sur la base des résultats du listing K-REA (intégration des pressions sur la hauteur de fiche sans contre-butée). La butée mobilisable est calculée en considérant que le sol est en butée limite sur toute la hauteur de la fiche sans contre-butée.

Les résultats obtenus sont détaillés dans le tableau 15 :

<b>Tableau 15 : Recalcul manuel du coefficient de sécurité dans le cadre de l'utilisation d'une méthode MISS selon approche 2* pour dimensionner un écran en console</b>	
Hauteur de fiche sans contre-butée (m)	2,63
Valeur caractéristique de la butée mobilisable sur la hauteur de fiche sans contre-butée (kN/ml)	255,9
Valeur caractéristique de la butée mobilisée sur la hauteur de fiche sans contre-butée calculée par le logiciel (kN/ml)	123,2
Coefficient de sécurité recalculé (valeur recherchée de 1)	1,10

Cette méthodologie du calcul du coefficient de sécurité est satisfaisante car elle conduit à des résultats plus proches de ceux du calcul MEL mais elle ne permet pas de s'affranchir de la mauvaise détermination du moment maximum (34 % plus faible dans le calcul MISS que dans celui du calcul MEL).

Afin de prolonger ce premier résultat, un second calcul MISS a été réalisé en appliquant l'approche 2 et non l'approche 2\*. Le logiciel K-REA ne laissant pas cette liberté à l'utilisateur, la pondération des valeurs de coefficient de poussée par 1,35 et de coefficient de butée par 1,4 a été faite manuellement. Cette méthodologie est suffisante car la coupe de calcul étudiée ne comprend pas de niveau d'eau. En présence d'une nappe, sur laquelle les coefficients de butée et de poussée ne s'appliquent pas, le logiciel K-REA rend impossible l'application de l'approche 2 dans le cadre d'un calcul MISS (méthodologie qui n'est pourtant pas formellement interdite par la note 4 du paragraphe 9.1 de la norme). Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau 16 :

<b>Tableau 16 : Recalcul manuel du coefficient de sécurité dans le cadre de l'utilisation d'une méthode MISS selon approche 2 pour dimensionner un écran en console</b>	
Moment ELU maximal (kN.m/ml)	104,8
Hauteur de fiche sans contre-butée (m)	3,13
Valeur de calcul de la butée mobilisable sur la hauteur de fiche sans contre-butée (kN/ml)	191,8
Valeur de calcul de la butée mobilisée sur la hauteur de fiche sans contre-butée calculée par le logiciel (kN/ml)	168,5
Coefficient de sécurité recalculé (valeur recherchée de 1)	1,14

Les résultats obtenus montrent que l'utilisation de l'approche 2 dans un calcul MISS permet d'approximer de façon satisfaisante les résultats d'un calcul MEL dans le cas d'un écran en console mais elle conduit à une légère sur-estimation du coefficient de sécurité par rapport à la méthode 2\*.

## **VI.5. Calcul MISS en présence d'eau**

L'application dans un calcul MISS de la méthode 2 avec le logiciel K-REA (ce constat est valable avec le logiciel RIDO4.11), nécessite d'appliquer manuellement les pondérations aux coefficients de poussée et de butée ce qui n'est satisfaisant qu'en absence d'eau au niveau de la hauteur libre. En effet la poussée d'eau au niveau de la hauteur libre n'est pas affectée par la pondération du coefficient de poussée. Le moment obtenu sera donc sous-estimé car les efforts liés à l'eau n'auront pas été pondérés. Afin d'éviter cet écueil, un troisième calcul selon une méthode notée 2\*\* a été réalisé :

- le coefficient de butée  $k_p$  est pondéré à la source par un coefficient de sécurité de 1,89 (approche 2)
- la valeur du moment obtenue est pondérée par 1,35 (approche 2\*)

Ce troisième calcul montre qu'en présence de nappe, on obtient des résultats très similaires à un calcul MEL. Cette approche permet en présence d'eau au niveau de la hauteur libre de pondérer simultanément les effets des actions liées à l'eau et au sol.

La présence d'eau au niveau de la fiche de la fiche n'est pas problématique car les efforts s'appliquant de part et d'autre de l'écran s'annule (cas d'une nappe sans écoulement).

## **VI.6. Comparaison du dimensionnement d'un écran en console selon la méthode MEL et la méthode MISS pour différents cas de bi-couches**

Afin de prolonger les résultats précédents qui concernent un bi-couche dont les terrains sont frottants, cinq bi-couches avec des terrains cohérents ont été étudiés. Les bi-couches sont réalisés selon les mêmes hypothèses (hauteur libre, valeurs de  $k_h$  au niveau de la hauteur libre et de la fiche, inclinaison nulle des contraintes pour déterminer  $k_a$  et  $k_p$  et produit d'inertie de l'écran) que celles définies dans la partie 3 - paragraphe VI.1. Pour chaque bi-couche quatre séries de calculs distinctes ont été réalisées :

- un calcul MEL selon une approche de calcul 2 avec coefficient partiels des actions et des résistances (méthodologie par défaut du logiciel K-REA). Ce premier calcul permet de définir la longueur de la fiche et le moment à ELU et sert de référence par rapport aux trois autres séries de calcul
- un calcul MISS avec une approche de calcul 2 avec coefficient partiels des actions et des résistances (pondérations manuelle car le logiciel k-REA ne permet pas ce type de calcul)
- un calcul MISS avec une approche de calcul 2\* (pondérations des effets des actions qui est l'approche de calcul par défaut appliquée par le logiciel K-REA)
- un calcul MISS avec l'approche de calcul définie précédemment (notée 2\*\*)

Pour chaque calcul MISS, le coefficient de sécurité a été recalculé sur la hauteur de fiche sans contre-butée comme défini dans la partie 3- paragraphe VI.4. Précisons que compte tenu de la précisions du calcul (discrétisation de l'écran tous les 0,1 m), le recalcul du coefficient de sécurité est soumis à une marge d'erreur de l'ordre de quelques centièmes.

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau 17 :

<b>Tableau 17 : Calculs comparatifs entre une méthode MEL et MISS pour différents bi-couches (cas d'un écran butonné en tête)</b>								
	Calcul MEL selon approche 2 aux coefficients partiels		Calcul MISS selon approche 2 aux coefficients partiels		Calcul MISS selon l'approche 2*		Calcul MISS selon l'approche 2**	
	Fiche (m) pour que $f_b \geq 1,2f_0$	Moment ELU (kN.m/ml)	Coefficient de sécurité recalculé	Moment ELU (kN.m/ml)	Coefficient de sécurité recalculé	Moment ELU (kN.m/ml)	Coefficient de sécurité recalculé	Moment ELU kN.m/ml
Bi-couche sable 30/0 sable 35/0 (calcul initial)	4,04	104,9	1,1	104,8	1,1	$58 * 1,35 = 78,3$	1,1	$77,6 * 1,35 = 104,8$
Bi-couche sable 30/0 marne 30/10	3,15	69,7	1,2	69,6	1,2	$41,7 * 1,35 = 56,3$	1,0	$51,6 * 1,35 = 69,7$
Bi-couche sable 30/0 argile 20/20	2,74	59,1	1,4	59,1	1,4	$37,8 * 1,35 = 51,0$	1,0	$43,8 * 1,35 = 59,1$
Bi-couche marne 30/10 sable 30/0	3,33	27,0	1,1	27,0	1,1	$10,5 * 1,35 = 14,2$	1,1	$20 * 1,35 = 27,0$
Bi-couche marne 30/10 sable 35/0	2,33	14,5	1,1	14,5	1,1	$7 * 1,35 = 9,45$	1,1	$10,7 * 1,35 = 14,5$
Bi-couche argile 20/10 marne 30/10	1,78	14,8	1,2	14,7	1,2	$9,5 * 1,35 = 12,8$	1,0	$11 * 1,35 = 14,8$

Un calcul MISS réalisé selon l'approche 2 aux coefficient partiels, une bonne estimation de la valeur des moments mais pas du coefficient de sécurité (la mauvaise estimation de ce dernier semble être d'autant plus forte que la valeur de cohésion en fiche est importante)

Un calcul MISS réalisé selon l'approche 2\*, une estimation acceptable du coefficient de sécurité (10% d'erreur) lorsque le sol est frottant en fiche mais beaucoup moins bonne lorsque le sol en fiche est cohérent. La valeur du moment est systématiquement sous-estimée avec des différences plus importantes lorsque le sol en fiche est frottant (lorsque le sol en fiche est cohérent les divergences sont plus faibles)

Un calcul MISS réalisé selon l'approche 2\*\*, une estimation acceptable des coefficients de sécurité notamment lorsque le sol en fiche est cohérent (lorsque le sol en fiche est frottant les divergences peuvent atteindre 15%) et une excellente concordance des moments.

Dans le cadre du dimensionnement d'un écran en console, la réalisation d'un calcul MISS selon l'approche 2\*\* avec recalcul du coefficient de sécurité à partir de la butée mobilisable et mobilisée sur la hauteur de fiche sans contre-butée conduit à des résultats proches de ceux d'un calcul MEL préconisé par la norme.

## VI.7. Analyse de l'impact des valeurs de $k_h$ et de la raideur de l'écran sur les résultats du calcul MISS d'un écran en console

Dans le prolongement des résultats précédent, l'objectif est de définir l'impact du coefficient de réaction horizontal des terrains et du produit d'inertie de l'écran dans le calcul MISS au regard du calcul MEL.

### VI.7.1. Méthode retenue

Afin de déterminer l'impact des valeurs de  $k_h$  et de la raideur de l'écran sur les résultats du calcul MISS d'un écran en console il a été considéré trois bi-couches parmi les six étudiés précédemment, à savoir :

- le bi-couche sable 30/0 sable 35/0
- le bi-couche sable 30/0 argile 20/20
- le bi-couche argile 20/10 marne 30/10

Pour chacun de ces bi-couches, deux séries de calcul ont été réalisées :

- dans la première, il a été conservé les valeurs de  $k_h$  définies dans la partie 3- paragraphe VI.1 (15 000 kPa/m dans le remblai sur la hauteur libre et 40 000 kPa/m dans le sable en fiche) en faisant varier le produit d'inertie de l'écran de la façon suivante :

Ces valeurs couvrent l'ensemble des variations de la majorité des écrans, cf figure 63

- 10 000 kN.m<sup>2</sup>/ml
- 100 000 kN.m<sup>2</sup>/ml (calcul initial)
- 500 000 kN.m<sup>2</sup>/ml
- 1 000 000 kN.m<sup>2</sup>/ml
- 1 500 000 kN.m<sup>2</sup>/ml

- dans la seconde, il a été conservé une valeur du produit d'inertie de l'écran de 100 000 kN.m<sup>2</sup>/ml et la valeur de  $k_h$  en fiche de 40 000 kPa/m et fait varier la valeur de  $k_h$  sur la hauteur libre de la façon suivante :
  - 1000 kPa/m
  - 5000 kPa/m
  - 15 000 kPa/m (calcul initial)
  - 60 000 kPa/m
  - 150 000 kPa/m

Le choix de faire varier uniquement les valeurs de  $k_h$  au niveau de la hauteur libre se base sur le fait que dans la partie 3 - paragraphe II.5, il a été montré que pour des contrastes importants de  $k_h$  entre la hauteur libre et la fiche, le sol au niveau de la hauteur libre adopte un comportement élastique.

Ces deux séries de calculs sont réalisés selon l'approche de calcul 2\*\* qui est celle qui a conduit aux résultats les plus satisfaisants, cf tableau 26. Sur la base des résultats obtenus, le coefficient de sécurité est recalculé sur la hauteur de fiche sans phénomène de contre-butée (correspond à la hauteur de fiche pour laquelle la pression différentielle est négative). Les résultats de référence sont ceux du calcul MEL.

### *VI.7.2. Synthèse des résultats obtenus*

Les résultats obtenus sont présentés dans les tableaux 36, 37 et 38 fournis en annexe 6. Il ressort que de faible valeur du produit d'inertie (10 000 kN.m<sup>2</sup>/ml et moins) tend à faire rapprocher le coefficient de sécurité vers 1 qui est la valeur attendue. Dans la plage [50 000 kN.m<sup>2</sup>/ml - 1 500 000 kN.m<sup>2</sup>/ml] l'impact de la variation de EI sur le calcul du coefficient de sécurité est marginal (de l'ordre de grandeur de la précision du recalcul de ce dernier).

Sur la page étudié [10 000 kN.m<sup>2</sup>/ml - 1 500 000 kN.m<sup>2</sup>/ml], la variation de EI n'a pas eu d'impact sur la valeur de calcul du moment.

En présence de sols cohérents et pour de faible valeurs de  $k_h$  sur la hauteur libre, les résultats de calculs obtenus divergent des calculs MEL. Cette observation est conforme aux conclusions de la partie 2 – paragraphe I.5 qui montre que lorsque le rapport  $k_{h\_HI}$  sur  $k_{h\_fiche}$  est trop faible, le sol adopte un comportement élastique au niveau de la hauteur libre de l'écran. Les calculs MEL correspondant, par définition, à un sol en état limite de poussée et de butée, il est logique que l'on observe une divergence des résultats dans cette situation. Lorsque le rapport  $k_{h\_HI}$  sur  $k_{h\_fiche}$  devient suffisamment élevé, le sol adopte un comportement plastique (état de poussée) sur la hauteur de la hauteur libre et on retrouve une très bonne concordance avec les résultats MEL.

En présence de terrains uniquement cohérents le rapport  $k_{h\_HI}$  sur  $k_{h\_fiche}$  nécessaire pour observer le passage d'un comportement élastique à plastique est plus élevé.

## VI.8. Conclusion sur le dimensionnement d'un écran en console

Les résultats précédents montrent que, dans le cadre du dimensionnement d'un écran en console, la réalisation d'un calcul MISS selon l'approche 2\*\* avec recalcul manuel du coefficient de sécurité à partir de la butée mobilisable et mobilisée sur la hauteur de fiche sans contre-butée conduit à des résultats très proches de ceux du calcul MEL préconisé par la norme NF P 94 282. A défaut de pouvoir utiliser le logiciel K-REA ou d'avoir le courage de faire le calcul manuellement, la méthodologie présentée ci-dessous peut être considérée comme une alternative satisfaisante :

1. pondération des coefficients de butée des sols en fiche par 1,89 \*
2. prise en compte d'une unique valeur de  $k_h$  dans tous les terrains intéressant l'écran afin de s'affranchir de façon certaine d'un comportement élastique du sol
3. réalisation de calculs MISS conduisant à obtenir un coefficient de sécurité calculé par le logiciel d'environ 1,5 (les cas étudiés montrent qu'il s'agit de l'ordre de grandeur du coefficient de sécurité calculé par le logiciel lorsque la longueur de la fiche correspond à celle obtenue via un calcul MEL)
4. recalcul manuel de la butée mobilisée et mobilisable sur la hauteur de fiche sans contrebutée (entre le fond de fouille et le second point de pression différentielle nulle) en cherchant à obtenir un coefficient de sécurité de 1,15 lorsque le sol en fiche est frottant et de 1,05 lorsqu'il est cohérent
5. estimation du moment ELU en multipliant la valeur calculée par le logiciel par 1,35

Ces étapes permettent de déterminer avec une précision acceptable la longueur de la fiche et la valeur du moment à considérer. Il est envisageable de réaliser, à partir de la longueur de la fiche ainsi déterminée, des calculs MISS complémentaires avec des valeurs de  $k_h$  définies selon les méthodes habituelles pour fournir une estimation des déplacements en tête de l'écran.

\* : Lorsque le sol en fiche présente de la cohésion, une manipulation complémentaire est nécessaire car pour le calcul de la poussée et de la butée, le logiciel RIDO4.11 applique aux termes de cohésion les coefficients  $k_{ac}$  et  $k_{pc}$  déterminés par la formule de l'Herminier-Absi (comme K-REA) mais sans donner à l'utilisateur l'accès à ces derniers (contrairement à K-REA). Le coefficient  $k_{pc}$  ne peut donc pas être pondéré manuellement par 1,89. A défaut il faut utiliser le mot-clef « SUB » qui permet de rajouter une surcharge différente de chaque côté de l'écran à un niveau de son choix. Sachant que le théorème des états correspondants consiste à convertir le terme de cohésion par une surcharge hydrostatique d'intensité égale à  $c'/\tan\phi'$  il faut appliquer via le mot-clef « SUB » une surcharge sur le sommet de la couche en fiche égale à :

- $\frac{-c'(1-ka)}{ka \tan \phi'}$  du côté poussée
- $\frac{c'(kp-1)}{kp \tan \phi'}$  du côté butée

Précisons que dans la définition des couches de sol, il faut mettre une cohésion nulle dans le sol concerné.

## **VII. Application à des cas réels**

Sur la base de trois cas réels étudiés au CETE idf, l'objectif est de prolonger les résultats obtenus lors de l'étude des mono-couches et des quelques bi-couches présentés précédemment. Les hypothèses concernant la longueur de la fiche, la nature de l'écran et les appuis correspondent à celles définies lors de l'étude du projet concerné et ne sont pas modifiées. Sur la base de ce qui précède, il a été réalisé :

- un calcul MISS pour chacune des méthodes de détermination de  $k_h$
- un calcul MISS selon l'approche 2 ou 2\*\* aux coefficients partiels permettant d'obtenir des résultats très analogues de ceux d'un calcul MEL (partie 3 paragraphe IV.2)

Cette première série de calculs est réalisée avec l'inclinaison de la poussée et de la butée définie initialement lors de l'étude du projet. En complément, il est présenté une seconde série de calculs considérant une inclinaison nulle de la poussée et de la butée.

Les résultats des calculs MISS ont été pondérés par 1,35 pour pouvoir être comparés aux résultats du calcul MISS selon l'approche 2 aux coefficients partiels.

Le cas 2 correspond à un écran ancré par plusieurs niveaux de tirants. Pour cet exemple, il a été uniquement fait des calculs MISS car les calculs MEL s'appliquent seulement pour des écrans en console ou présentant un niveau d'appui.

## VII.1. Cas 1 : Aménagement de la RN19 à Boissy-Saint-Léger : soutènement MS5 entre les ouvrages PS7 et PS9

La coupe de calcul du projet est la suivante (figure 75) :

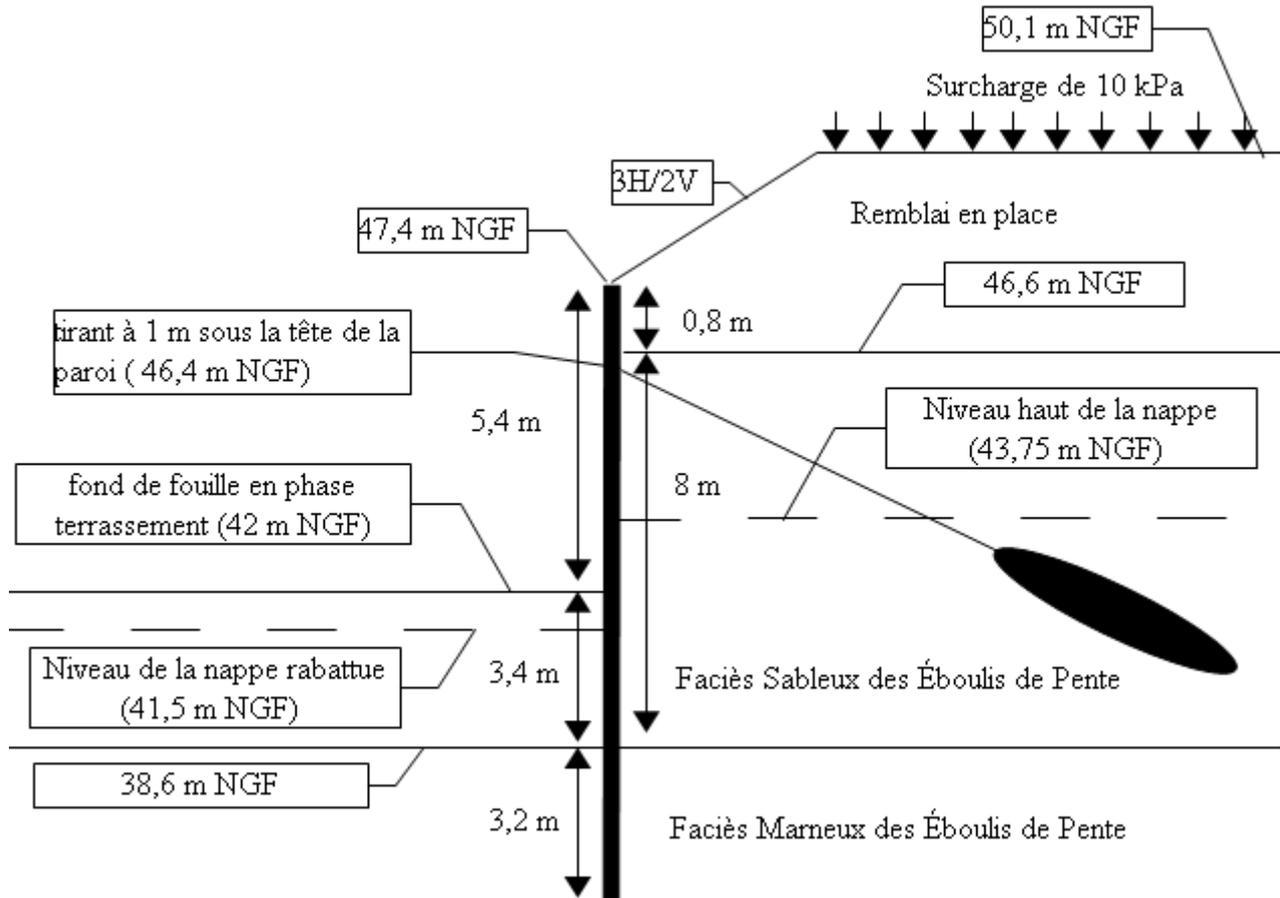


Figure 75 : Coupe de calcul retenue dans le cadre de l'étude du soutènement MS5 entre les ouvrages PS7 et PS9

### VII.1.1. Hypothèses de calcul

L'écran est une palplanche de type PU16 dont le produit d'inertie EI est égale à 64100 kN.m<sup>2</sup>/ml. Le rideau est ancré par un tirant situé à 1 m sous la tête de la palplanche. La raideur du tirant est de 12200 KN/m (7 m de longueur libre et 5 m de longueur scellée). Les valeurs de ka et de kp sont été déterminées sur la base des tables de A.CAQUOT, J.KERISEL et E.ABSI en considérant une inclinaison de la poussée et de la butée prise égale à |2/3|.

Les tableaux 15 et 19 détaillent respectivement les valeurs de coefficient de réaction horizontal des sols  $k_h$  en fonction de la méthode de calcul retenue et les caractéristiques mécaniques des sols.

**Tableau 18 : Caractéristiques mécaniques des sols  
Cas 1 : Écran de soutènement MS5 entre les ouvrages PS7 et PS9.**

Nature du sol	$c'$ (kPa)	$\varphi'$ (°)	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup> )	$\alpha$	$E_m$ (MPa)
Remblai sableux en place	0	35	18	1/2	10,0
Éboulis de Pente (faciès sableux)	0	35	18	1/3	25,0
Éboulis de Pentes (faciès marneux)	0	30	18	1/2	6,0

**Tableau 19 : coefficient de réaction horizontal des sols  $k_h$  en fonction de la méthode de calcul  
Cas 1 : Écran de soutènement MS5 entre les ouvrages PS7 et PS9.**

	$k_h$ Balay (kPa/m)	$k_h$ Schmitt (kPa/m)	$k_h$ Chadeisson (kPa/m)
Remblai	4400 (a =5,4 m)	27 150	40 000
Éboulis de Pente (faciès sableux) au dessus du fond de fouille	18 000 (a =5,4 m)	158 000	40 000
Éboulis de Pente (faciès sableux) sous le fond de fouille	24 400 (a =3,6 m)	158 000	40 000
Éboulis de Pente (faciès marneux)	3600 (a =3,6 m)	13750	27 140

### VII.1.2. Résultats de calcul

Les principaux résultats obtenus pour une inclinaison de la butée et la poussée prise égale à  $|2/3|$  sont récapitulés dans le tableau 20 :

<b>Tableau 20 : Résultats du dimensionnement du cas 1 avec <math> k  = 2/3</math> Cas 1 : Écran de soutènement MS5 entre les ouvrages PS7 et PS9.</b>				
	<b>Calculs réalisés avec <math> k  = 2/3</math></b>			
	<b>Balay</b>	<b>Schmitt</b>	<b>Chadeisson</b>	<b>Calcul MISS selon approche 2</b>
<b>Déplacement maximal (mm)</b>	14	7	10	-
<b>Déplacement en tête (mm)</b>	3	2	3	-
<b>Moment ELU</b>	148	126	135	273
<b>Effort ELU dans les tirants *</b>	242	240	255	335
<b>Coefficient de sécurité sur la butée (F = 6,6 m)</b>	2,1	2,1	2,2	1,0

\* : Efforts ELU donnés par tirant pour un espacement de 2 m et une inclinaison de 30°

Le choix de la méthode de détermination de  $k_h$  est marginal sur la valeur du coefficient de sécurité sur la butée.

Selon la méthode de Balay, on remarque le déplacement maximum se situe en pied de fiche compte tenu de la faible raideur du niveau supérieur du faciès marneux des Éboullis de Pentès.

En ce qui concerne les moments on observe conformément à la figure 87 que plus la valeur de  $k_h$  est faible plus le moment obtenu est élevé. Le moment obtenu selon Schmitt est environ 15% plus faible que celui obtenu avec Balay alors que les valeurs de  $k_h$  selon Schmitt sont de 5 à 9 fois plus élevées que celles obtenues avec la méthode de Balay. Le constat est analogue en ce qui concerne les efforts dans le buton. L'analyse du tableau 20 montre que dans cet exemple, le choix de la méthode de détermination de  $k_h$  a un impact :

- de 15 % au maximum sur le moment ELU
- marginal sur le coefficient de sécurité
- de 5 % sur l'effort dans le tirant à l'ELU
- faible sur les déplacements (le déplacement maximum selon Balay étant obtenu en pied de fiche il n'est pas jugé représentatif)

Le choix de la méthode de détermination de  $k_h$  dans le calcul MISS impact peu les résultats du calcul (même pour de grande différence de valeur de  $k_h$  observés)

La réalisation d'un calcul MEL conduit à obtenir des moments de 60 à 90 % plus élevés que ceux obtenus avec un calcul MISS. Ce constat est conforme au tableau 35 présenté en annexe 5. En présence de sols non cohérent, les calculs MEL sont systématiquement plus pénalisant que les calculs MISS et ceux d'autant plus que la valeur de  $k_h$  est élevée.

Les principaux résultats obtenus pour une inclinaison de la butée et la poussée prise égale à  $|0|$  sont récapitulés dans le tableau 21 :

<b>Tableau 21 : Résultats du dimensionnement avec <math> k  = 0</math> Cas 1 : Écran de soutènement MS5 entre les ouvrages PS7 et PS9.</b>				
	<b>Calculs réalisés avec <math> k  = 0</math></b>			
	<b>Balay</b>	<b>Schmitt</b>	<b>Chadeisson</b>	<b>Calcul MISS selon approche 2</b>
<b>Déplacement maximal (mm)</b>	37	27	25	Rupture
<b>Déplacement en tête (mm)</b>	4	3	5	
<b>Moment ELU</b>	266 (+80%)	246 (+76%)	238 (+95%)	
<b>Effort ELU dans les tirants *</b>	340 (+40%)	321 (+34 %)	315 (+23%)	
<b>Coefficient de sécurité sur la butée (F = 6,6 m)</b>	1,3	1,3	1,3	

La comparaison des résultats des tableaux 20 et 21 met en évidence que :

- les moments ELU augmentent de 75 à 95 %,
- les efforts ELU dans les tirants augmentent de 23 à 40 %
- les déplacements sont 2 à 4 fois plus importants
- le coefficient de sécurité est environ 60% plus faible.
- le calcul MEL montre une rupture

Cette comparaison montre que le choix de l'inclinaison des contraintes en butée et en poussée est de loin l'hypothèse qui a le plus d'impact sur les résultats de calculs.

On note que la valeur du moment la plus faible est obtenue pour l'abaque de Chadeisson et non pour la formule de Schmitt. Ce constat est conforme aux résultats de la figure 87.

En effet l'inclinaison nulle de la poussée et de la butée conduit à mobiliser l'intégralité de la butée limite dans le faciès sableux des Éboullis de pente (formation où la valeur de  $k_h$  est la plus élevée selon Schmitt). Le faciès sableux des Éboullis de pente étant en butée limite sur toute hauteur les efforts obtenus sont indépendamment de la valeur de  $k_h$ .

Par contre le faciès marneux des Éboullis de pente n'est pas en butée limite sur toute hauteur et c'est dans cette formation que l'abaque de Chadeisson conduit à obtenir la plus grande valeur de  $k_h$ . Le faciès marneux des Éboullis de pente étant dans le domaine élastique, la valeur de  $k_h$  a un impact sur les efforts obtenus.

## VII.2. Cas 2 : A104 - Prolongement de la Francilienne à Conflans Ste-Honorine – Profil 11880

La coupe de calcul retenue est la suivante (figure 76) :

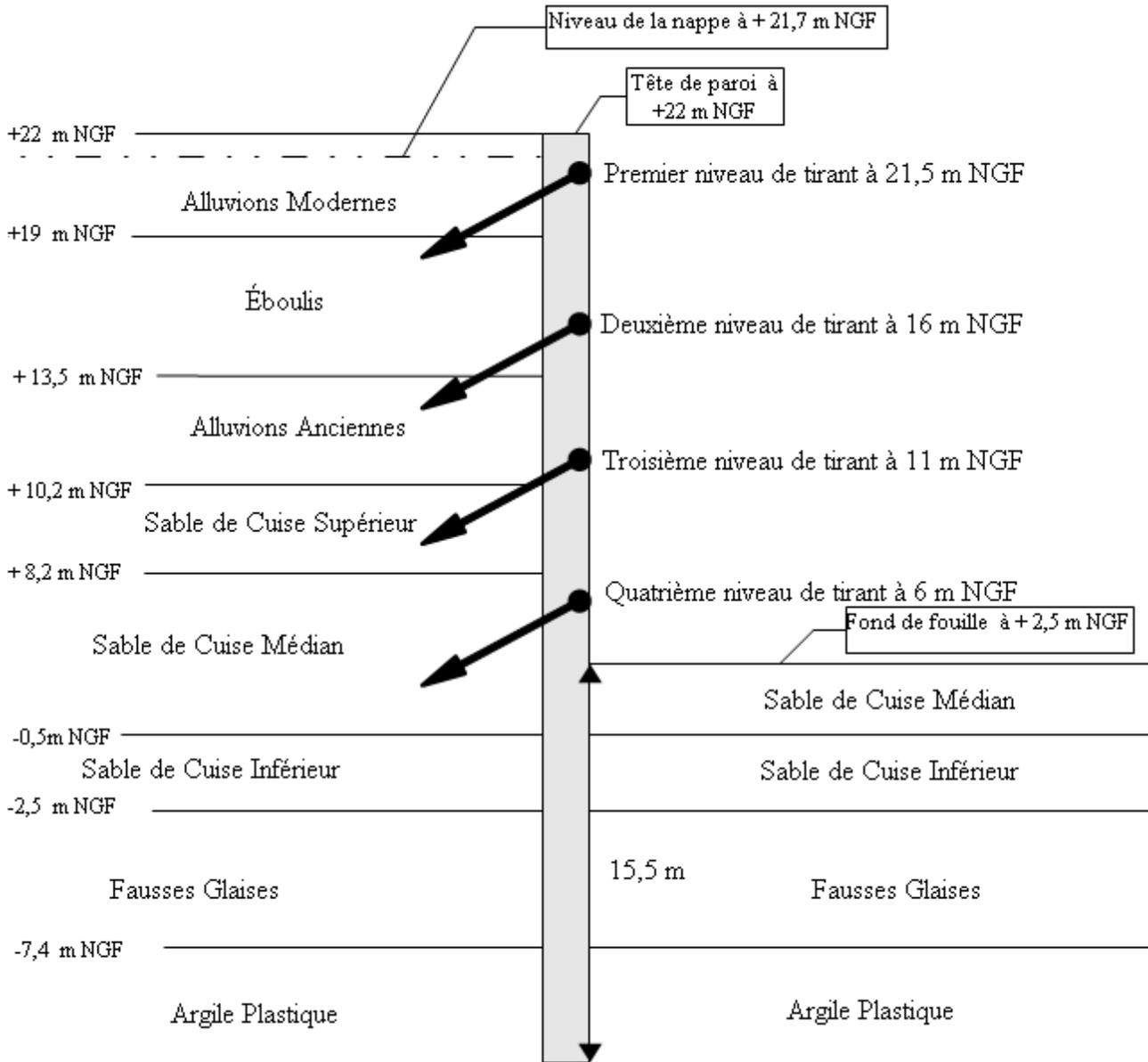


Figure 76 : Coupe de calcul de A104 – Profil 11880

### VII.2.1. Hypothèses de calcul

L'écran de soutènement est une paroi moulée de 1,2 m d'épaisseur dont le produit d'inertie à court terme est égale à 2 880 000 kN.m<sup>2</sup>/ml.

Les valeurs de  $k_a$  et de  $k_p$  sont été déterminées sur la base des tables de A.CAQUOT, J.KERISEL et E.ABSI en considérant une inclinaison nulle de la poussée et une inclinaison de la butée prise égale à -2/3.

Le tableau 22 présente les hypothèse retenues pour les différentes formations :

<b>Tableau 22 : Caractéristiques mécaniques des différentes formations</b>					
<b>Cas 2 : A104 - Prolongement de la Francilienne à Conflans Ste-Honorine – Profil 11880</b>					
	$\gamma_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\varphi'$ (°)	$\alpha$	$E_m$ (MPa)
<b>Alluvions Modernes</b>	20	0	25	2/3	3,5
<b>Éboulis</b>	20	0	25	2/3	3,5
<b>Alluvions Anciennes</b>	20	0	30	1/3	30,0
<b>Sable de cuise Supérieur</b>	20	0	33	1/3	20,0
<b>Sable de cuise Médian</b>	20	0	33	1/3	50,0
<b>Sable de Cuise inférieur</b>	20	0	33	1/3	20,0
<b>Fausses Glaises</b>	20	20	25	2/3	35,0
<b>Argile Plastique</b>	20	30	20	2/3	22,0

Le tableau 23 présente, en fonction de la méthode retenue, la valeur du coefficient de réaction horizontal des sols  $k_h$  pour chacune des formations :

**Tableau 23 : coefficient de réaction horizontal des sols  $k_h$  en fonction de la méthode de calcul  
Cas 2 : A104 - Prolongement de la Francilienne à Conflans Ste-Honorine – Profil 11880**

	$k_h$ _Balay (kPa/m)	$k_h$ _Schmitt (kPa/m)	$k_h$ _Chadeisson (kPa/m)
<b>Alluvions Modernes</b>	330 (a =19,5)	1280	18900
<b>Éboulis</b>	330 (a =19,5)	1280	18900
<b>Alluvions Anciennes</b>	7500 (a =19,5)	56700	27100
<b>Niveau supérieur des Sables de Cuise</b>	5000 (a =19,5)	33000	35000
<b>Niveau médian des Sables de Cuise</b>	12700 (a =19,5) 21400 (a =10,4)	112000	35000
<b>Niveau inférieur des Sables de Cuise</b>	8500 (a =10,4)	33000	35000
<b>Fausses Glaises</b>	10300 (a =5,1)	27600	24900
<b>Argile Plastique</b>	6500 (a =5,1)	14900	18400

La raideur des différents niveaux de tirants est la suivante :

- Premier niveau de tirant : Longueur Libre (Ll) de 27 m ,Longueur Scellée (Ls) de 7 m, raideur (K) de 7700 kN/m
- Deuxième niveau de tirant : Ll = 16 m, Ls = 7,5 m, K = 14700 kN/m
- Troisième niveau de tirant : Ll = 8 m. Ls = 13 m, K = 32440 kN/m
- Quatrième niveau de tirant : Ll, = 6 m, Ls = 9 m, K = 30800 kN/m

## VII.2.2. Résultats de calcul

Les résultats des trois calculs sont présentés dans le tableau 24 :

<b>Tableau 24 : Résultats de calcul pour <math> k  = 0</math> en poussée et <math> k  = 2/3</math> en butée Cas 2 : A104 - Prolongement de la Francilienne à Conflans Ste-Honorine – Profil 11880</b>			
	<b><math> k  = 0</math> pour la poussée et <math> k  = 2/3</math> pour la butée</b>		
	<b>Balay</b>	<b>Schmitt</b>	<b>Chadeisson</b>
<b>Déplacement maximal en ventre (mm)</b>	58	28	44
<b>Déplacement maximal en tête (mm)</b>	44	35	44
<b>Moment dans la paroi (kN.m/ml)</b>	1511	1391	1310
<b>Effort dans le premier niveau de tirants (kN/ml)</b>	1073	1129	1277
<b>Effort dans le deuxième niveau de tirants (kN/ml)</b>	1363	1437	1564
<b>Effort dans le troisième niveau de tirants (kN/ml)</b>	2468	2371	2375
<b>Effort dans le quatrième niveau de tirants (kN/ml)</b>	1663	1552	1579
<b>Coefficient de sécurité sur la butée (fiche de 15,5 m)</b>	1,3	1,3	1,3

Nota : les efforts dans les tirants et les moments sont données à l'ELS.

L'analyse du tableau 24 montre que dans cet exemple, le choix de la méthode de détermination de  $k_h$  a un impact :

- de 15 % au maximum sur le moment ELS
- marginal sur le coefficient de sécurité
- de 5 % sur l'effort dans le tirant à l'ELU

Le choix de la méthode de détermination de  $k_h$  dans le calcul MISS impact peu les résultats du calcul (même pour de grande différence de valeur de  $k_h$  observés)

La réalisation d'une seconde série de calcul avec une inclinaison nulle de la poussée et de la butée conduit à la rupture du soutènement. Cet exemple prouve l'importance du choix de cette hypothèse sur les résultats de calculs.

### VII.3. Cas 3 : Barreau de liaison RN2-RN3 - Échangeur de la RN3

La coupe de calcul retenue est la suivante (figure 77):

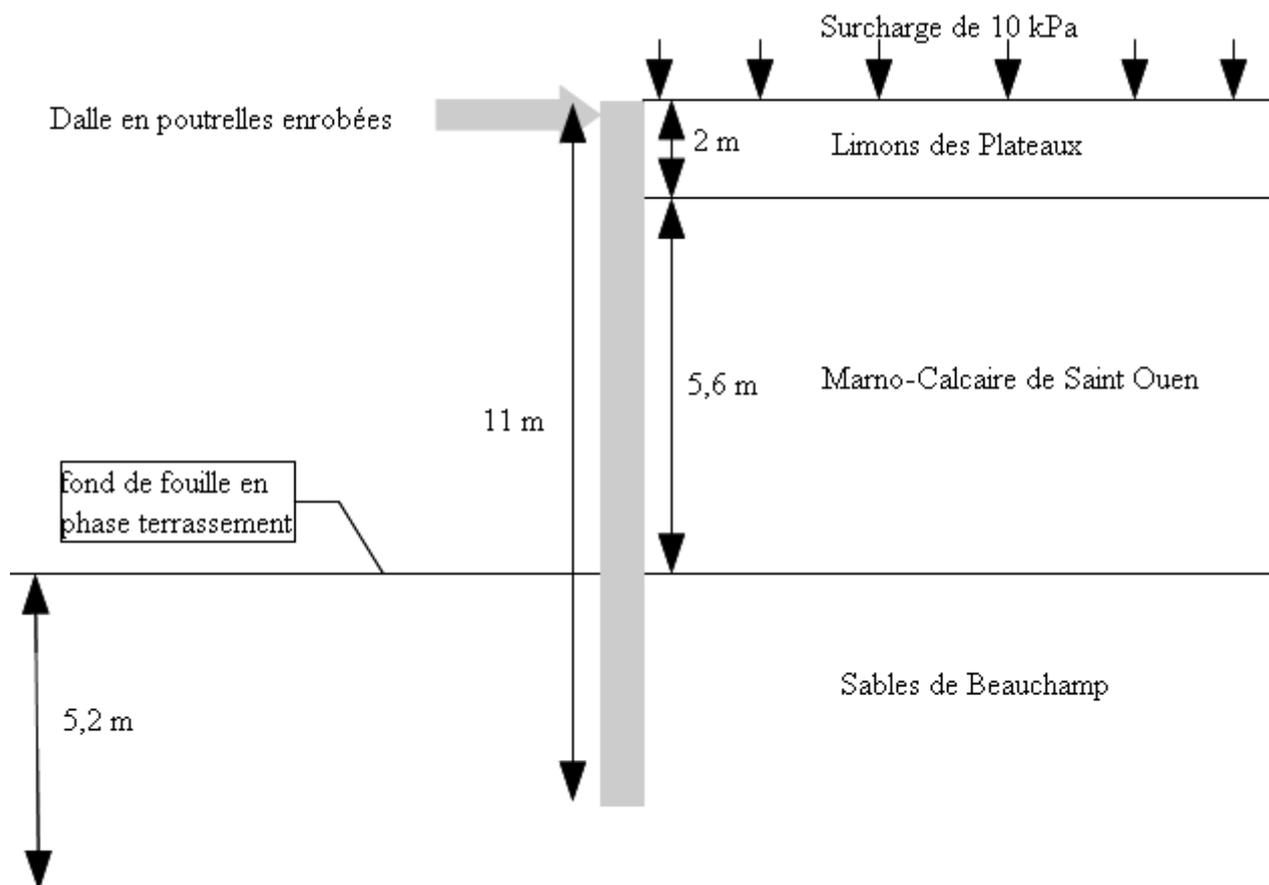


Figure 77 : Coupe de calcul de l'échangeur de la RN3

La coupe de calcul est représentative de la phase travaux avant réalisation de la chaussée de la RD212.

### VII.3.1. Hypothèses de calcul

Le rideau est une paroi parisienne constituée par des pieux de 0,8 m de diamètre espacés de 2,5 m. A court terme le produit d'inertie de la paroi est de 160 849 kN.m<sup>2</sup>/ml. Les valeurs de  $k_a$  et de  $k_p$  sont été déterminées sur la base des tables de A.CAQUOT, J.KERISEL et E.ABSI en considérant une inclinaison de la poussée et de la butée prise égale à  $|2/3|$ .

Le tableau 25 présente les hypothèses retenues pour chacune des formations :

<b>Tableau 25 : Hypothèses retenues pour chacune des formations Cas 3 : Barreau de liaison RN2-RN3 - Échangeur de la RN3</b>					
<i>Nature du sol</i>	<i>c'</i> (kPa)	<i>φ'</i> (°)	<i>γ<sub>h</sub></i> (kN/m <sup>3</sup> )	<i>α</i>	<i>E<sub>m</sub></i> (MPa)
<b>Limons des Plateaux</b>	5	25	18	1/2	7,5
<b>Marno-Calcaire de Saint Ouen</b>	10	30	18,5	1/2	30
<b>Sable d'Ezanville</b>	8	21	21	2/3	15
<b>Sable de Beauchamp</b>	0	35	19	1/3	25

Le tableau 26 présente, en fonction de la méthode retenue, la valeur du coefficient de réaction horizontal des sols  $k_h$  pour chacune des formations :

<b>Tableau 26 : Valeur du coefficient de réaction horizontal des sols <math>k_h</math> en fonction de la méthode Cas 3 : Barreau de liaison RN2-RN3 - Échangeur de la RN3</b>			
	<i>k<sub>h</sub>_Balay</i> (kPa/m)	<i>k<sub>h</sub>_Schmitt</i> (kPa/m)	<i>k<sub>h</sub>_Chadeisson</i> (kPa/m)
<b>Limons des Plateaux</b>	2500 (a =7,6)	13600	20400
<b>Marno-Calcaire de Saint Ouen</b>	10000 (a =7,6)	108800	30300
<b>Sable de Beauchamp (faciès sableux)</b>	33400 (a = 2,3) 53300 (a = 1,1)	116300	40000

La discontinuité de la paroi sous le fond de fouille est prise en compte par RIDO4.11 par l'application d'un coefficient COE égal à B/e. Le coefficient de diffusion sur la butée est pris égal à 2

La dalle en poutrelle enrobée est assimilée à un buton dont la rigidité de 1 680 600 kN/m en phase travaux.

### VII.3.2. Résultats de calcul

Les résultats des calculs sont présentés dans le tableau 27 :

<b>Tableau 27 : Résultats de calcul du cas 3 avec <math> k  = 2/3</math> en poussée et butée</b> <b>Cas 3 : Barreau de liaison RN2-RN3 - Échangeur de la RN3</b>				
	<b>Balay</b>	<b>Schmitt</b>	<b>Chadeisson</b>	<b>Calcul MISS selon approche 2</b>
<b>Déplacement maximal</b>	12	9	11	-
<b>Moment maximal par ml</b>	247	212	243	274
<b>Effort dans le buton (pour 1 mètre linéaire)</b>	81	76	84	92
<b>Coefficient de sécurité sur la butée</b>	3,7	3,1	3,7	2,0

L'analyse du tableau 27 montre que dans cet exemple, le choix de la méthode de détermination de  $k_h$  a un impact :

- de 15 % au maximum sur le moment ELS
- de 20 % sur le coefficient de sécurité dans le cas de la formule de Schmitt
- de 5 % sur l'effort dans le tirant à l'ELU

Le choix de la méthode de détermination de  $k_h$  dans le calcul MISS impact peu les résultats du calcul. On remarque que le calcul MEL conduit à des résultats légèrement supérieurs à ceux d'un calcul MISS selon Balay. Ce résultat s'explique par le fait que le sol sur la hauteur libre est cohérent et que l'écran présente une très forte valeur de produit d'inertie.

### VII.4. Synthèse des trois cas réels

Le tableau 28 récapitule les résultats obtenus :

<b>Tableau 28 : Impact sur les résultats de calcul des différentes hypothèses étudiées</b>				
	<b>Moment</b>	<b>Effort dans l'appui</b>	<b>Déplacement</b>	<b>Longueur de fiche</b>
<b>Valeur de <math>k_h</math> (min par rapport à max)</b>	+15 %	+5%	+20 à +80%	0 à +15%
<b>Inclinaison des contraintes (<math> k  = 0</math> par rapport à <math> k  = 2/3</math>)</b>	+80%	+30%	100% à 400 %	60%
<b>Calcul MEL par rapport au MISS</b>	+10 à 100%	+10 à 40%	-	0 à +15%

## **VIII. Discussion**

Dans cette troisième partie il a été tâché de définir l'impact de certaines options laissées par la norme sur les résultats du dimensionnement d'un écran de soutènement. Les différents aspects étudiés concernent :

- l'impact des valeurs du coefficient de réaction horizontal du sol noté  $k_h$  lors de l'utilisation d'une Méthode Interaction Sol Structure (MISS)
- l'impact des valeurs du produit d'Inertie (EI) lors de l'utilisation d'une méthode MISS
- l'impact du choix d'une Méthode à l'Équilibre Limite (MEL) ou MISS pour dimensionner un écran de soutènement avec un niveau d'appui
- le choix de l'inclinaison des contraintes de poussée et de butée
- le choix d'une méthode 2 aux coefficients partiels ou d'une méthode 2 au coefficient global lors de la réalisation d'un calcul MEL
- l'impact de l'utilisation d'une méthode MISS pour dimensionner un écran de soutènement en console alors que la norme impose une méthode MEL

### **VIII.1. Impact de la valeur de $k_h$ sur les résultat d'un calcul MISS**

D'une façon générale, l'augmentation de la valeur de  $k_h$  diminue les valeurs du moment, de l'effort dans le buton et du déplacement de l'écran et tend à augmenter la longueur de la fiche (sauf dans les terrains cohérents pour de faibles valeurs de  $k_h$ ).

Les comparatifs réalisés montrent que même en cas de grandes différences de valeurs de  $k_h$ , (pouvant atteindre un facteur 9) l'impact sur les moments est au maximum de 15%.

L'impact le plus significatif des différentes valeurs de  $k_h$  se situe au niveau des déplacements (variations de 80% dans le cas le plus extrême).

Ce résultat montre que la détermination des déplacements par une méthode MISS doit toujours être considérée avec prudence notamment dans le cas des écrans peu rigide susceptible de beaucoup se déplacer. En effet lorsque le produit d'inertie de l'écran est faible, la formule de Schmitt peut conduire à des valeurs très fortes de  $k_h$ . au regard des autres méthodes. L'impact de ce paramètre étant fort sur la valeur de déplacement, cela peut potentiellement conduire à sous-estimer les déplacements de l'écran.

Lorsque l'estimation précise des déplacements est primordiale, un suivi par la méthode observationnelle en phase chantier doit être envisagée en complément des calculs MISS.

### **VIII.2. Impact du produit d'inertie (EI) sur les résultat d'un calcul MISS**

D'une façon générale et indépendamment de la nature du sol l'augmentation du produit d'inertie tend à diminuer les déplacements et à faire augmenter la valeur du moment maximum et diminuer la longueur de la fiche et les efforts dans le buton.

La recherche d'une diminution des déplacements par l'augmentation du produit d'inertie de l'écran de soutènement peut conduire à un sur-dimensionnement de ce dernier. Encore une fois, lorsqu'une estimation précise des déplacements est primordiale pour un projet, l'utilisation d'une méthode observationnelle en phase chantier est probablement la méthode la plus pertinente au regard d'un calcul MISS.

### VIII.3. Impact d'un calcul MEL ou MISS pour un écran avec un niveau d'appui

Les calculs réalisés montrent qu'un calcul MEL conduit très rarement à un dimensionnement moins sécuritaire qu'un calcul MISS.

La seule exception concerne des écrans présentant un produit d'inertie supérieur à 500 000 kN.m<sup>2</sup>/m et un sol fortement cohérent au niveau de la hauteur libre. En effet dans un calcul MISS le sol adopte un comportement élastique car il se déplace très peu ce qui génère une plus grande force de poussée exercée sur la paroi. Dans le cas du calcul MEL le sol au niveau de la hauteur libre se trouve en état de poussée limite ce qui est générateur de moins d'effort de poussée.

En conclusion, le choix d'un calcul MISS pour dimensionner un écran de soutènement avec un niveau d'appui sera très souvent la méthode conduisant aux efforts les plus faibles et sera celle à privilégier.

### VIII.4. Impact de l'analyse de l'inclinaison des contraintes de poussée et de butée

Les calculs réalisés montrent qu'il s'agit d'une hypothèse ayant un impact très significatif sur l'ensemble des résultats (efforts, déplacements et longueur de fiche). A titre d'exemple la variation d'inclinaison des contraintes de poussée et de butée entre  $|2/3|$  et  $|0|$  étudiées pour le cas réel n°1 conduit à des différences pouvant atteindre :

- 95 % pour le cas du moment
- 40 % pour l'effort dans l'appui
- 60 % de longueur de fiche
- 400 % pour les déplacements

Ces résultats montrent que le choix de l'inclinaison des contraintes de poussée et de butée s'exerçant sur un écran de soutènement est l'hypothèse laissée à l'appréciation du projeteur qui a le plus d'impact sur les résultats du dimensionnement d'un écran de soutènement.

Bien qu'il soit prépondérant, le choix de cette hypothèse est seulement abordé dans le paragraphe 5.1.3.2 de la norme NF P 94 282 sans donner d'indication sur les valeurs à retenir. En effet la valeur de  $|k|$  est difficilement appréciable car elle dépend de deux paramètres difficilement estimables, l'angle de frottement du sol et le paramètre d'interface terrain/sol ( $\delta_e$ ). Afin de guider le projeteur, le tableau présente en fonction du type d'écran les valeurs généralement admises :

<i>Tableau 29 : Valeurs de <math> k </math> en fonction du type de soutènement</i>		
	<b>Valeur de <math> k </math> sur la hauteur libre</b>	<b>Valeur de <math> k </math> en fiche</b>
<b>Rideau de palplanche</b>	1/3 à 1/2	1/3 à 1/2
<b>Paroi moulée, paroi lutétienne, paroi moscovite</b>	1/2 à 2/3	1/2 à 2/3
<b>Paroi berlinoise ou micro-berlinoise, paroi parisienne</b>	1/3 à 1/2	1/2 à 2/3

Cette hypothèse est donc très importante sur les résultats d'un calcul MISS ou MEL et ne doit pas être négligée.

Au niveau expérimental, TCHENG et ISEUX (1972) ont participé au Centre Expérimental de Recherche et d'Études du Bâtiment et des Travaux Publics (CEBTP) à la construction d'une station d'essais de poussée et de butée en vraie grandeur. L'élément essentiel de cette station était un tronçon de mur de soutènement ayant 3m de haut et 5m de large, pouvant développer une puissance de 2500 t environ. Le mouvement du mur (translation ou rotation) en faisant varier les paramètres suivants, tels que l'angle d'inclinaison de l'écran, la pente de la surface libre ou la densité du sol a permis d'étudier entre autre l'obliquité de la pression exercée sur l'écran sur toute sa hauteur. Les essais effectués jusqu'à présent ont été uniquement du type butée. Compte tenu de l'importance de cette hypothèse au niveau calculatoire, la poursuite des travaux réalisés par TCHENG et ISEUX (1972) pourrait permettre à la norme NF P 94 282 de guider le projeteur dans le choix de ce paramètre.

### **VIII.5. Impact du choix d'une méthode 2 aux coefficients partiels ou d'une méthode 2 au coefficient global lors de la réalisation d'un calcul MEL**

Selon les prescriptions de la norme NF P 94 282, un calcul MEL selon une approche 2 peut être fait de deux façons distinctes :

- en découplant les coefficients partiels sur actions et les résistances (poussée  $\times 1,35$ , surcharge  $\times 1,5$  et butée  $/1,4$ )
- en appliquant un coefficient global (1,89) de sécurité sur le coefficient de butée ou la butée des terrains

La comparaison de ces deux approches a permis de mettre en évidence que :

- le choix de découpler ou non les coefficients partiels n'a pas d'impact sur la longueur de la fiche
- les sollicitations sont 1,35 fois plus faibles en utilisant une méthode 2 avec coefficient global qu'une méthode 2 avec coefficients partiels

Il résulte de cette prescription de la norme que le projeteur peut dans le cadre de l'utilisation d'une méthode MEL orienter significativement le dimensionnement interne d'un soutènement en choisissant d'utiliser une méthode 2 avec coefficients partiels ou une méthode 2 avec coefficient global. Il s'agit d'un point qui devrait être corrigé lors de la révision de la norme NF P 94 282.

Précisons que dans le cadre du dimensionnement d'un écran en console, le logiciel k-REA impose implicitement l'utilisation d'une méthode 2 avec coefficients partiels qui est l'approche la plus sécuritaire en terme de sollicitations.

## **VIII.6. Impact de l'utilisation d'une méthode MISS pour dimensionner un écran de soutènement en console alors que la norme impose une méthode MEL**

La partie 9 « défaut de butée » de la norme spécifie très clairement que la fiche minimale des écrans en console est à vérifier à partir d'un modèle MEL. En pratique, cette prescription n'est pas toujours respectée notamment pour les bureaux d'étude possédant uniquement la version RIDO4.11.

La comparaison de la vérification du défaut de butée d'un écran en console selon une méthode MISS et MEL met en évidence l'importance de la prescription de la norme NF P 94 282. En effet, l'utilisation d'une méthode MISS pour définir la longueur de fiche d'un écran en console conduit à sous-estimer significativement cette dernière compte tenu de la non prise en compte par les logiciels RIDO4.11 et K-REA du phénomène de contre butée pour calculer le coefficient de sécurité sur la butée.

Il a par contre été montré que la réalisation d'un calcul MISS selon une approche 2 avec coefficients partiels conduit à obtenir des résultats très similaires de ceux d'un calcul MEL.

L'application dans un calcul MISS de la méthode 2, nécessite d'appliquer manuellement les pondérations aux coefficients de poussée et de butée ce qui n'est satisfaisant qu'en absence d'eau au niveau de la hauteur libre. En effet la poussée d'eau au niveau de la hauteur libre n'est pas affectée par la pondération du coefficient de poussée.

Afin d'éviter cet écueil, un troisième calcul selon une méthode notée 2\*\* a été réalisé :

- le coefficient de butée  $k_p$  est pondéré à la source par un coefficient de sécurité de 1,89 (approche 2)
- la valeur du moment obtenue est pondérée par 1,35 (approche 2\*)

A défaut de pouvoir utiliser le logiciel k-REA ou RIDO4.20 (qui est sortie récemment) ou de réaliser manuellement les calculs, il a été montré que la réalisation d'un calcul MISS selon l'approche 2 ou 2\*\* avec recalcul du coefficient de sécurité à partir de la butée mobilisable et mobilisée sur la hauteur de fiche sans contre-butée conduit à des résultats très proches de ceux du calcul MEL préconisé par la norme NF P 94 282. Le paragraphe VI.8 détaille les étapes de calcul à réaliser pour y parvenir.

En prolongement des résultats obtenus, le tableau 30 présente un comparatif des logiciels k-REA et RIDO4.11 :

<b>Tableau 30 : Comparatif des logiciels k-REA et RIDO4.11 vis à vis de l'application de la norme NF P 94 282</b>		
	<b>k-REA</b>	<b>RIDO4.11</b>
<b>Modules de réaction (Schmitt, Balay, Chadeisson)</b>	Assistant pour chacune des trois méthodes	À rentrer manuellement (programmation de formules avec variables possible)
<b>Coefficients de poussée/butée s'appliquant à la poussée des terres</b>	Assistant (Kerisel et Absi, Coulomb, Rankine) -pondérable manuellement-	Assistant (Kerisel et Absi) -pondérable manuellement-
<b>Coefficients de poussée/butée s'appliquant à la cohésion</b>	Assistant formule de l'Herminier-Absi -pondérable manuellement-	Utilisation de la formule de l'Herminier-Absi mais non accessible pour l'utilisateur. Pondération possible grâce à un artifice de calcul (méthode au paragraphe VI.8)
<b>Rigidité de la paroi</b>	Assistant (paroi moulée, paroi composites, palplanche)	À rentrer manuellement (programmation de formules avec variables possible)
<b>Réalisation de calcul MEL pour les écrans auto-stable</b>	Oui selon la méthode 2 aux coefficients partiels.	Non mais la pondération manuelle des coefficients de poussée et/ou de butée dans un calcul MISS approche 2 ou 2** permet d'obtenir un résultat comparable. Dans le cas d'un écran en console il est nécessaire de recalculer manuellement le coefficient de sécurité. Calcul plus contraignant en présence de terrains cohérents
<b>Réalisation de calcul MEL pour les écrans avec un niveau d'appui</b>	Non mais pondération manuelle des coefficients de poussée et/ou de butée dans un calcul MISS approche 2 ou 2** permet d'obtenir un résultat comparable.	

Il ressort que k-REA présente beaucoup d'avantages au regard de RIDO4.11 tant en ce qui concerne l'ergonomie que la possibilité de respecter les prescriptions de la norme NF P 94 282. L'étude de la nouvelle version de RIDO4.20 serait un axe de poursuite du présent mémoire.

## **Conclusion générale**

En permettant de limiter l'emprise des fouilles, les écrans de soutènement sont incontournables dans le domaine du génie civil et du bâtiment. C'est pourquoi, ce mémoire a voulu aborder le domaine des ouvrages de soutènement au travers de la norme NF P 94 282 qui régit leur dimensionnement en France.

La première partie de ce mémoire est consacrée à une description et à une définition du domaine d'emploi privilégié des écrans de soutènements les plus courants (rideaux de palplanches, parois moulées et les parois composites). Cette première partie est complétée par une description des différents système d'appuis et de l'impact de l'eau sur les écrans de soutènement.

La deuxième partie retrace les principales étapes de l'élaboration des quatre grandes méthodes de dimensionnement des ouvrages de soutènement qui existent aujourd'hui, à savoir :

- les méthodes classiques
- la méthode aux coefficients de réaction
- la méthode aux éléments finis
- les méthodes empiriques et semi-empiriques

L'émergence de quatre méthodes de dimensionnement distinctes s'explique par la complexité du comportement des ouvrages de soutènement pour lesquels le sol est en même temps un appui de la structure et une source du chargement de cette dernière. Chacune de ces méthodes, avec ses avantages et ses inconvénients, aborde le problème du dimensionnement des ouvrages de soutènements sous un angle différent.

En regroupant dans un même document trois des quatre méthodes de dimensionnement des écrans de soutènement (les méthodes empiriques et semi-empiriques ne sont pas présentes car elles ne sont pas adaptées à l'esprit des Eurocodes), la norme NF P 94 282 constitue une avancée majeure dans l'établissement d'un contexte normatif cohérent et unifié. Il en résulte que la norme laisse au projeteur une certaine latitude dans le choix des hypothèses de calcul et des méthodes de dimensionnement. Ainsi un même projet peut être dimensionné sur la base d'hypothèses et de méthodes de dimensionnement différentes tout en étant conforme à la norme NF P 94 282.

Sur la base de ce constat, la troisième partie présente une analyse des options laissées par la norme sur les résultats du dimensionnement d'un écran de soutènement. Les différents aspects étudiés concernent :

- l'impact des valeurs de  $k_h$  lors de l'utilisation d'une méthode MISS
- l'impact des valeurs de EI lors de l'utilisation d'une méthode MISS
- l'impact du choix d'une méthode MEL ou MISS pour dimensionner un écran de soutènement avec un niveau d'appui
- le choix de l'inclinaison des contraintes de poussée et de butée
- le choix d'une méthode 2 aux coefficients partiels ou d'une méthode 2 au coefficient global lors de la réalisation d'un calcul MEL
- l'impact de l'utilisation d'une méthode MISS pour dimensionner un écran de soutènement en console alors que la norme impose une méthode MEL

Parmi les aspects qui ont été étudiés, il ressort que :

- de fortes différences de valeurs de  $k_h$  peuvent impacter significativement les déplacements mais impactent faiblement les efforts (moments et effort dans l'appui),
- le calcul des déplacements par une méthode MISS est relativement approximatif,
- l'augmentation de EI tend à diminuer les déplacements et à faire augmenter la valeur du moment maximum et diminuer la longueur de la fiche et les efforts dans le buton,
- le choix d'une méthode MEL pour dimensionner un écran avec un niveau d'appui est presque toujours plus pénalisant (sauf dans le cas d'écran très rigide avec des terrains cohérents sur la hauteur libre),
- l'inclinaison des contraintes de poussée et de butée impacte significativement tous les résultats de calcul. Il s'agit de l'hypothèse ayant de loin le plus d'impact.
- le choix d'une méthode MEL avec coefficient global conduit à sous-estimer les efforts de 35% au regard d'une méthode MEL avec coefficients partiels. Il s'agit d'un point qui devrait être corrigé lors de la révision de la norme NF P 94 282,
- l'utilisation de RIDO4.11 pour dimensionner un écran en console est préjudiciable pour la sécurité car le logiciel sur-estime le coefficient de sécurité sur la butée
- l'utilisation dans un calcul MISS d'une approche 2 avec coefficients partiels ou 2\*\* (pondération de la butée par 1,89 et pondération des efforts par 1,35) conduit à obtenir des résultats très similaires de ceux d'un calcul MEL,

Les aspects étudiés fournissent aux maîtres d'œuvres, aux maîtres d'ouvrages et aux bureaux d'études géotechnique d'avoir une vision plus globale des possibilités que laisse la norme NF P 94 282.

En prolongement des résultats précédent, il a été réalisé un comparatif des logiciels RIDO4.11 et k-REA. Il ressort de ce tableau que k-REA présente beaucoup d'avantage au regard de RIDO4 tant en ce qui concerne l'ergonomie que la possibilité de respecter les prescriptions de la norme NF P 94 282. La version de RIDO4.20 parue durant l'écriture de ce mémoire n'a pas pu être étudiée. L'étude de RIDO4.20 est un prolongement nécessaire de ce mémoire.

D'autre part, ce mémoire n'a pas permis de mettre en relation les différents cas de mono-couche étudiés avec les cas réels notamment en ce qui concerne :

- les variations significatives de longueur de fiche et d'efforts observées pour des valeurs de  $k_h$  inférieures à 30 000 kPa/m
- le comportement élastique du sol pour des faibles rapport de rapport  $k_{h\_Hauteur\_libre}$  sur  $k_{h\_fiche}$
- l'estimation des efforts d'une paroi dans le cas d'un bi-couche ou tri-couche au regard des efforts obtenus pour des mono-couches

L'étude de ces aspects pourrait être un prolongement du présent mémoire.

## Références bibliographiques

AFNOR, *Calcul géotechnique - Ouvrages de soutènement - Écrans*, norme NF P94-282, **2009**

AFNOR, *Eurocode 7 : Calcul géotechnique – Partie 1 : Règles générales*, NF EN 1997-1, **2005**

AFNOR, *Eurocode 7 : Calcul géotechnique – Partie 2 : Reconnaissance des terrains et essais géotechniques*, NF EN 1997-2, **2007**

*Annales de l'ITBTP*, 210, **1965**, pp. 817-821.

BALAY J., *Recommandations pour le choix des paramètres de calcul des écrans de soutènement par la méthode aux modules de réaction*. Paris, **1984**, 23 p

BENHAMIDA B., Modélisation numérique des murs en sol cloué : Application aux calculs en déformation des murs expérimentaux en vraie grandeur, n° 1 et 2 du projet National Clouterre, Thèse de doctorat, Paris, ENPC, **1998**, 394 pages.

BIGOT.G et MANDAGARAN.B, *Journées soutènements – Introduction à l'étude des soutènements*. Document de formation interne du LREP, **1977**, 19 p

BJERRUM L., EIDE O., Stability of strutted excavations. *Géotechnique*, vol. 6, **1**, **1956**, pp. 32-47.

BLUM H., *Einspannungsverhältnisse bei Bohlwerken*, Berlin, W. Ernst & Sohn, **1931**, 32 p.

BOUSSINESQ J., Note sur la détermination de l'épaisseur minimum que doit avoir un mur vertical, d'une hauteur et d'une densité données, pour contenir un massif terreux, sans cohésion, dont la surface est horizontale, *Annales des Ponts et Chaussées*, Tome 3, **1882**, pp. 623-643.

BRINCH HANSEN J., *Earth pressure calculation*, Copenhague : The Danish Technical Press, The Institution of Danish Civil Engineers, **1953**, 271 p.

CAQUOT A., Equilibre des massifs à frottement interne – Stabilité des terres pulvérulentes ou cohérentes, Paris, Gauthier-Villars, **1934**.

CAQUOT A., KÉRISEL J., *Tables de butée, de poussée et de force portante des fondations*, Paris, Gauthier-Villars, **1948**.

COLE K.W., BURLAND J.B., Observation of retaining wall movements associated with a large excavation, *Comptes-rendus du Ve CEMSTF* (Madrid), Ed. SEMSC, Vol. 1, **1972**, pp. 445-453

COULOMB C.A., *Sur une application des règles de maximis et de minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture*, Mémoires de l'Académie des Sciences présentés par des savants, **7**, **1776**, pp. 343-382.

DAUVISIS J.-P., MÉNARD L., Étude expérimentale du tassement et de la force portante de fondations superficielles, *Sols-Soils*, **10**, **1964**, pp. 11-23.

DAY R.A., POTTS D.M., Modelling sheet-pile retaining walls, *Computers and Geotechnics*, Vol. 15, **1993**, pp. 125-143.

DELATTRE L., Un siècle de méthodes de calcul d'écrans de soutènement. L'approche par le calcul – les méthodes classiques et la méthode au coefficient de réaction, *Bulletin des laboratoires des ponts n°234*, **2001**, pp 35-55

DELATTRE L. MARTEN S., Un siècle de méthodes de calcul d'écrans de soutènement. Les approches empiriques et semi-empirique, *Bulletin des laboratoires des ponts n°244-245*, **2003**, pages 31-51

DELATTRE L., Un siècle de méthodes de calcul d'écrans de soutènement. La modélisation des écrans de soutènement par la méthode des éléments finis, *Bulletin des laboratoires des ponts n°252-253*, **2004**, pp 95-117

DUNCAN J.M., CHANG C.Y., Nonlinear analysis of stress and strain in soils. Proc. ASCE, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol. 96, SM5, **1970**, pp. 1629-1653.

EAB, *Empfehlungen des Arbeitskreises Baugruben*, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e, V, (Hrsg), 3 Aufl., Ernst & Sohn Verlag, Berlin, **1994**.

GIGAN J.-P., Expérimentation d'un rideau de palplanches ancré par tirants actifs, *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, **129**, janvier-février **1984**, pp. 5-20.

HALIBURTON T.A., Numerical analysis of flexible retaining structures. Proc. ASCE, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol. 94, SM6, **1968**, pp. 1233-1251.

HATA S., YOSHIDA S., OHTA H., KITAMURA H., HONDA H., A deep excavation in soft clay : performance of an anchored diaphragm wall, *5th Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics* (Nagoya), Vol. 2, **1985**, pp. 725-730.

HEEB A., SCHURR E., BONZ M., HENKE K.F., MÜLLER H., Erddruckmessungen am Baugrubenverbau für Stuttgarter Verkehrsbauwerke, *Die Bautechnik*, 42 (6), 1966, pp. 208-216  
JAKY J., The coefficient of earth pressure at rest, *Journal for Society of Hungarian Architects and Engineers*, **78 (22)**, **1944**, pp. 55-358.

KÉRISEL J., ABSI E., *Tables de poussée et de butée des terres*, Paris, Presses des Ponts et Chaussées, 3e éd., **1990**, 240 p

KORT D.A., *Steel Sheet Pile walls in Soft Soils*, PhD thesis, Technical University Delft, **2002**, 279 pages.

LCPC, *Recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des ouvrages de soutènement en parois composites*, **2003**, 66 p.

LCPC, *Recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des parois moulées et préfabriquées*, **2003**, 68 p.

LCPC, *Recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des rideaux de palplanches métalliques*, **2003**, 82 p.

L'HERMINIER R., ABSI E., Equilibre limite d'un coin dans un milieu non pesant, *Annales de l'ITBTP*, **179**, **1962a**, pp. 1081-1086.

L'HERMINIER R., ABSI E., Tables numériques de poussée en milieu pulvérulent non pesant, *Cahiers de la Recherche*, **16**, **1962b**, Paris, Eyrolles.

L'HERMINIER R., ABSI E., Tables numériques de butée en milieu pulvérulent non pesant, *Cahiers de la Recherche*, **28**, **1969**, Paris, Eyrolles, 54 pages.

LEHMANN H., Die Verteilung des Erdangriffs an einer oben drehbar gelagerten Wand, *Die Bautechnik*, 20 (**31/32**), **1942**, pp. 273-283.

LOOS W., BRETH H., Modellversuche über Biegebeanspruchung von Pfählen und Spundwänden, *Bauingenieur*, **24**, **1949**, Heft 6.

MANA A.I., CLOUGH G.W., Prediction of movements for braced cuts in clay, *Proc. ASCE, Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 107, **GT6**, **1981**, pp. 759-777.

MASROURI F., Comportement des rideaux de soutènement semi flexibles : étude théorique et expérimentale, *Thèse de doctorat*, Lyon, INSA, **1986**, 247 p.

MAYNE P.W., KULHAWY F.H., K<sub>0</sub> - OCR Relationship in soil. *Proc. ASCE, Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 108, **GT6**, **1982**, pp. 851-872.

MÉNARD L., ROUSSEAU J., L'évaluation des tassements – Méthodes nouvelles, *Sols-Soils*, **1**, **1962**, pp. 13-28.

MONNET A., Module de réaction, coefficient de décompression, au sujet des paramètres utilisés dans la méthode de calcul élastoplastique, *Revue française de Géotechnique n°65*, **1994**, pp. 67-72

OU C.Y., CHIOU D.C., WU T.S., Three-dimensional finite element analysis of deep excavations, *Proc. ASCE, J. of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 122, **5**, **1996**, pp. 337-345.

PECK R.B., Earth Pressures Measurements in Open Cuts Chicago Subway, *Trans. ASCE*, 108, **1943**, pp. 1008-1036.

PECK, R.B., Deep excavations and tunneling in soft ground, *Comptes-rendus du VIIe CIMSTF (Mexico)*, Ed. SMMS, Vol. d'état de l'art, **1969**, pp. 225-290.

PECK R.B., Soil-structure interaction, *Proc. ASCE Special Conf. Perf. Earth & Earth Supp. Struct. (Purdue Univ.)*, New York, ASCE, vol. II, **1972**, pp. 145-154.

PLUMELLE C., Action du sol sur un écran, *Cours CNAM du module GGC112 Chapitre 11* **2005**, 29 p.

PLUMELLE C., Calculs à l'équilibre limite, *Cours CNAM du module GGC113-Chapitre 4*, **2005**, 30 p.

PLUMELLE C., Études du comportement de l'acier et du sol, *Cours CNAM - module GGC114 Chapitre 4*, **2008**, 14 p.

RANKINE W.J.M., *On the stability of loose earth*, Trans. Roy. Soc. London, Vol. 147, **1857**

RIFAAT I., Die Spundwand als Erddrückproblem. Mitteilungen aus dem Institut für Baustatik, Eidgen, *Techn. Hochschule Zürich*, **5**, **1935**, Leipzig und Zürich.

ROWE P.W., *Anchored sheet-pile walls*, Proc. Instn Civ. Engrs, Pt I, Vol. 1, **1952**, pp. 27-70.

ROWE P.W., Measurements on model strutted sheet-pile excavations, *Comptes-rendus du Ve CIMSTF*, Paris, Dunod, vol. II, **1961**, pp. 473-478.

SCHMITT P., Etude expérimentale de la sollicitation exercée par le sol sur les ouvrages de soutènement souples, *Revue française de Géotechnique n°28*, **1984**, pp. 27-40.

SCHMITT P., Méthode empirique d'évaluation du coefficient de réaction du sol vis à vis des ouvrages de soutènement souples, *Revue française de Géotechnique n°71*, **1995**, pp. 3-10.

SCHMITT P., De l'élasticité linéaire au coefficient de réaction : théories, observations et ordres de grandeur, *Revue française de Géotechnique n°85*, **1998**, pp. 79-87.

SEFI-INTRAFOR : [www.sefi-intrafor.com](http://www.sefi-intrafor.com)

SOLETANCHE-BACHY : [www.soletanche-bachy.com](http://www.soletanche-bachy.com)

ST-JOHN H.D., POTTS D.M., JARDINE R.J., HIGGINS K.G., Prediction and performance of ground response due to construction of a deep basement at 60 Victoria Embankment, *Proc. Wroth Mem. Symp. Predictive Mechanics* (Oxford), **1992**, pp. 581-608.

STROYER J.R., Earth pressure on flexible walls, *J. Inst. Civ. Eng. Londres*, nov. **1935**.

TCHENG, Y et ISEUX, essais de butée en vraie grandeur, *Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées – spécial – juin 1972* pp 115-126

TERRASOL, Notice technique - k-REA v3, édition janvier 2012 – 57 pages

TERZAGHI K., *Theoretical Soil Mechanics*, New York, John Wiley & Sons, **1943a**, 510 p.

TERZAGHI K., Liner-plate tunnels on the Chicago subway, *Trans. ASCE*, **1943b**, pp. 970-1008, 1090-1097.

TERZAGHI K., Evaluation of coefficients of subgrade réaction, *Géotechnique n°4*, **1955**, pp. 297-326.

TERZAGHI K., PECK R.B., *Soil mechanics in engineering practice*, New York, John Wiley & Sons, Seconde édition, **1967**, 729 p.

TSCHEBOTARIOFF G.P., BROWN P.P. (1948), *Lateral earth pressure as a problem of deformation or of rupture*. Comptes-rendus du IIe CIMSTF, Vol. II, **1948**, pp. 81-86.

WARD W.H., BURLAND J.B., *The use of ground strain measurements in civil engineering*, Phil. Trans. Royal Soc. Londres, **A274**, **1973**, pp. 421-428.

WEISSENBACH A., *Baugruben. Teil I-III*, Berlin/München/Düsseldorf, Ernst & Sohn Verlag, **1975**, pp. 1975-1977.

ZHU B., LIU G., Elasto-plastic analysis of deep excavation in soft clay, *Comptes-rendus du XIIIe CIMSTF* (New Delhi), New-Delhi, Oxford & IBH Publishing CO. PVT. LTD, Vol. 2, **1994**, pp. 905-908.

**Annexe 1 : Courbes Comparatives  
des Méthodes de détermination de  $k_h$   
en fonction de la valeur  
du module et de la nature du sol**

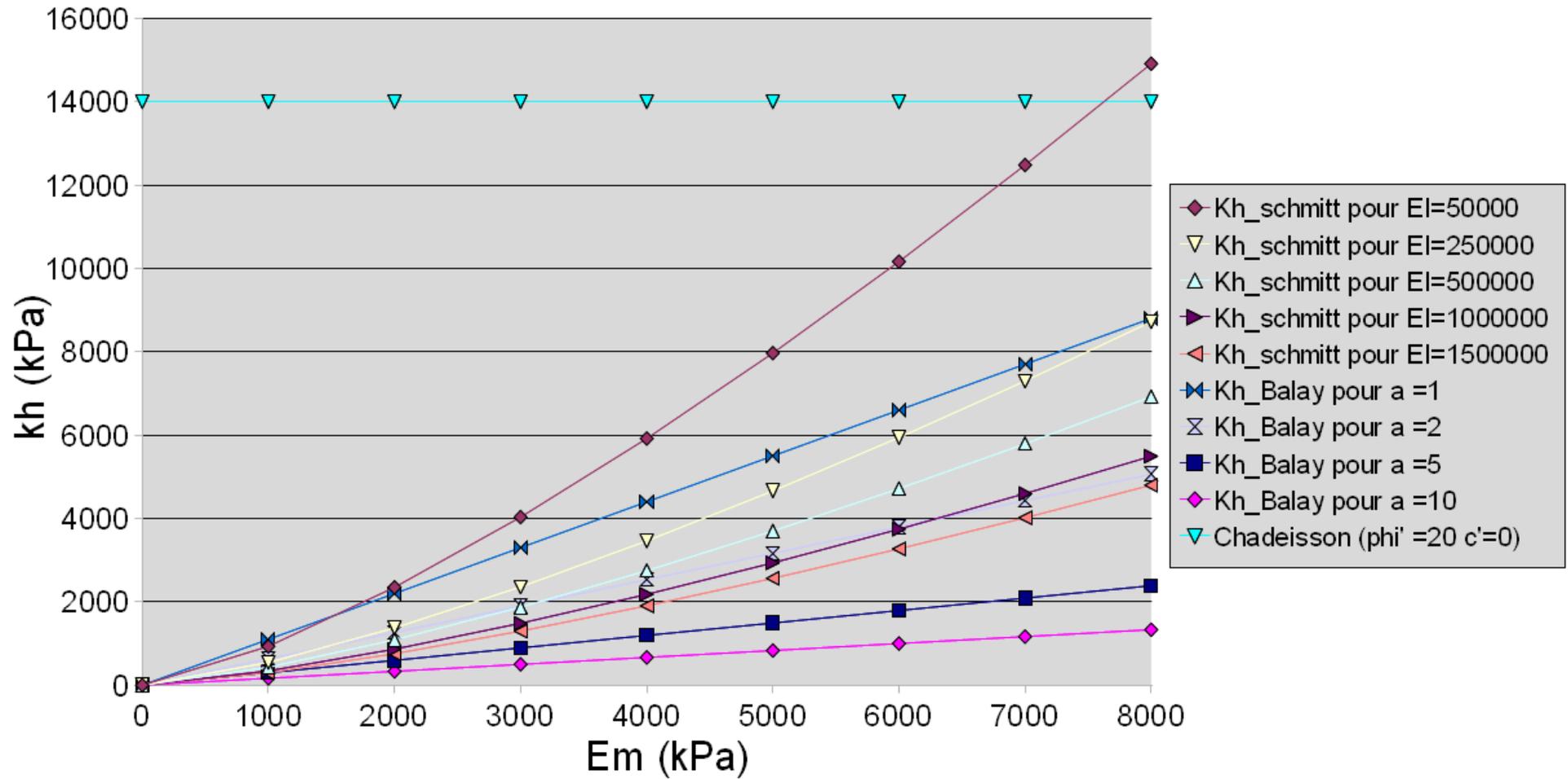


Figure 78 : Comparaison des valeurs de  $k_h$  obtenues en fonction de la méthode pour un sol argileux peu à moyennement compact

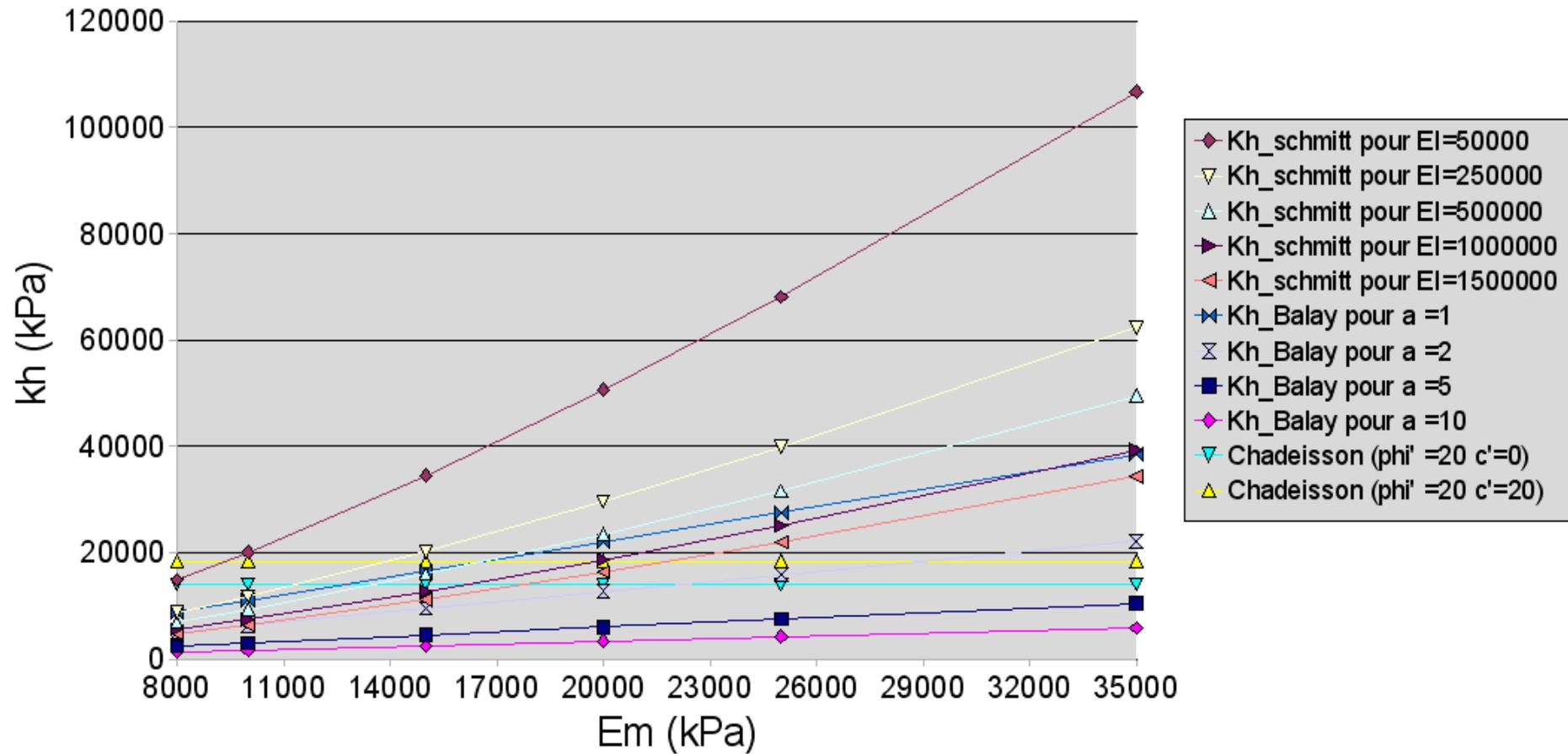


Figure 79 : Comparaison des valeurs de  $k_h$  obtenues en fonction de la méthode pour un sol argileux moyennement compact à très compact

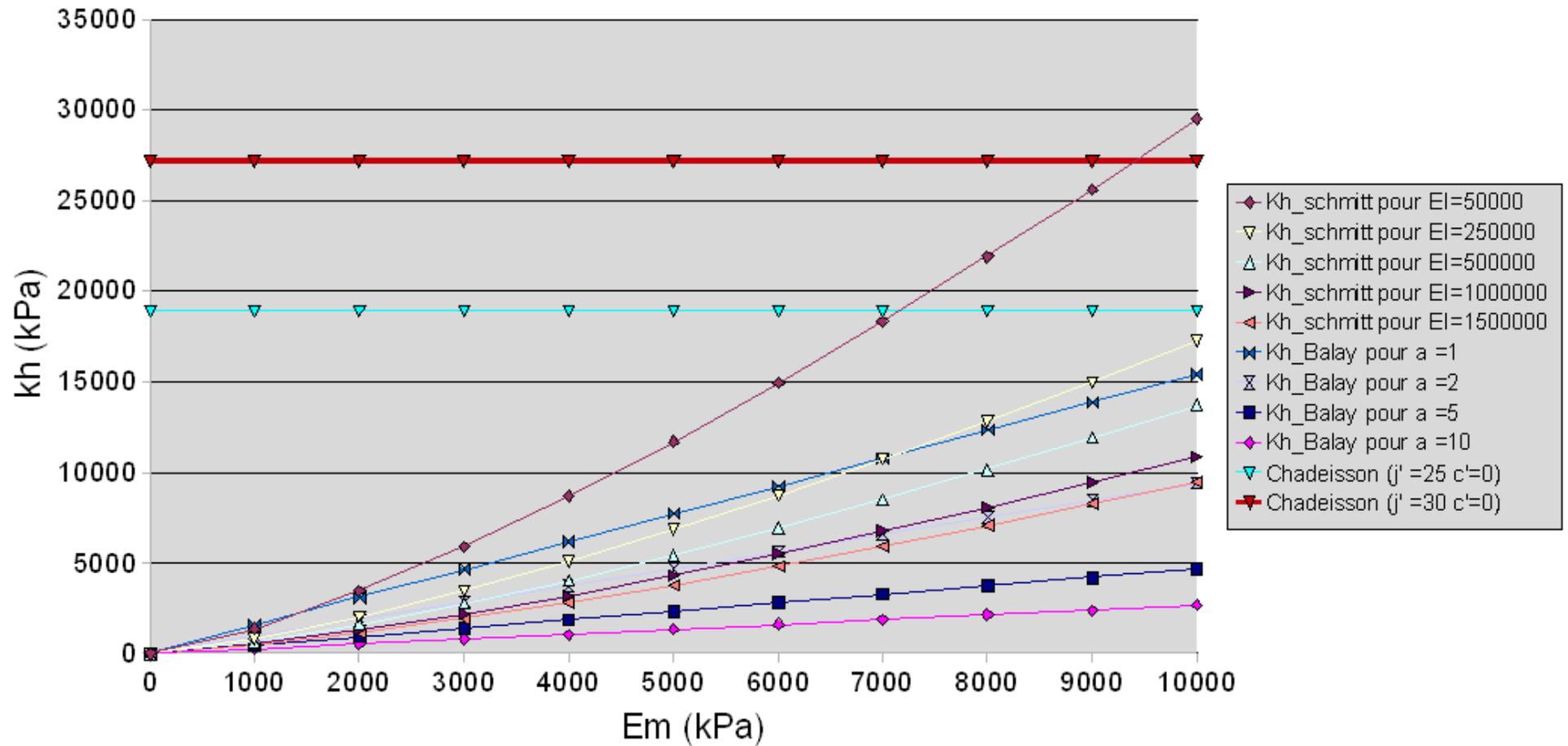


Figure 80 : Comparaison des valeurs de  $k_h$  obtenues en fonction de la méthode pour un sol marneux peu à moyennement compact

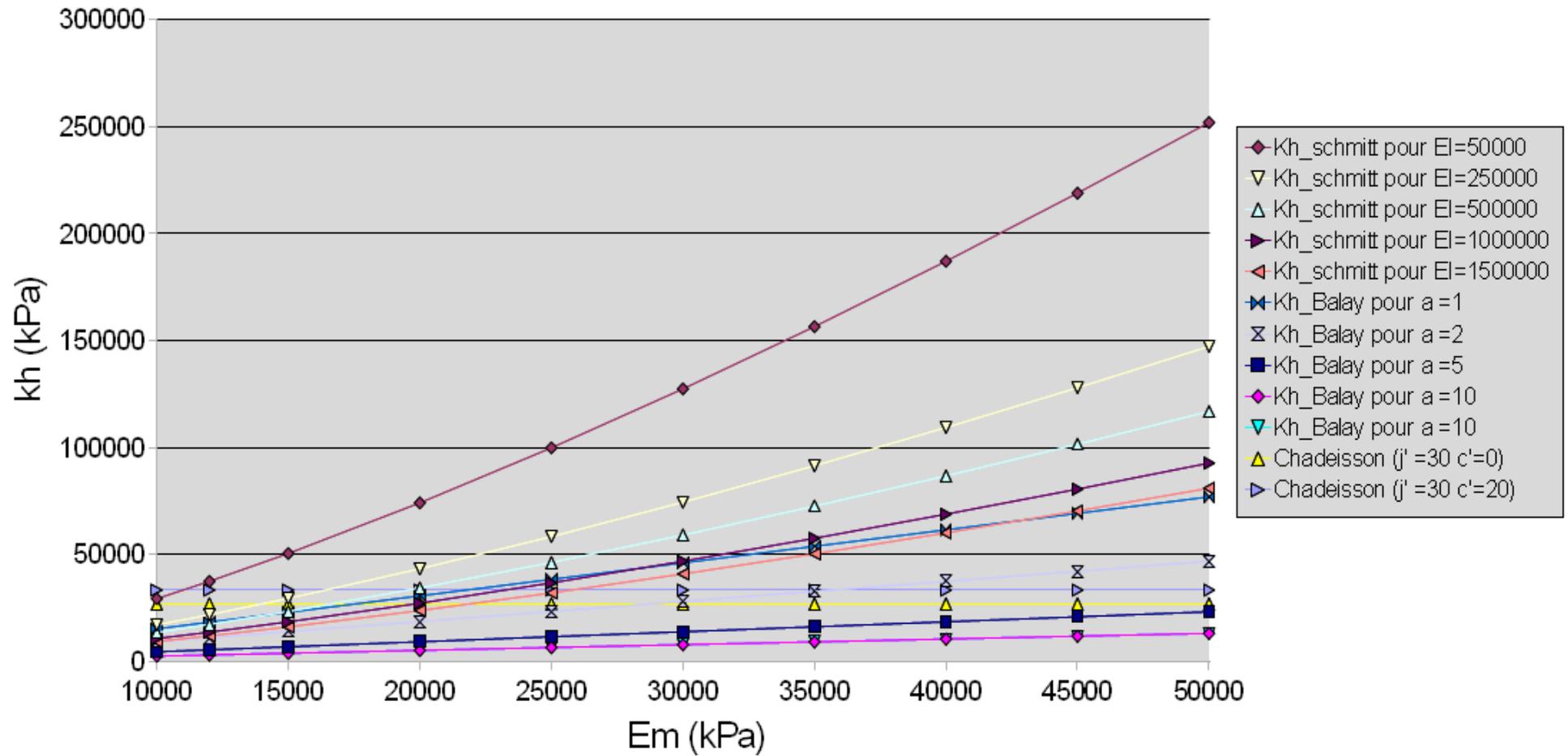


Figure 81: Comparaison des valeurs de  $k_h$  obtenues en fonction de la méthode pour un sol marneux moyennement à très compact

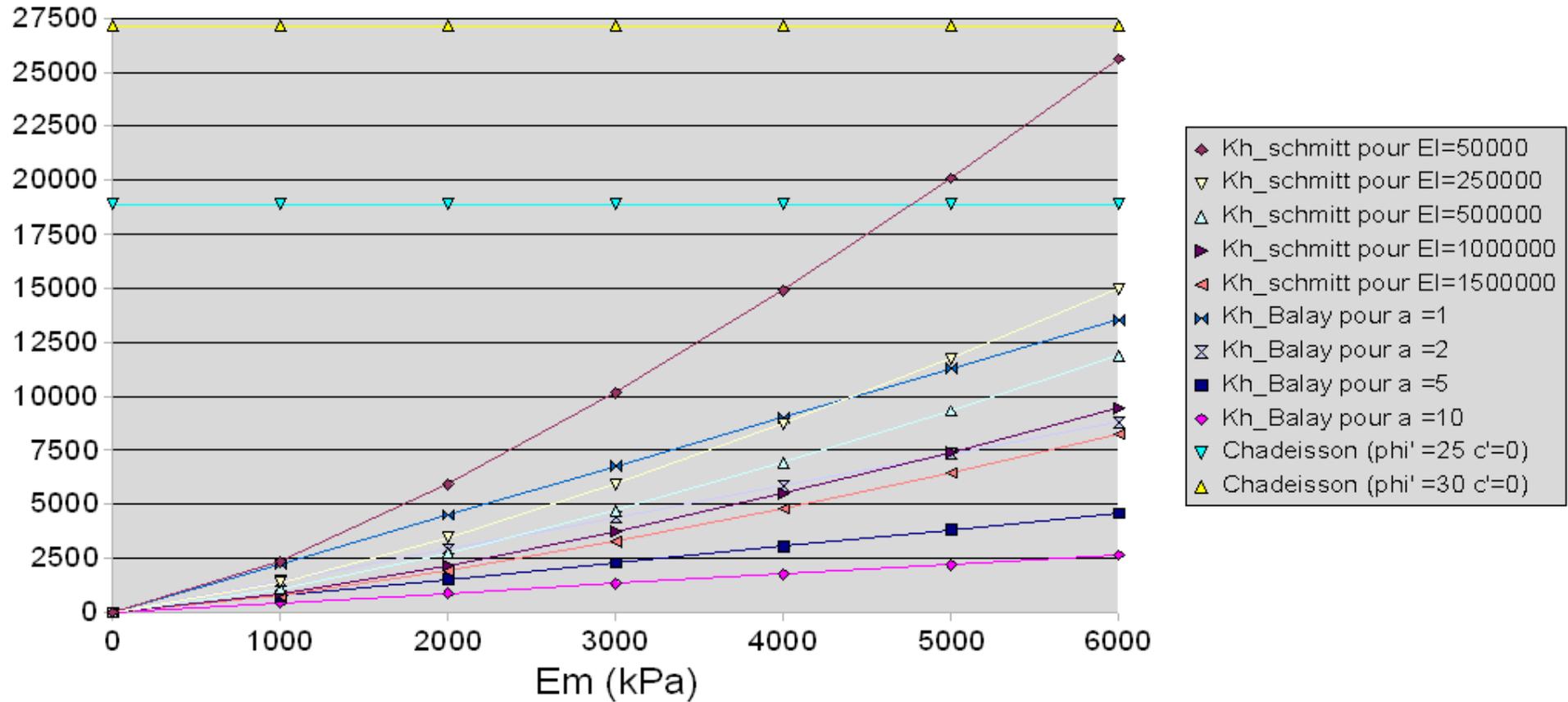


Figure 82 : Comparaison des valeurs de  $k_h$  obtenues en fonction de la méthode pour un sol sableux lâche

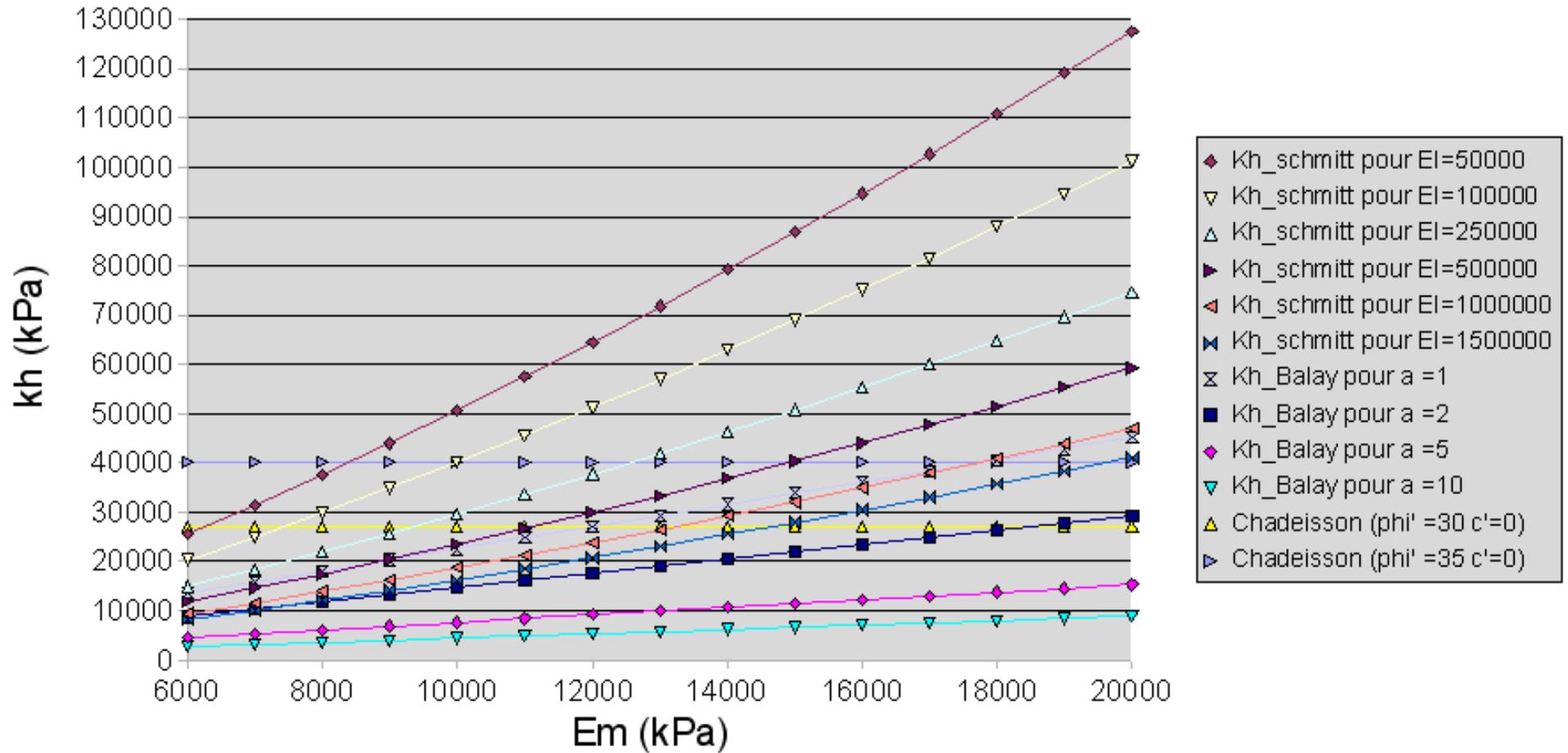


Figure 83 : Comparaison des valeurs de  $k_h$  obtenues en fonction de la méthode pour un sol granulaire moyennement compact

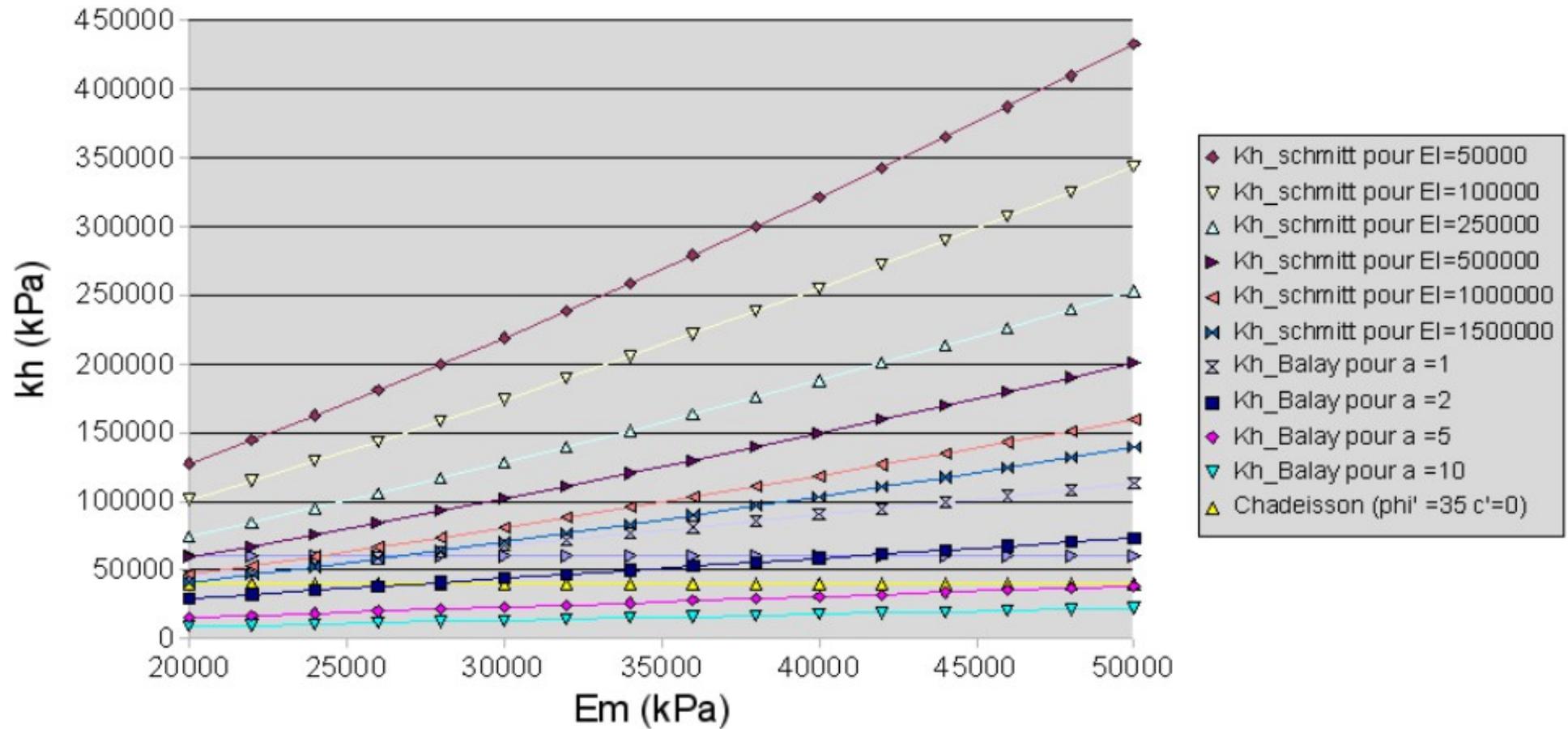


Figure 84 : Comparaison des valeurs de  $k_h$  obtenues en fonction de la méthode pour un sol sableux compact

**Tableau 31: : Comparatif de la valeur de  $k_h$  en fonction de la méthode de détermination retenue**

$k_h$ (kPa/m)		$E = E_m/\alpha$ (MPa)															
		1	3	6	9	12	15	18	21	24	27	30	33	36	39	42	$E = X$
<b>Balay</b> <b>a = 1</b>	$\alpha = 1/3$	750	2250	4500	6750	9000	11300	13500	15750	18000	20250	22500	24750	27000	29250	31500	750.X
	$\alpha = 1/2$	770	2310	4620	6930	9240	11600	13900	16170	18500	20800	23100	25400	27720	30000	32300	770.X
	$\alpha = 2/3$	730	2190	4400	6600	8800	11000	13100	15300	17500	19700	22000	24100	26300	28500	30700	730.X
<b>Balay</b> <b>a = 2,5</b>	$\alpha = 1/3$	420	1260	2500	3800	5050	6300	7600	8800	10100	11300	12600	13900	15100	16400	17700	420.X
	$\alpha = 1/2$	400	1200	2400	3600	4800	6000	7200	8400	9500	10800	11900	13100	14300	15300	16700	400.X
	$\alpha = 2/3$	350	1100	2100	3200	4200	5300	6400	7400	8500	9500	10500	11600	12700	13700	14800	350.X
<b>Balay</b> <b>a = 5</b>	$\alpha = 1/3$	255	765	1530	2300	3060	3800	4600	5360	6100	6900	7650	8420	9180	9950	10720	255.X
	$\alpha = 1/2$	233	700	1400	2100	2800	3500	4200	4900	5600	6300	7000	7700	8400	9100	9800	233.X
	$\alpha = 2/3$	199	600	1190	1790	2400	3000	3600	4200	4780	5380	6000	6600	7200	7760	8360	199.X
<b>Balay</b> <b>a = var</b>	$\alpha = 1/3$	750	$(750.X)/(0,43a+0,72)$														
	$\alpha = 1/2$	770	$(770.X)/(0,49a+0,69)$														
	$\alpha = 2/3$	730	$(730.X)/(0,58a+0,64)$														
<b>Schmitt</b>	<b>EI = 10</b> <b>MN.m<sup>2</sup>/ml</b>	930	4020	10100	17400	25500	34300	43800	53800	64300	75200	86500	98300	110350	122800	135500	$0,0928.X^{4/3}$
	<b>EI = 50</b> <b>MN.m<sup>2</sup>/ml</b>	540	2350	5900	10200	14900	20100	25600	31500	37600	44000	50600	57500	64500	71800	79300	$0,0543.X^{4/3}$
	<b>EI = 100</b> <b>MN.m<sup>2</sup>/ml</b>	430	1860	4700	8070	11800	15900	20300	25000	29800	34900	40200	45600	51200	57000	62900	$0,0431.X^{4/3}$
	<b>EI = 500</b> <b>MN.m<sup>2</sup>/ml</b>	250	1100	2750	4700	6900	9300	11900	14600	17400	20400	23500	26700	30000	33300	36800	$0,0252.X^{4/3}$
	<b>EI = X</b> <b>MN.m<sup>2</sup>/ml</b>	$2/X^{1/3}$	$8/X^{1/3}$	$22/X^{1/3}$	$38/X^{1/3}$	$54/X^{1/3}$	$74/X^{1/3}$	$94/X^{1/3}$	$116/X^{1/3}$	$138/X^{1/3}$	$162/X^{1/3}$	$186/X^{1/3}$	$212/X^{1/3}$	$238/X^{1/3}$	$265/X^{1/3}$	$292/X^{1/3}$	$2(E_m/\alpha)^{4/3}/X^{1/3}$
<b>Chadeisson</b>	$\varphi' = 20^\circ$ $c' = \text{var}$	$14\ 000 + 220.c'$															
	$\varphi' = 25^\circ$ $c' = \text{var}$	$18\ 900 + 300.c'$															
	$\varphi' = 30^\circ$ $c' = \text{var}$	$27\ 100 + 320.c'$															
	$\varphi' = 35^\circ$ $c' = \text{var}$	$40\ 000 + 400.c'$															

**Annexe 2 : Courbes de variations des longueurs de  
fiche et des efforts en fonction de  $k_h$ .**

**Cas d'un écran butonné en tête dans un mono-couche  
avec un produit d'inertie de 100 000 KN.m<sup>2</sup>/ml et  $|k| = 0$**

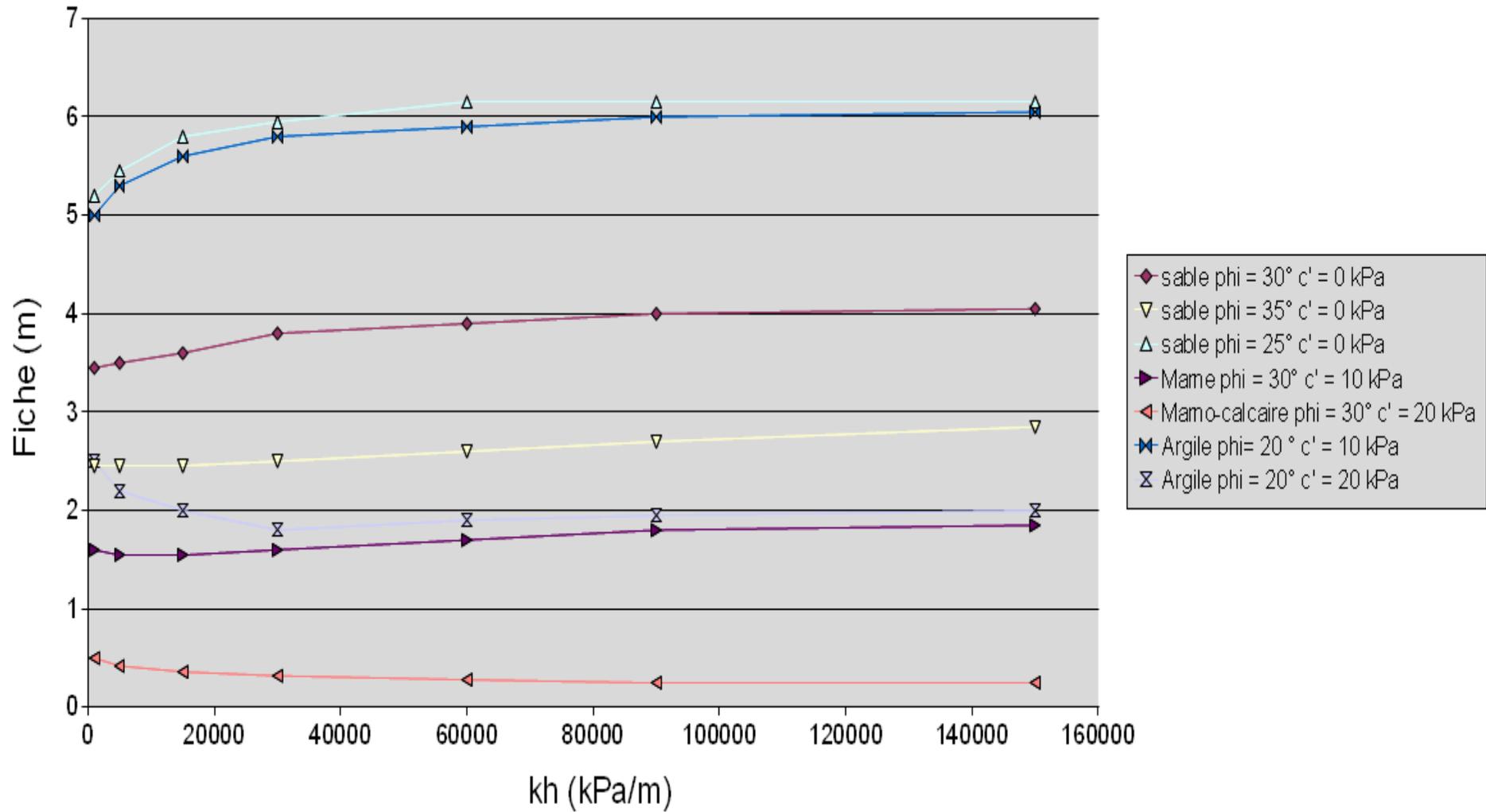


Figure 85 : Longueur de fiche d'un écran de soutènement en fonction du type de sol et de la variation de  $k_h$

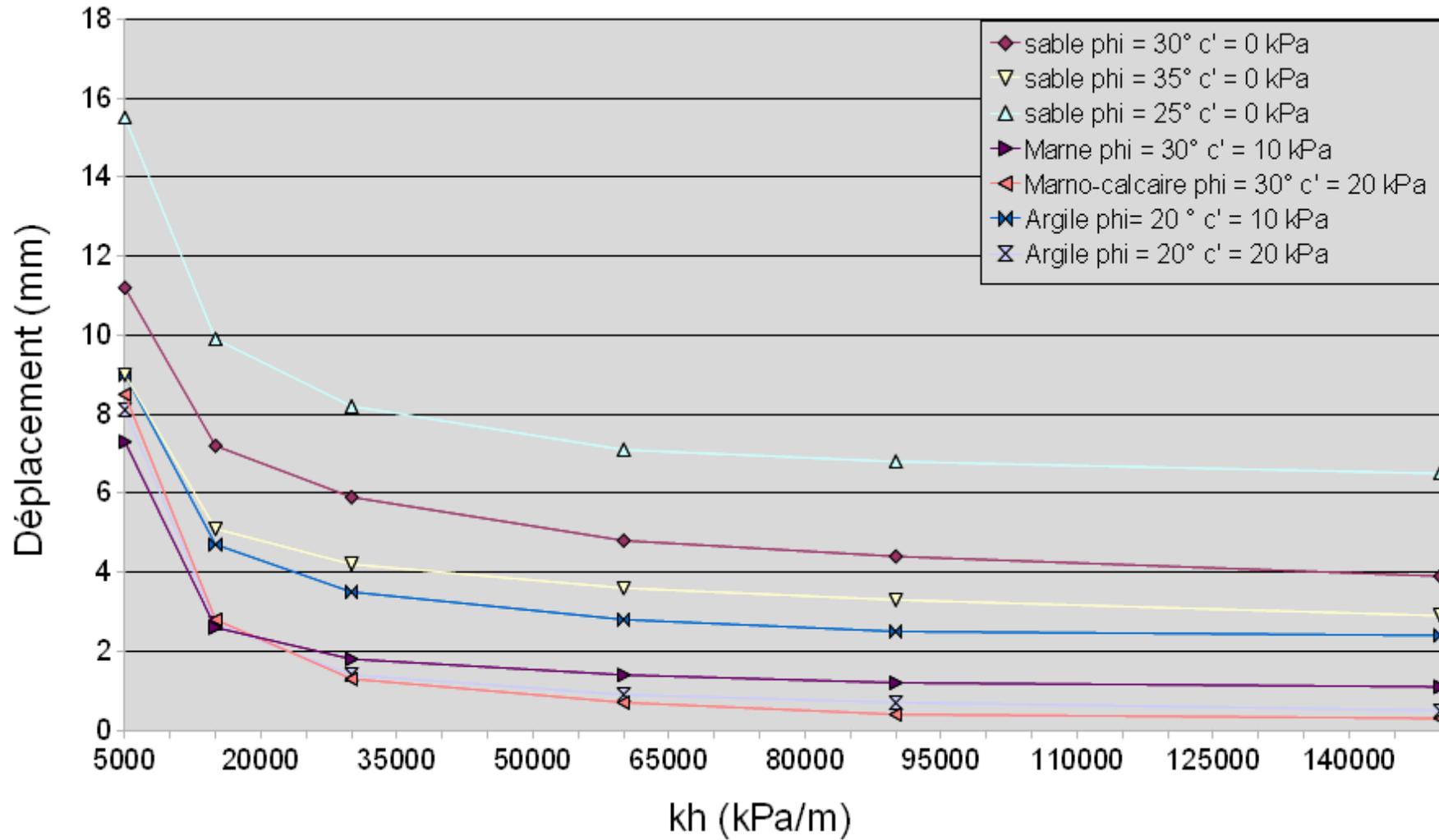


Figure 86 : Valeur du déplacement maximal d'un écran de soutènement en fonction du type de sol et de la variation de  $k_h$

Nota : Les valeurs pour 1000 kPa/m ne sont pas fournies car la valeur maximale du déplacement obtenu est obtenue en pied d'écran

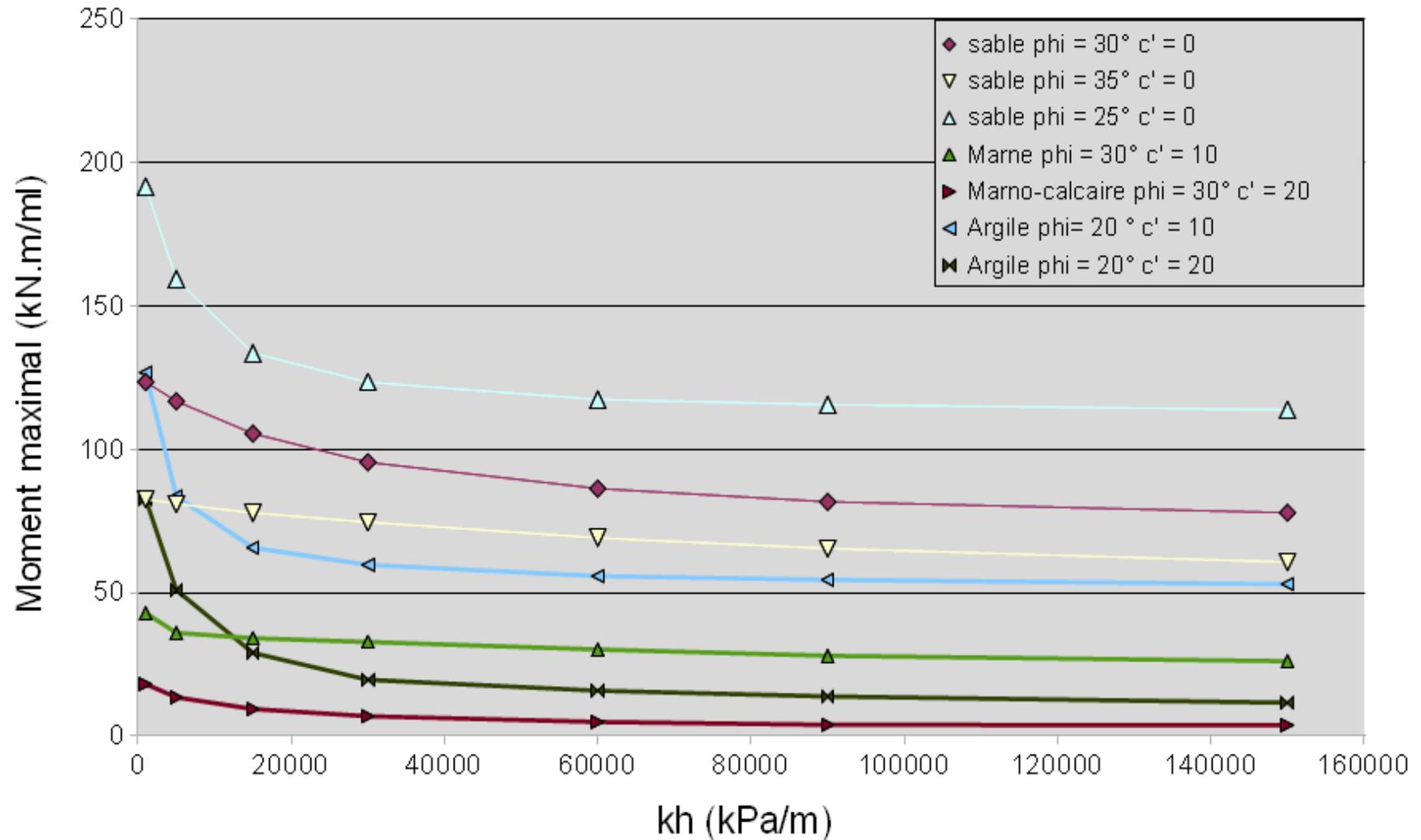


Figure 87 : Valeur du moment maximum sollicitant un écran de soutènement en fonction du type de sol et de la variation de  $k_h$

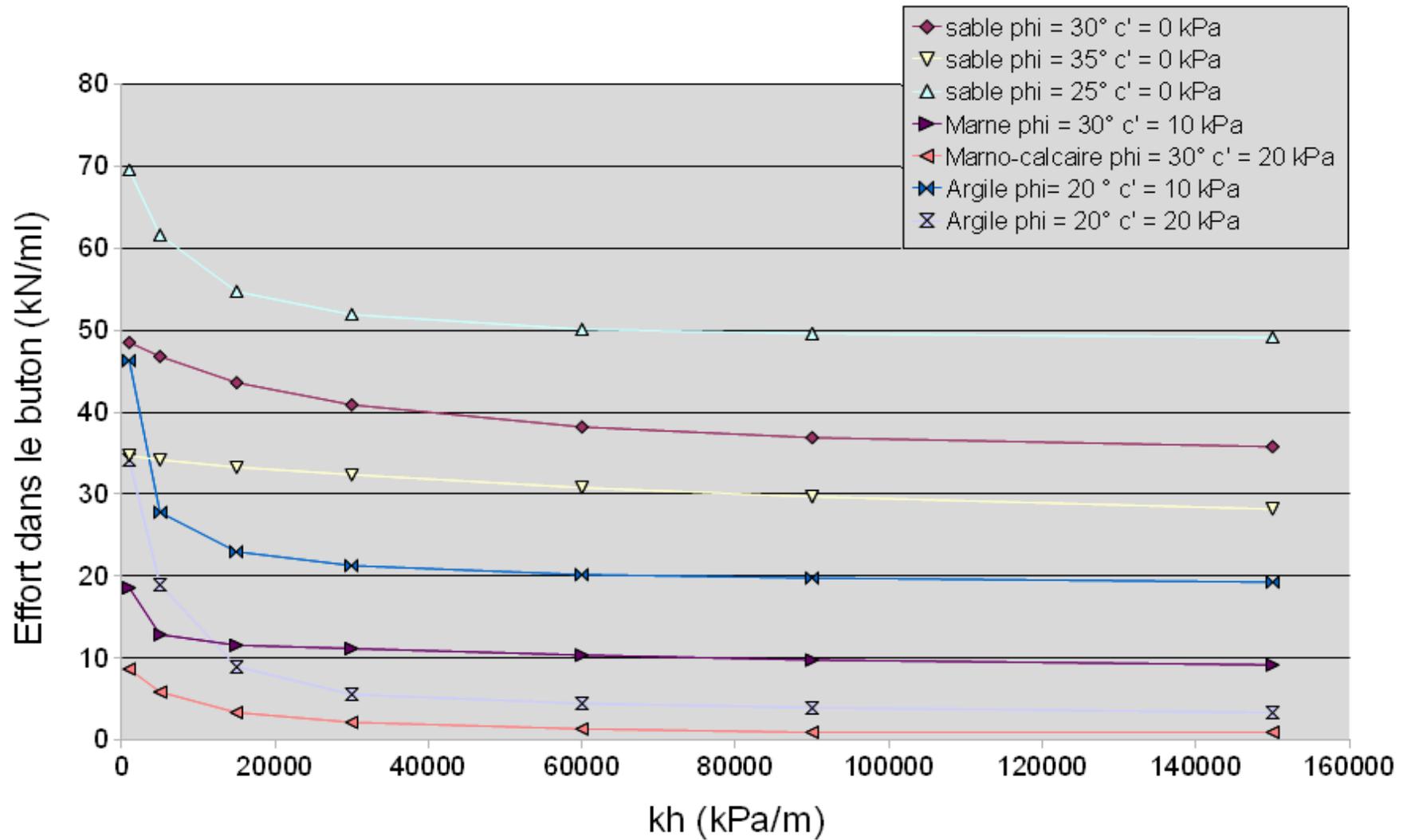


Figure 88 : Valeur de l'effort dans le buton en fonction du type de sol et de la variation de  $k_h$

**Annexe 3 : Impact, pour différentes valeurs de  $k_h$ , de la  
variation du produit d'inertie de l'écran sur les  
résultats de calcul  
Cas d'un écran butonné en tête dans un mono-couche  
avec  $|k| = 0$**

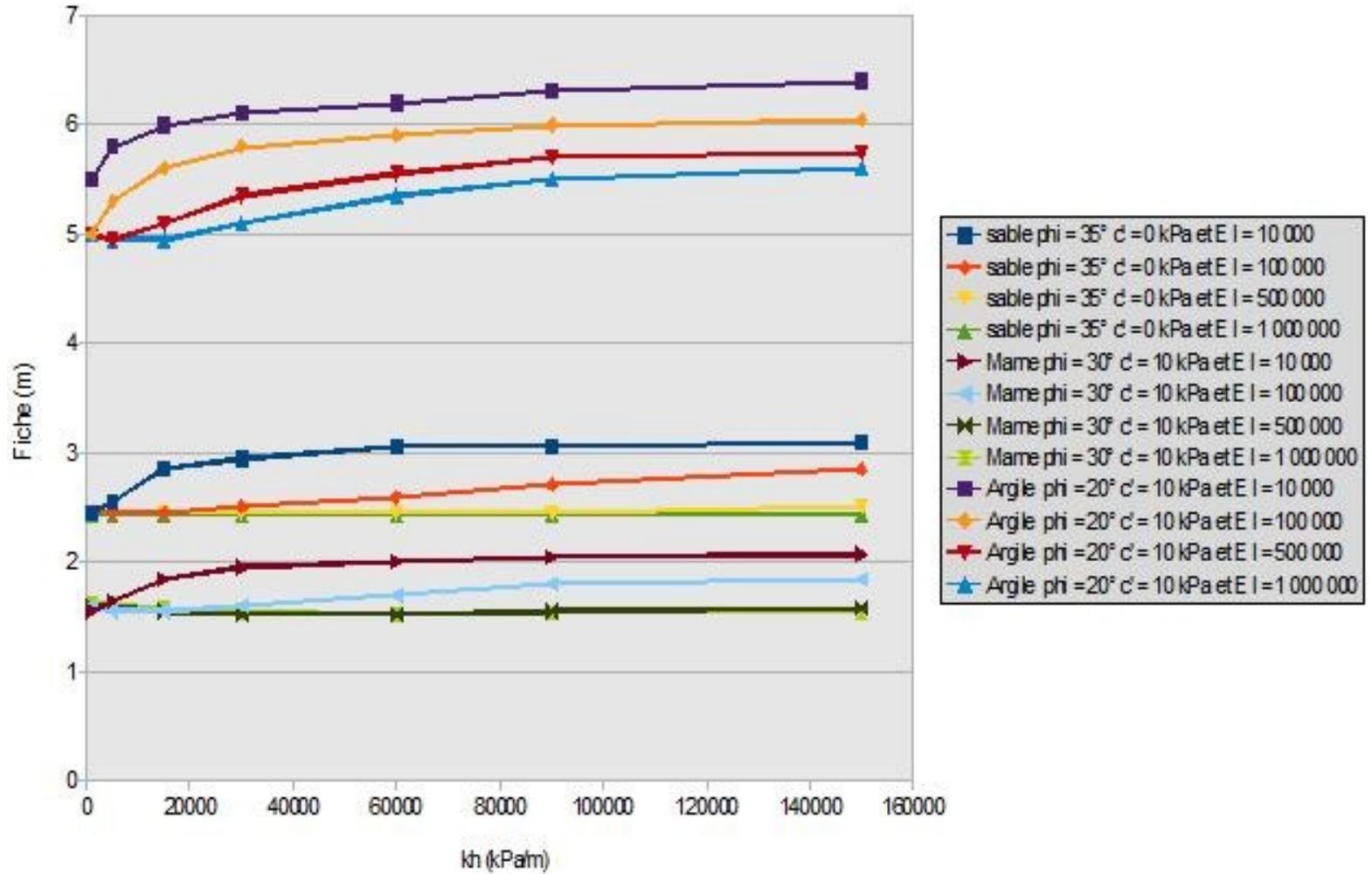


Figure 89 : Impact, pour différentes valeurs de  $k_h$ , de la variation du produit d'inertie de l'écran de soutènement et de la rigidité du buton sur la longueur de la fiche

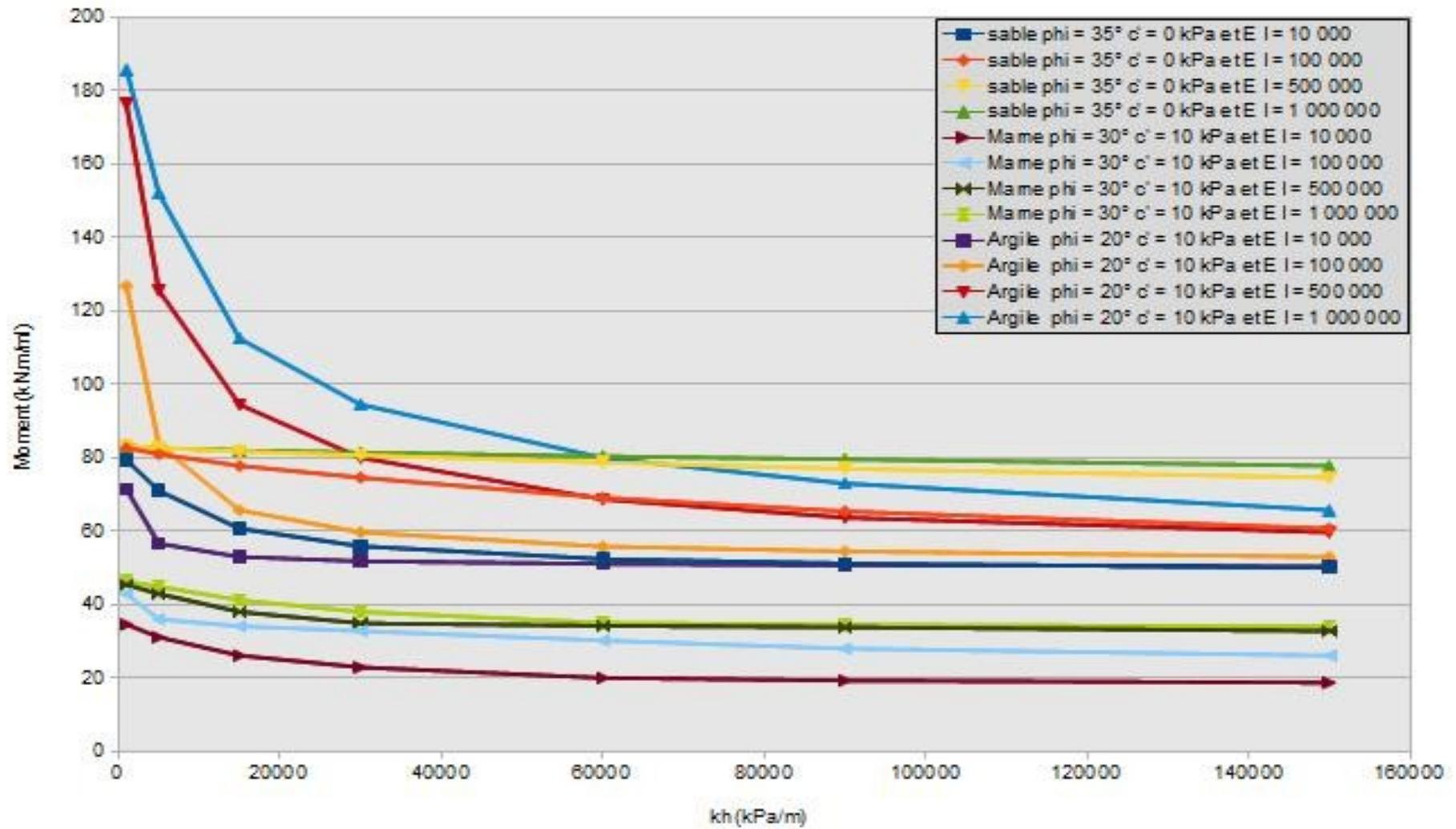


Figure 90 : Impact, pour différentes valeurs de  $k_h$ , de la variation du produit d'inertie de l'écran de soutènement et de la rigidité du buton sur la valeur du moment maximum

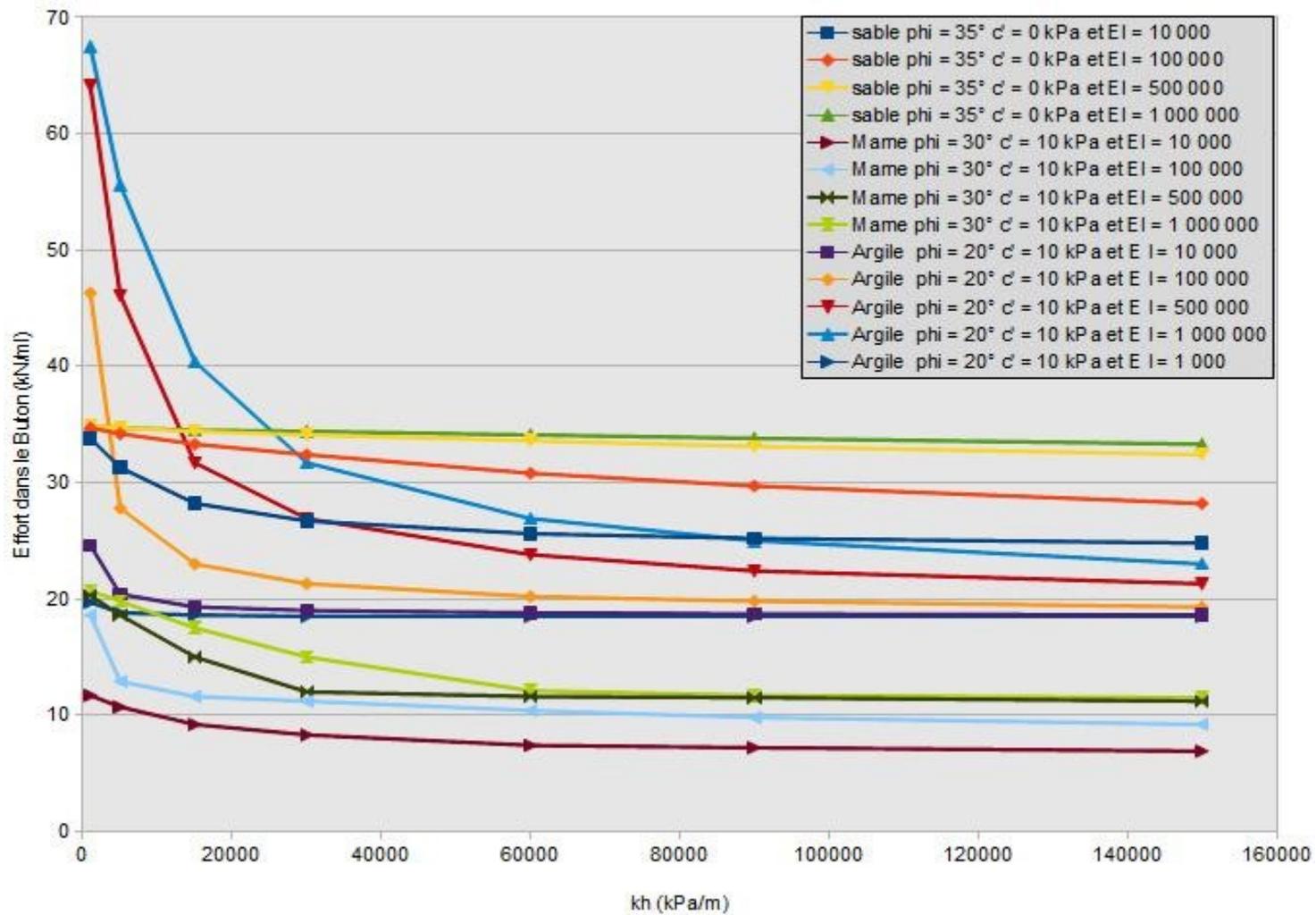


Figure 91 : Impact, pour différentes valeurs de  $k_h$ , de la variation du produit d'inertie de l'écran de soutènement et de la rigidité du buton sur la valeur de l'effort dans le buton

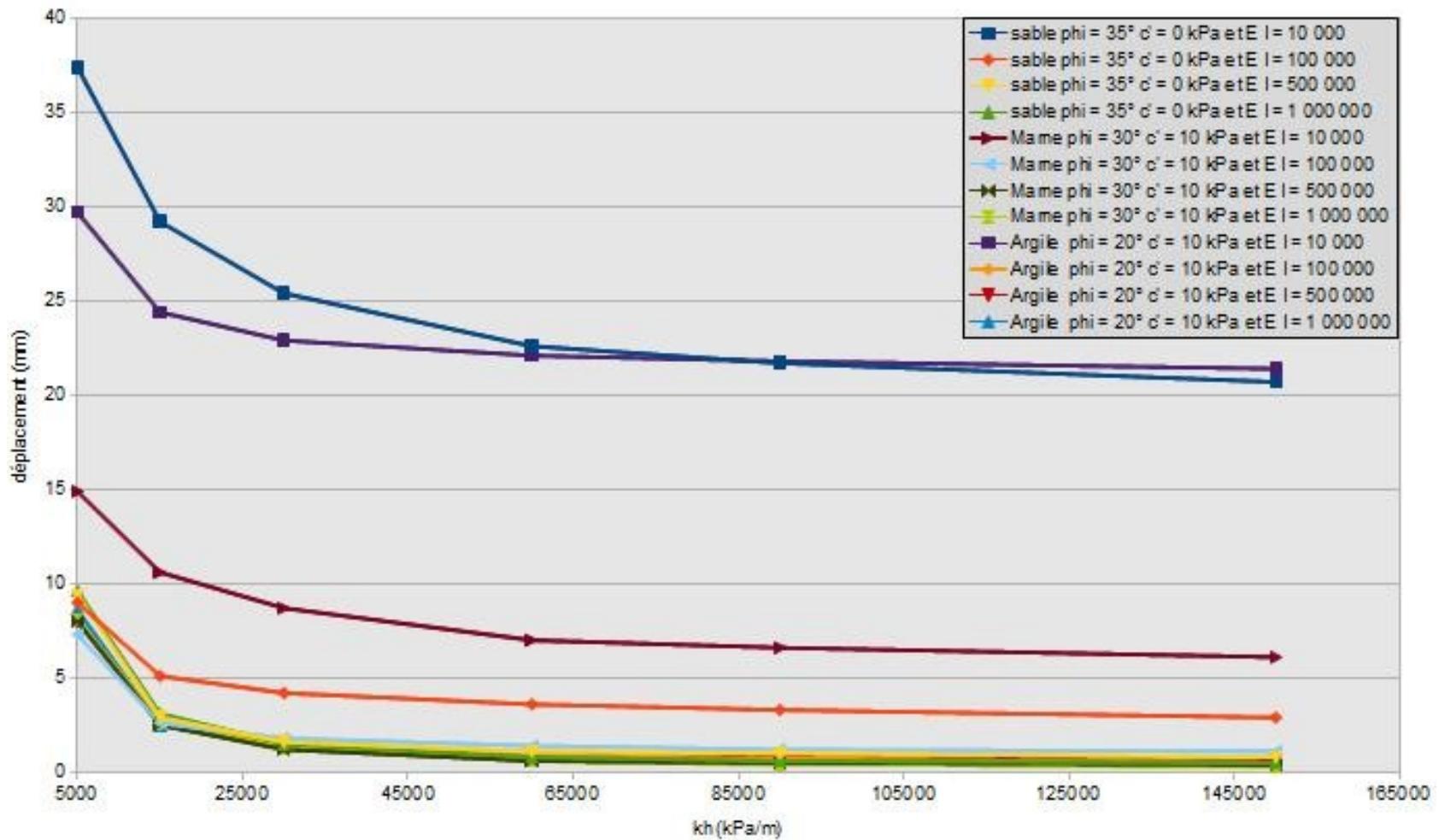


Figure 92 : Impact, pour différentes valeurs de  $k_h$ , de la variation du produit d'inertie de l'écran de soutènement et de la rigidité du buton sur la valeur du déplacement maximum

Nota : Les valeurs pour 1000 kPa/m ne sont pas fournies car la valeur maximale du déplacement obtenu est obtenue en pied d'écran

**Annexe 4 : Impact sur les calculs du contraste de  $k_h$   
entre la partie en fiche et la hauteur libre  
Cas de la formule de Balay dans un mono-couche  
pour un écran butonné en tête avec  
un produit d'inertie de 100 000  $\text{KN.m}^2/\text{ml}$  et  $|k| = 0$**

Tableau 32 : Cas du Sable ( $\phi'=30^\circ$ et $c' = 0$ kPa)							
$k_h$ _Fiche (kPa/m)	$k_h$ _Hauteur libre (kPa/m)	M_attendu (kN.m/ml)	M_calculé (kN.m/ml)	F_attendue (m)	F_calculée (m)	d_attendu (mm)	d_calculé (mm)
1000	300	125-123	139	3,45	3,55	$\geq 47$	48
	400	125-123	126	3,45	3,5	$\geq 47$	47
	$\geq 500$	124-123	123	3,45	3,45	$\geq 47$	47
2000	300	125-121	151	3,45	3,65	$\geq 47-22$	23
	500	124-121	135	3,45	3,55	$\geq 47-22$	22
	$\geq 700$	124-121	121	3,45	3,45	$\geq 47-22$	22
4000	300	125-118	154	3,45	3,70	$\geq 47-12,8$	15
	1000	123-118	121	3,45	3,5	47-12,8	13
	$\geq 1200$	123-118	118	3,45	3,45	39-12,8	13
8000	300	125-113	150	3,45-3,55	3,8	$\geq 47-9$	11
	1000	123-113	124	3,45-3,55	3,6	47-9	10
	$\geq 1700$	121-113	113	3,45-3,55	3,55	26,4-9	9
15000	300	125-105	142	3,45-3,6	3,95	$\geq 47-7$	10
	1000	123-105	121	3,45-3,6	3,75	47-7	8
	$\geq 2500$	121-105	105	3,45-3,6	3,6	17,7-7	7

Nota 1: L'intervalle des valeurs attendues de moment, de longueur de fiche et de déplacement a été déterminé en considérant, sur les figures 85 à 88 fournies en annexe 2, les résultats obtenus pour la valeur de  $k_h$  au niveau de la hauteur libre et ceux obtenus pour la valeur de  $k_h$  en fiche.

Nota 2 : Les résultats pour l'effort dans le buton ne sont pas présentés pour faciliter la lecture du tableau mais la tendance mise en évidence est très similaire à celle des moments.

**Tableau 33 : Cas d'une marne ( $\varphi'=30^\circ$  et  $c' = 10$  kPa)**

$k_h$ _Fiche (kPa/m)	$k_h$ _Hauteur _libre (kPa/m)	M_attendu (kN.m/ml)	M_calculé (kN.m/ml)	F_attendue (m)	F_calculée (m)	d_attendu (mm)	d_calculé (mm)
8000	1000	43-34,5	100,6	$\approx 1,55$	2,25	39,8-5	7,2
	7000	34,6-34,5	35,7	$\approx 1,55$	1,8	9,3-5	5
	$\geq 8000$	$\leq 34,5$	34,5	1,55	1,55	$\leq 5$	4
16000	1000	43-33,8	101	$\approx 1,55$	2,4	39,8-2,5	5,7
	8000	34,5-33,8	41	$\approx 1,55$	1,65	5-2,5	3
	$\geq 11000$	34,3-33,8	33,8	$\approx 1,55$	1,55	3,2-2,5	2,5
30000	1000	43-32,8	97	1,55-1,6	2,55	39,8-1,8	5
	15000	34-32,8	33,6	1,55-1,6	1,6	2,5-1,8	2
	$\geq 17000$	33,9-32,8	32,8	1,55-1,6	1,6	2,4-1,8	1,8
60000	1000	43-30,2	90	1,55-1,7	2,8	39,8-1,4	4,3
	15000	34-30,2	34,1	1,55-1,7	1,85	2,5-1,4	1,6
	$\geq 25000$	33-30,2	30,2	1,55-1,7	1,7	1,7-1,4	1,4
120000	1000	43-27,2	83,9	1,55-1,8	3	39,8-1,1	3,8
	15000	34-27,2	33,9	1,55-1,8	2,1	2,5-1,1	1,4
	$\geq 35000$	32,4-27,2	27,2	1,6-1,8	1,8	1,7-1,1	1,1

Nota 1: L'intervalle des valeurs attendues de moment, de longueur de fiche et de déplacement a été déterminé en considérant, sur les figures 85 à 88, les résultats obtenus pour la valeur de  $k_h$  au niveau de la hauteur libre et ceux obtenus pour la valeur de  $k_h$  en fiche.

Nota 2 :Les résultats pour l'effort dans le buton ne sont pas présentés pour faciliter la lecture du tableau mais la tendance mise en évidence est identique à celle des moments.

**Tableau 34 : Cas d'une argile ( $\varphi'=20^\circ$  et  $c' = 10$  kPa)**

$k_h$ _Fiche (kPa/m)	$k_h$ _Hauteur _libre (kPa/m)	M_attendu (kN.m/ml)	M_calculé (kN.m/ml)	F_attendue (m)	F_calculée (m)	d_attendu (mm)	d_calculé (mm)
4000	1000	126,8-88,1	144	5-5,25	5,9	39,6-10,6	14,2
	2000	105-88,1	109,6	5,1-5,25	5,6	18,5-10,6	11,9
	$\geq 4000$	$\leq 88,1$	88,1	5,25	5,25	$\leq 10,6$	10,6
8000	1000	126,8-74,2	138	5-5,5	6,35	39,6-6,6	10,6
	2000	105-74,2	111	5,1-5,5	6,1	18,5-6,6	8,9
	$\geq 5500$	81,8-74,2	74,2	5,25-5,5	5,5	8,5-6,6	6,6
16000	2000	105-65,7	111,8	5,1-5,6	6,4	18,5-4,5	7,2
	4000	88,1-65,7	83,4	5,25-5,6	6	10,6-4,5	5,6
	$\geq 7000$	77,2-65,7	65	5,4-5,6	5,6	7,2-4,5	4,5
30000	2000	105-59,7	111,6	5,1-5,9	6,5	18,5-3,5	6,4
	4000	88,1-59,7	85,9	5,25-5,9	6,2	10,6-3,5	4,9
	$\geq 9500$	72,2-59,7	59,7	5,5-5,9	5,9	6-3,5	3,5
60000	2000	105-55,8	111	5,1-5,95	6,75	18,5-2,8	5,9
	4000	88,1-55,8	87,2	5,25-5,95	6,5	10,6-2,8	4,6
	$\geq 13000$	67,5-55,8	55,8	5,65-5,95	5,95	5-2,8	2,8

Nota 1: L'intervalle des valeurs attendues de moment, de longueur de fiche et de déplacement a été déterminé en considérant, sur les figures 85 à 88, les résultats obtenus pour la valeur de  $k_h$  au niveau de la hauteur libre et ceux obtenus pour la valeur de  $k_h$  en fiche.

Nota 2 : Les résultats pour l'effort dans le bouton ne sont pas présentés pour faciliter la lecture du tableau mais la tendance mise en évidence est identique à celle des moments.

**Annexe 5 : Comparatif de la méthode MEL et MISS  
(approche de calcul 2 et 2\*)  
EI = 100 000 kN.m<sup>2</sup>/ml  
K = 100 000 KN/ml  
|k| = 0**

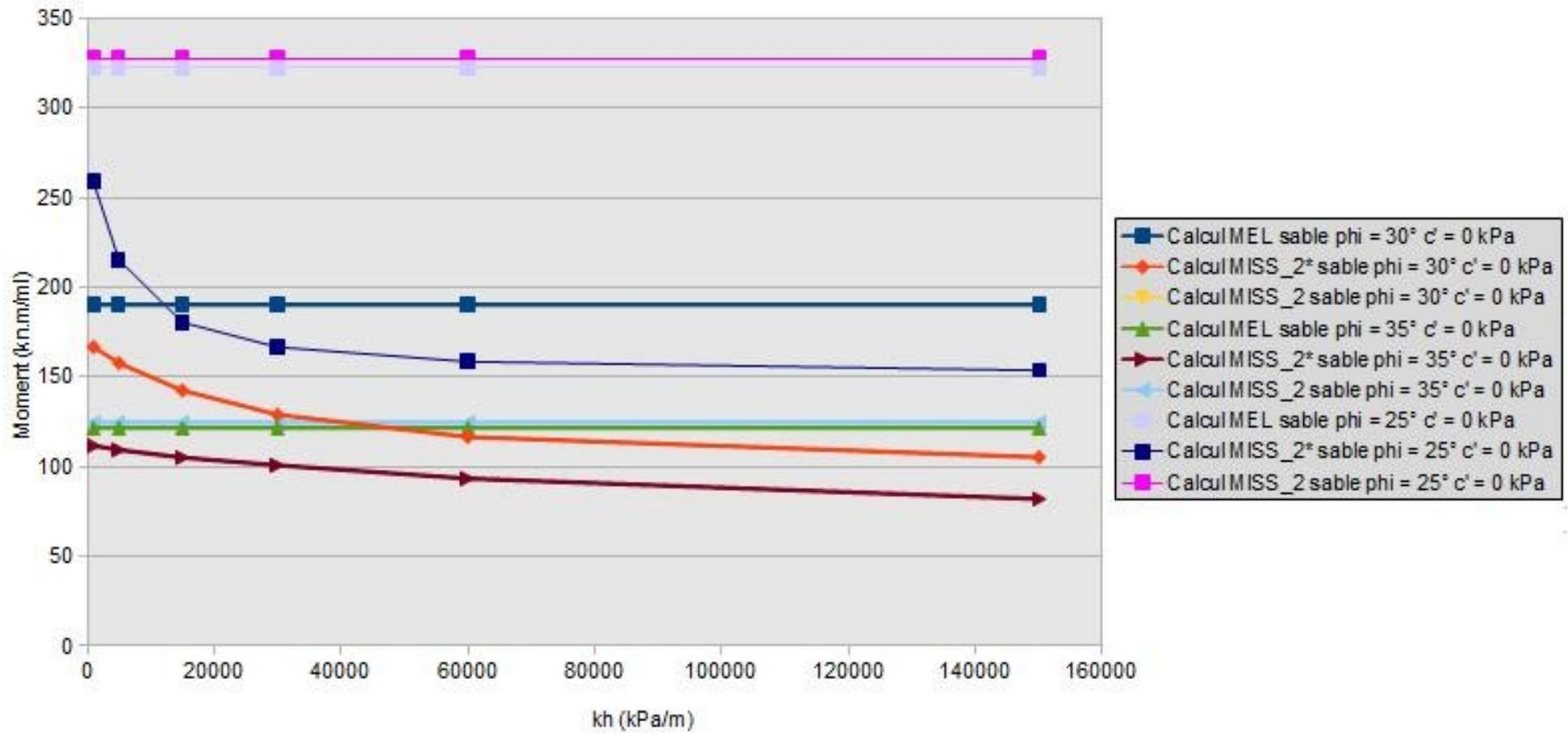


Figure 93 : Comparatif des moments obtenus avec une méthode MEL et MISS (approche 2 et 2\*) pour un sol sableux

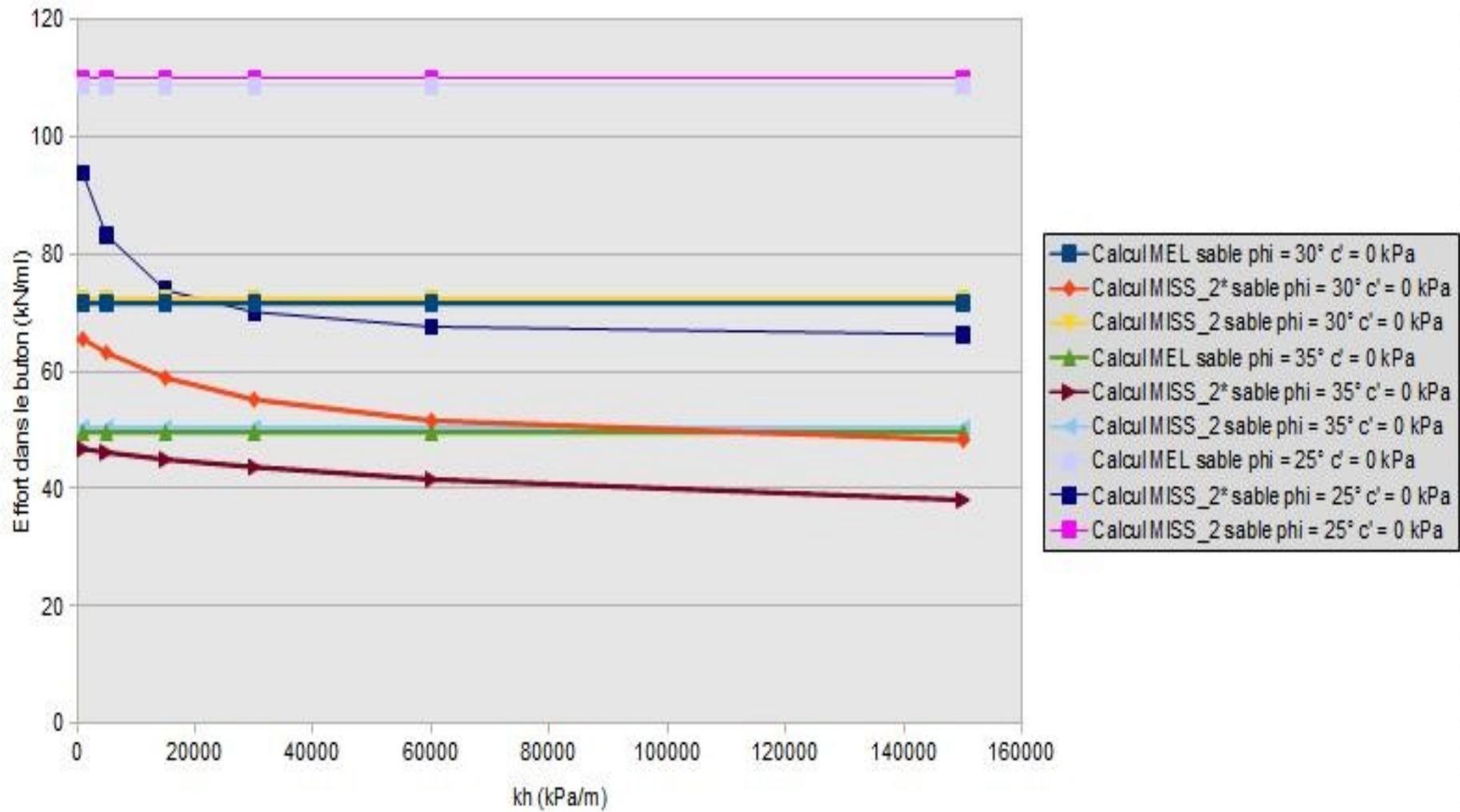


Figure 94 : Comparatif de l'effort dans le buton obtenu avec une méthode MEL et MISS (approche 2 et 2\*) pour un sol sableux

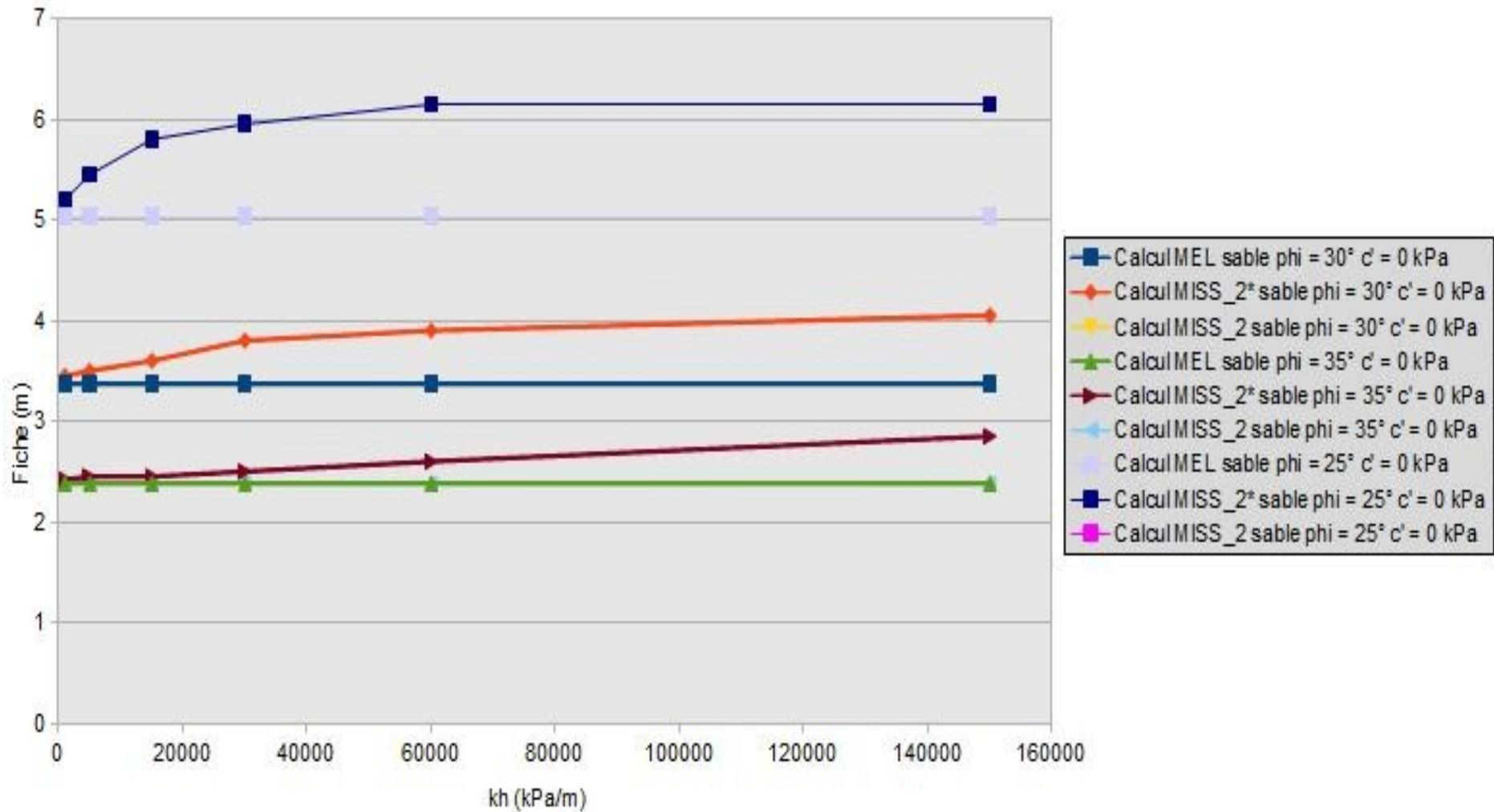


Figure 95 : Comparatif de la longueur de fiche obtenue avec une méthode MEL et MISS (approche 2 et 2\*) pour un sol sableux

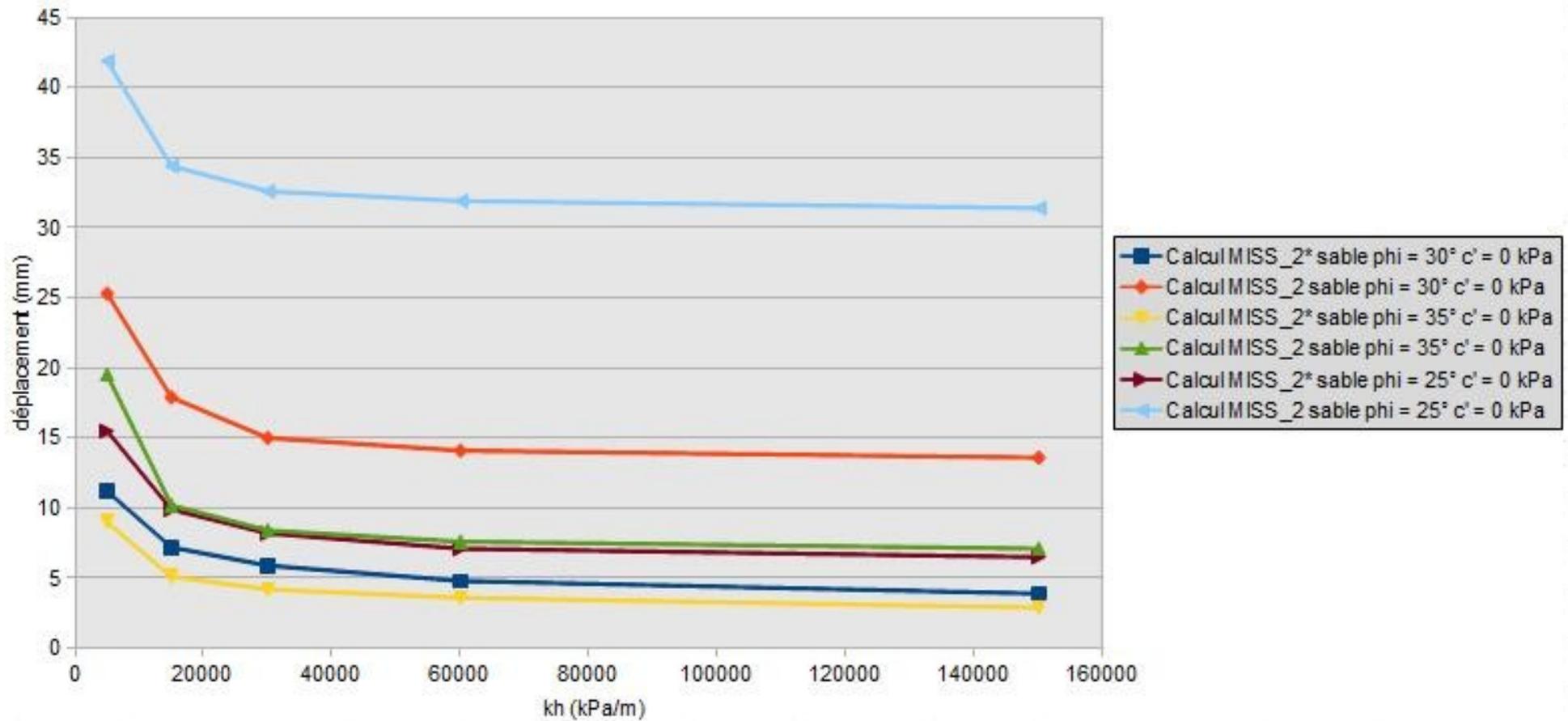


Figure 96 : Comparatif des déplacements obtenus avec une MISS (approche 2 et 2\*) pour un sol sableux

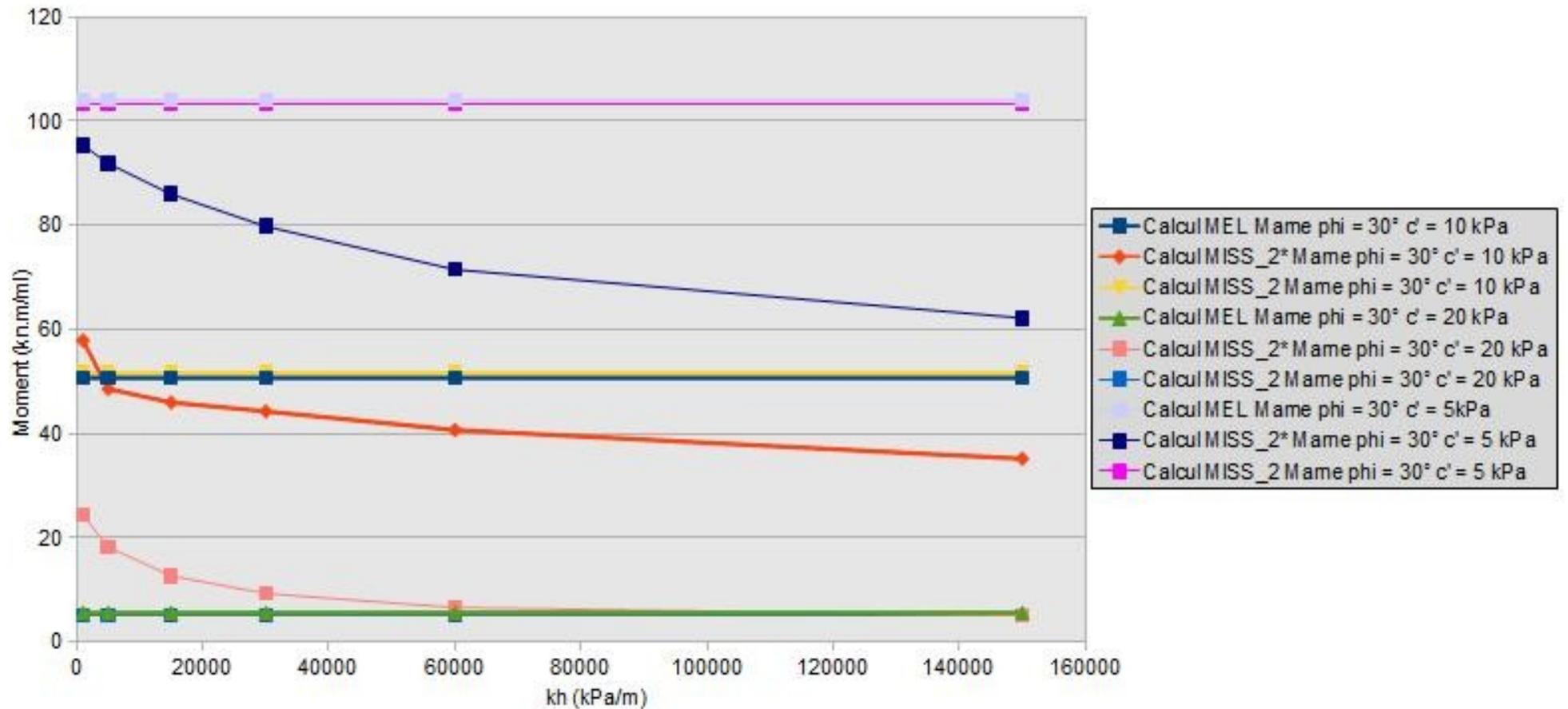


Figure 97 : Comparatif des moments obtenus avec une méthode MEL et MISS (approche 2 et 2\*) pour un sol marneux

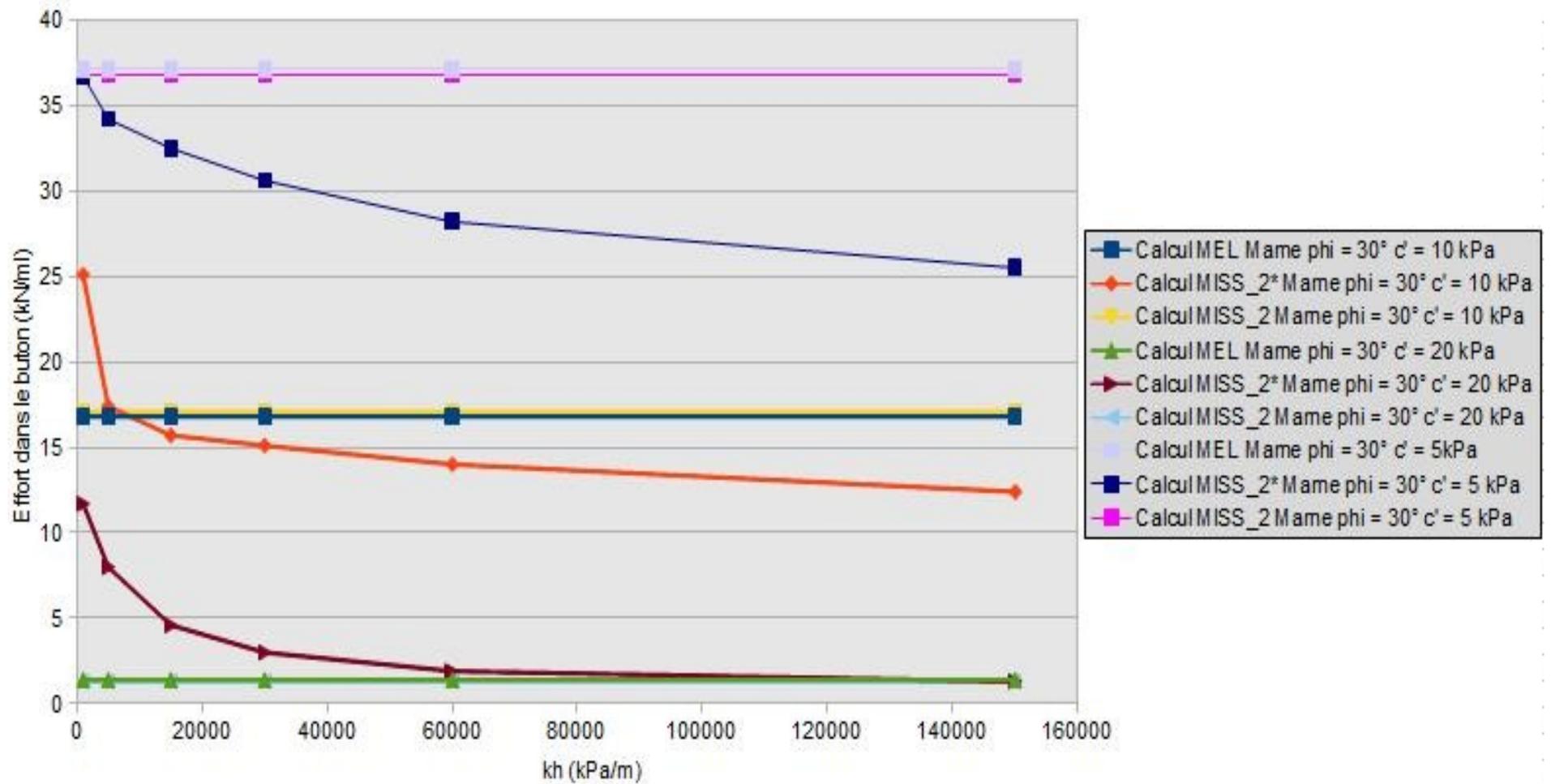


Figure 98 : Comparatif de l'effort dans le buton obtenu avec une méthode MEL et MISS (approche 2 et 2\*) pour un sol marneux

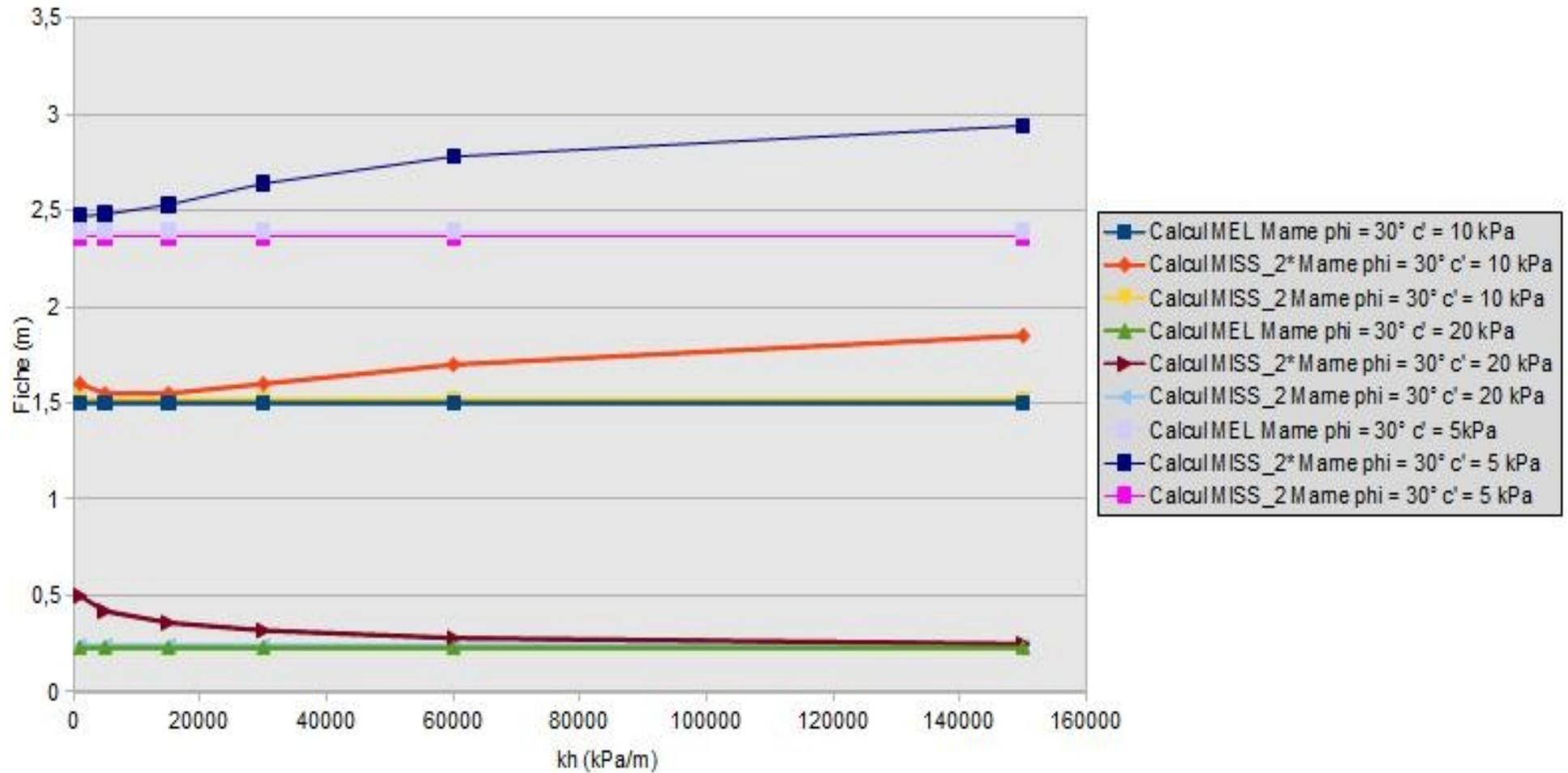


Figure 99 : Comparatif de la longueur de fiche obtenue avec une méthode MEL et MISS (approche 2 et 2\*) pour un sol marneux

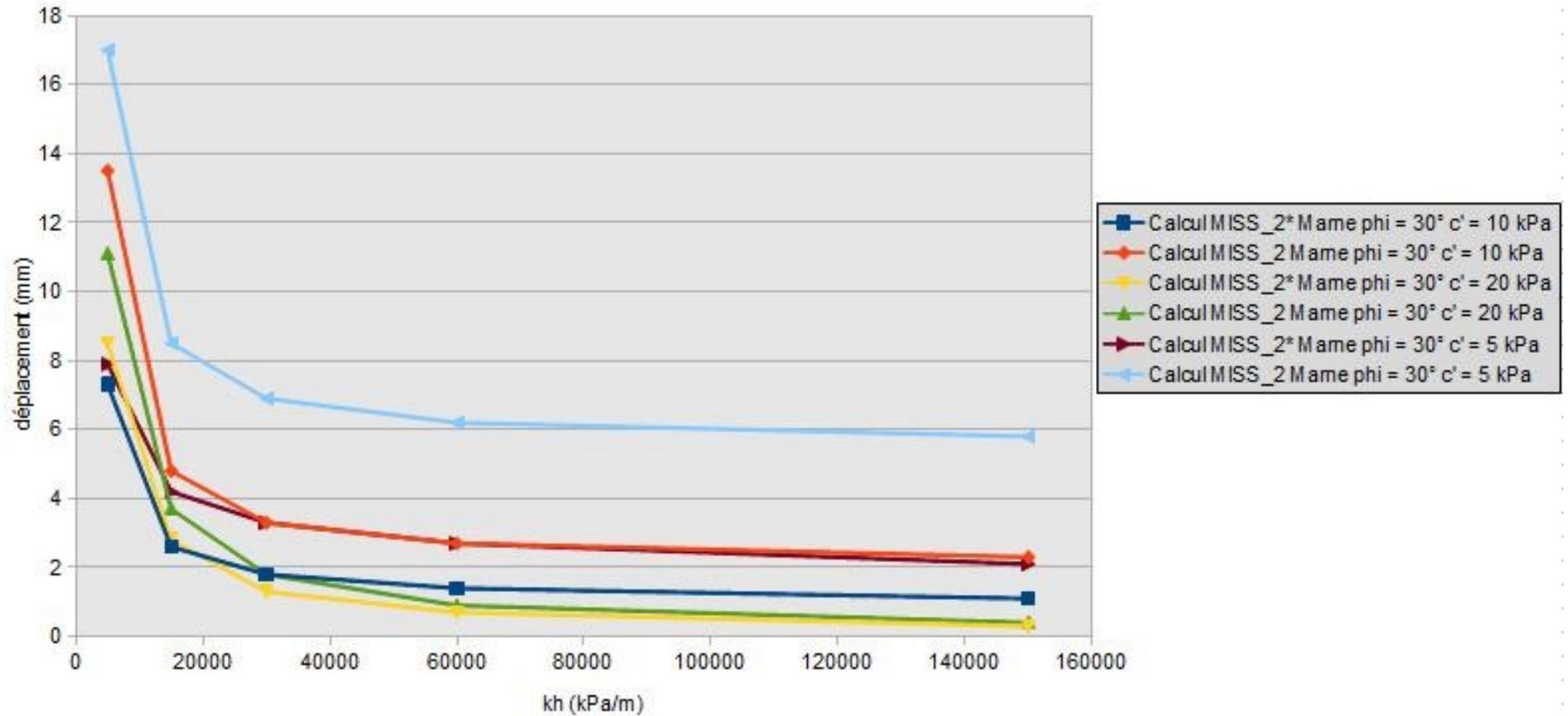


Figure 100 : Comparatif des déplacements obtenus avec une méthode MISS (approche 2 et 2\*) pour un sol marneux

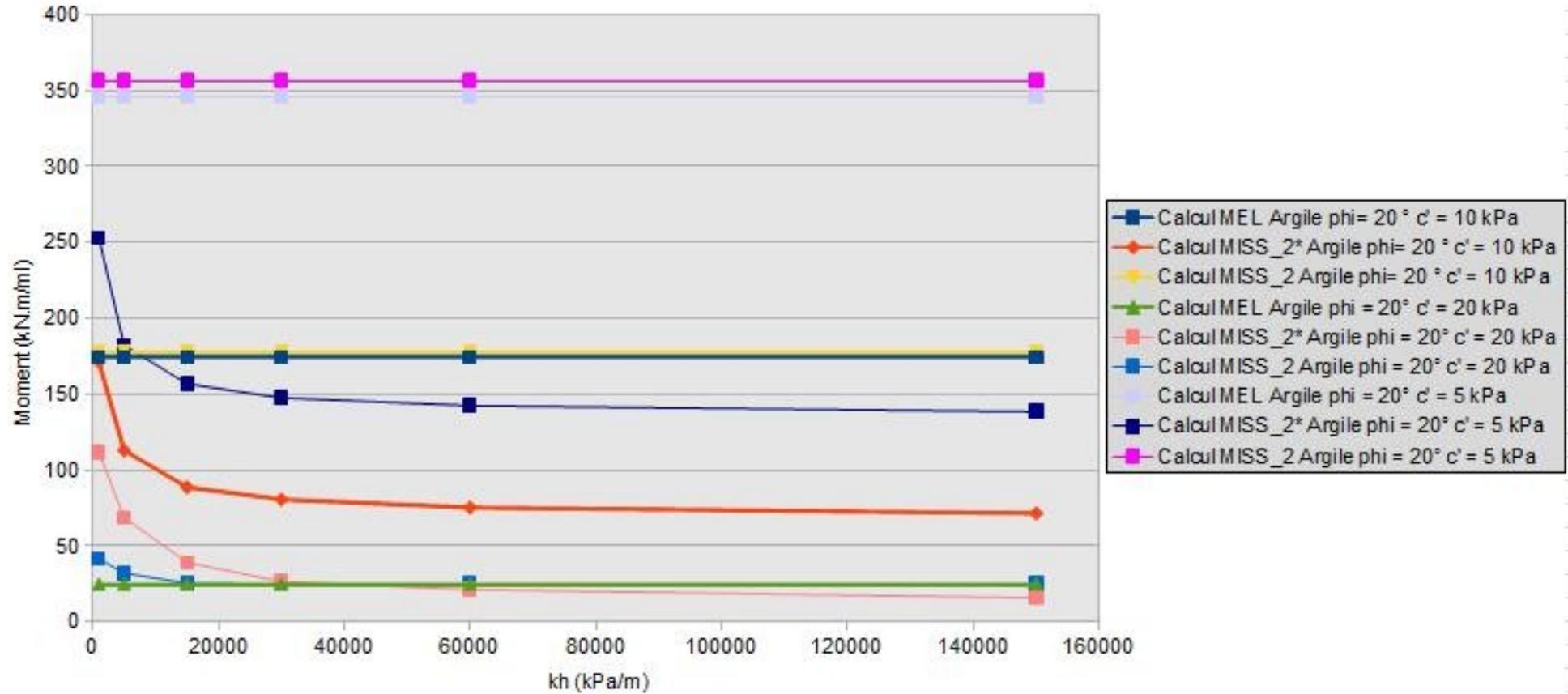


Figure 101 : Comparatif des moments obtenus avec une méthode MEL et MISS (approche 2 et 2\*) pour un sol argileux

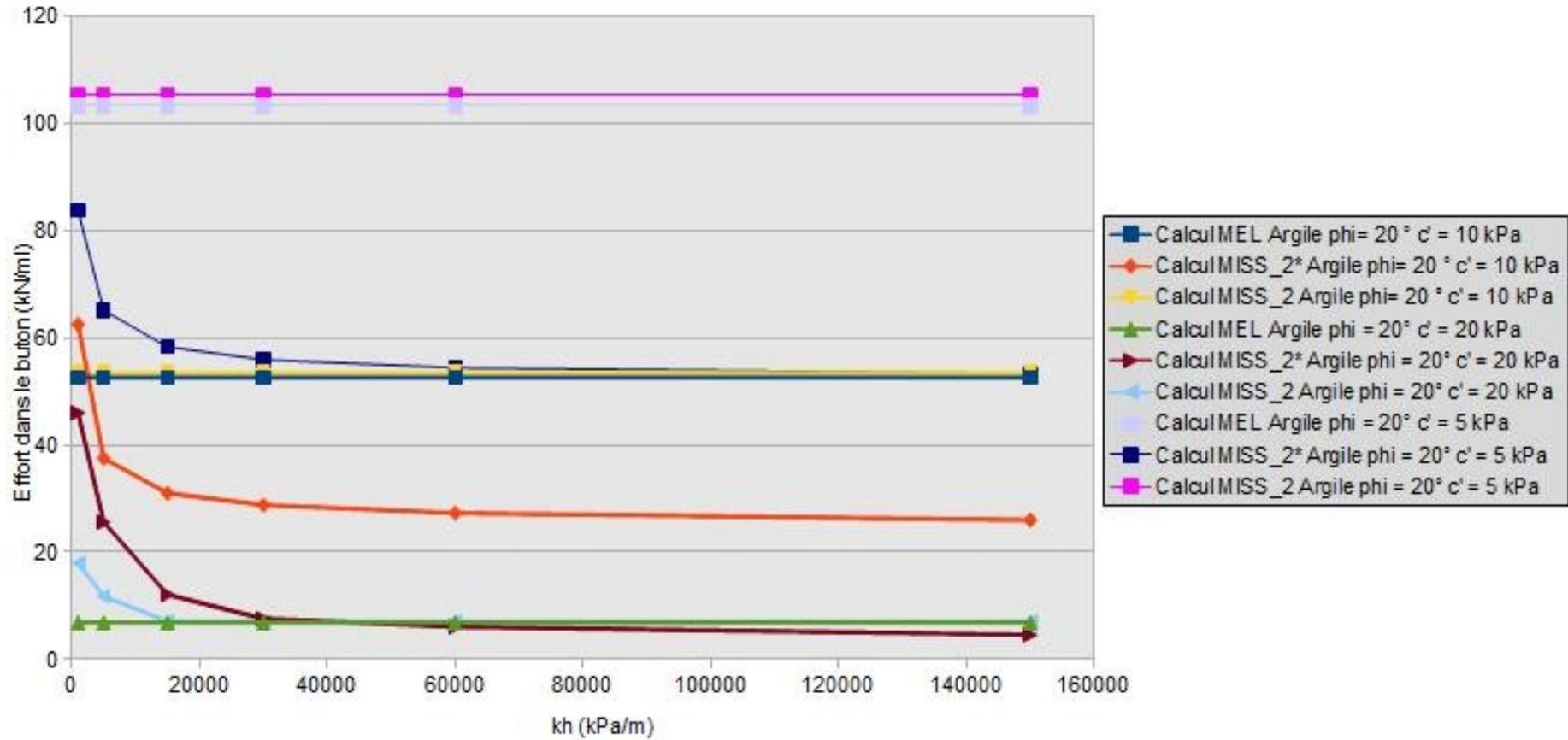


Figure 102 : Comparatif de l'effort dans le buton obtenu avec une méthode MEL et MISS (approche 2 et 2\*) pour un sol argileux

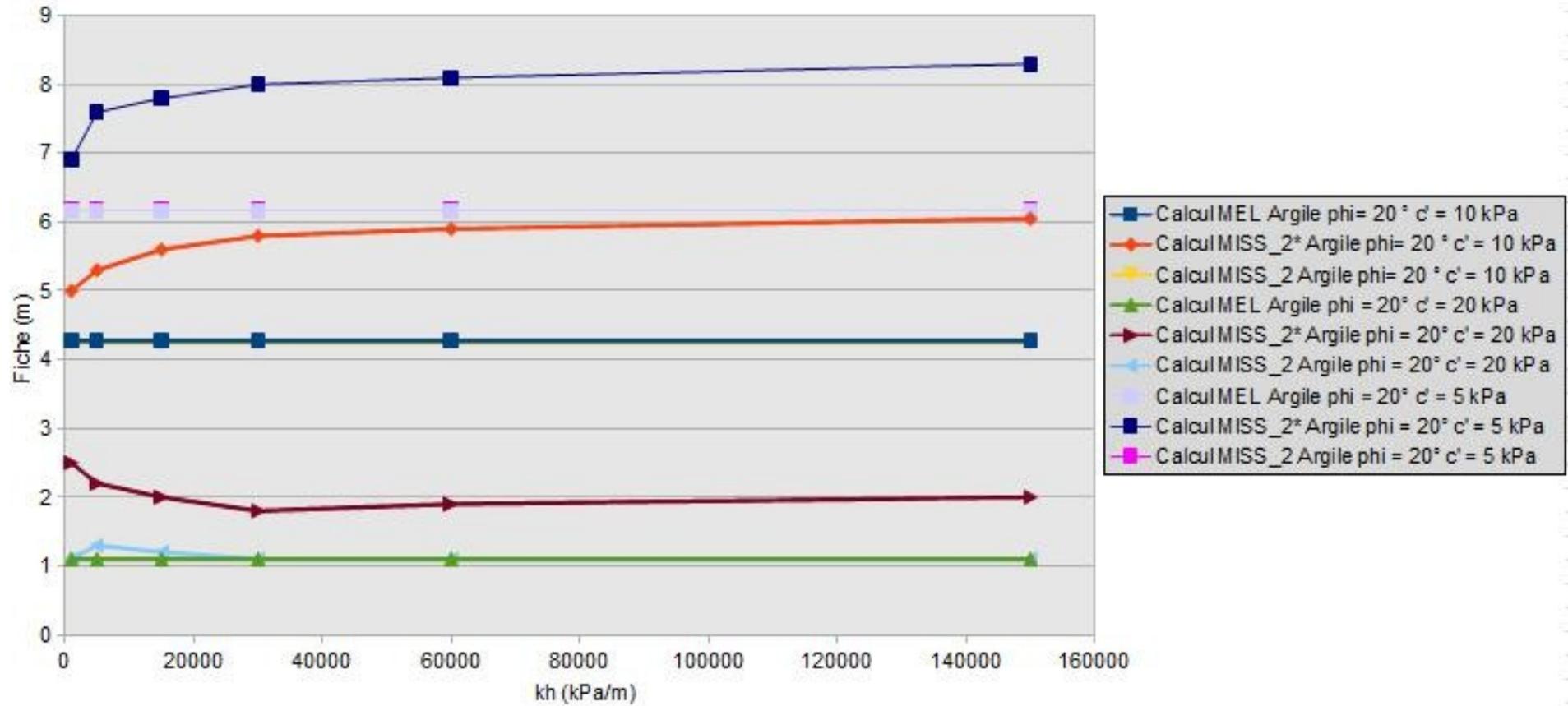


Figure 103 : Comparatif de la longueur de fiche obtenue avec une méthode MEL et MISS (approche 2 et 2\*) pour un sol argileux

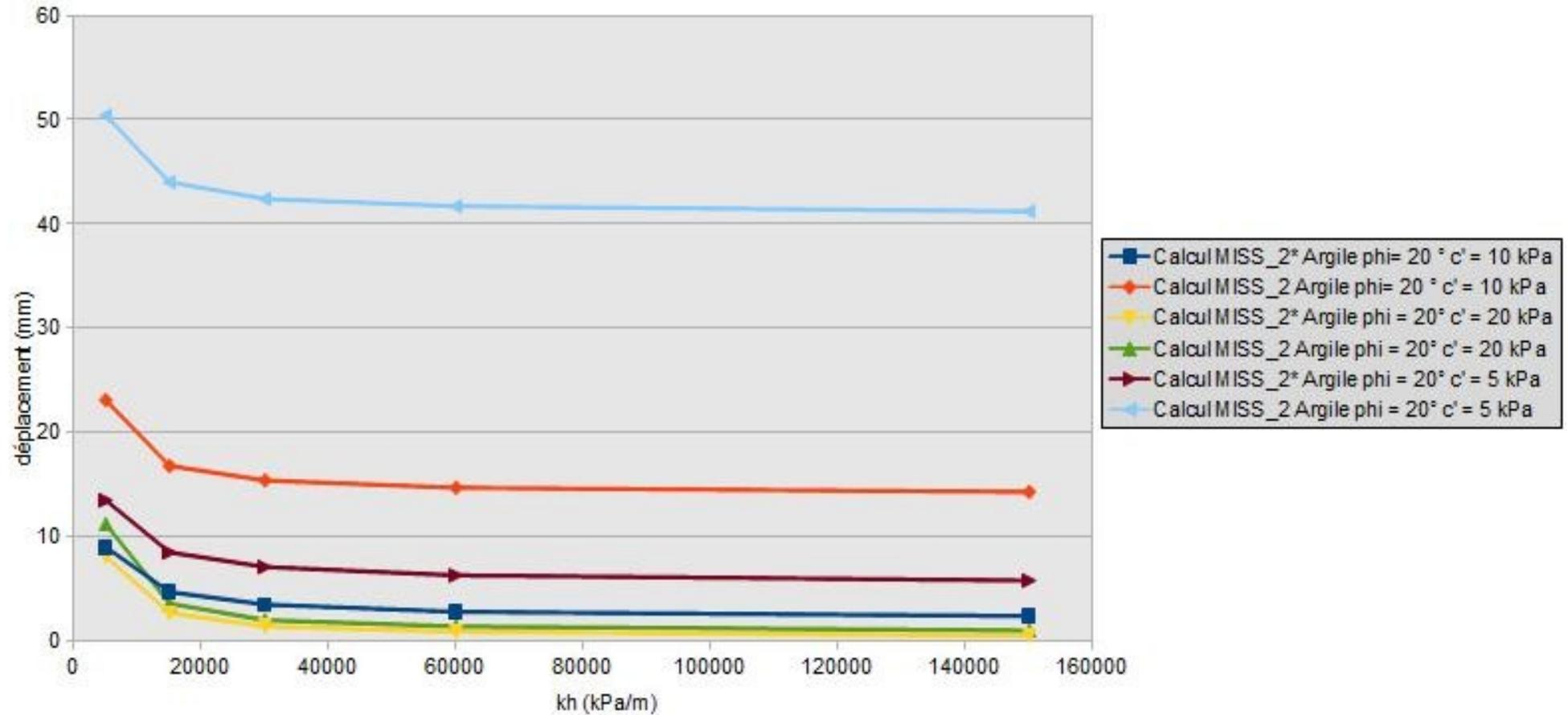


Figure 104 : Comparatif des déplacements obtenus avec une MISS (approche 2 et 2\*) pour un sol argileux

**Tableau 35 : Comparatif d'un calcul MEL et MISS d'un écran de 5 m de hauteur libre butonné en tête dans un mono-couche avec  $|k| = 0$**

		$\varphi' = 20^\circ$					$\varphi' = 25^\circ$		$\varphi' = 30^\circ$				$\varphi' = 35^\circ$					
		MEL	MISS				MEL	MISS EI = 100 MN.m <sup>2</sup> /ml	MEL	MISS				MEL	MISS			
			EI = 10 MN.m <sup>2</sup> /ml	EI = 100 MN.m <sup>2</sup> /ml	EI = 500 MN.m <sup>2</sup> /ml	EI = 1000 MN.m <sup>2</sup> /ml				EI = 10 MN.m <sup>2</sup> /ml	EI = 100 MN.m <sup>2</sup> /ml	EI = 500 MN.m <sup>2</sup> /ml	EI = 1000 MN.m <sup>2</sup> /ml		EI = 10 MN.m <sup>2</sup> /ml	EI = 100 MN.m <sup>2</sup> /ml	EI = 500 MN.m <sup>2</sup> /ml	EI = 1000 MN.m <sup>2</sup> /ml
<b>C' = 0 kPa</b>	<b>M (kN.m/ml)</b>	-	-	-	-	-	322	259-166-153	185	-	167-128-105	-	-	122	107-76-67	112-101-82	112-109-101	112-109-105
	<b>B (kN/ml)</b>	-	-	-	-	-	109	94-70-66	70	-	65-55-48	-	-	50	46-36-34	47-43-38	47-46-44	47-46-45
	<b>F (m)</b>	-	-	-	-	-	5	5,2-6-6,1	3,3	-	3,4-3,8-4	-	-	2,4	2,4-3-3,1	2,4-2,5-2,8	2,4-2,4-2,5	2,4-2,4-2,4
	<b>d (mm)</b>	-	-	-	-	-	-	15-8-6	-	-	11-6-4	-	-	-	37-25-21	9-4-3	9-2-1	9-1-0,5
<b>C' = 5 kPa</b>	<b>M (kN.m/ml)</b>	346	-	253-147-138	-	-	-	-	104	-	95-80-62	-	-	-	-	-	-	-
	<b>B (kN/ml)</b>	103	-	84-55-53	-	-	-	-	37	-	37-31-25	-	-	-	-	-	-	-
	<b>F (m)</b>	6,2	-	6,9-8-8,3	-	-	-	-	2,4	-	2,5-2,6-2,9	-	-	-	-	-	-	-
	<b>d (mm)</b>	-	-	13-7-6	-	-	-	-	-	-	8-3-2	-	-	-	-	-	-	-
<b>C' = 10 kPa</b>	<b>M (kN.m/ml)</b>	174	96-70-68	171-81-71	238-108-81	251-127-89	-	-	51	47-31-25	58-44-35	61-33-44	62-51-45	-	-	-	-	-
	<b>B (kN/ml)</b>	53	33-26-25	62-28-26	87-36-29	91-40-31	-	-	17	16-11-9	25-15-12	27-16-15	28-20-16	-	-	-	-	-
	<b>F (m)</b>	4,3	5,5-6,1-6,4	5-5,8-6	5,-5,3-5,7	5-5,1-5,6	-	-	1,5	1,5-1,9-2,1	1,6-1,6-1,8	1,6-1,5-1,6	1,6-1,5-1,6	-	-	-	-	-
	<b>d (mm)</b>	-	30-23-21	9-4-2	8-2-0,5	8-1-0,5	-	-	-	15-9-6	7-2-1	8-1-0,4	8-1,2-0,3	-	-	-	-	-
<b>C' = 20 kPa</b>	<b>M (kN.m/ml)</b>	24,5	-	41-27-25	-	-	-	-	6	-	24-9-5	-	-	-	-	-	-	-
	<b>B (kN/ml)</b>	7	-	46-8-5	-	-	-	-	1,3	-	12-3-1	-	-	-	-	-	-	-
	<b>F (m)</b>	1,1	-	2,5-1,8-2	-	-	-	-	0,25	-	0,5-0,3-0,2	-	-	-	-	-	-	-
	<b>d (mm)</b>	-	-	8-1-0,5	-	-	-	-	-	-	8-1-0,2	-	-	-	-	-	-	-

Nota 1: Pour les moments, les efforts dans le buton, les longueurs de fiche et les déplacements la valeur de :

- gauche correspond à  $k_h = 1000$  kPa/m
- centrale correspond à  $k_h = 30\ 000$  kPa/m
- droite correspond à  $k_h = 150\ 000$  kPa/m

Nota 2 : Pour pouvoir être comparés avec les résultats des calculs MEL, les valeurs de moments et d'efforts dans le buton des figures 85 à 92 ont été pondérés par 1,35. Il s'agit donc de moments et d'efforts dans le buton ELU au sens des vérifications STR.

**Annexe 6 : Impact de la variation de  $kh$  et du produit  
d'inertie dans un calcul MISS approche 2\*\* au regard  
d'un calcul MEL approche 2 coefficients partiels  
Cas d'un écran en console avec  $|k| = 0$**

**Tableau 36 : Impact de la valeur du produit d'inertie et de  $k_h$  dans un calcul MISS approche 2\*\* au regard d'un calcul MEL approche 2 aux coefficients partiels  
Cas du bi-couche sable 30/0 – sable 35/0**

<b>Résultats du calcul MEL approche 2 : <math>F = 4,04 \text{ m}</math> <math>M = 104,9 \text{ kN.m/ml}</math></b>	<b>Calcul MISS approche 2**</b>		
	<b><i>Hauteur de fiche sans contre butée</i></b>	<b><i>Coefficient de sécurité recalculé</i></b>	<b><i>Moment ELU (kN.m/ml)</i></b>
<b>Première série de calcul (variation du produit d'inertie de l'écran)</b>			
$EI = 10\ 000 \text{ kN.m}^2/\text{ml}$	3,08	1,11	104,8
<i><math>EI = 100\ 000 \text{ kN.m}^2/\text{ml}</math></i>	<i>3,13</i>	<i>1,14</i>	<i>104,8</i>
$EI = 500\ 000 \text{ kN.m}^2/\text{ml}$	3,13	1,15	104,8
$EI = 1\ 000\ 000 \text{ kN.m}^2/\text{ml}$	3,13	1,15	104,8
$EI = 1\ 500\ 000 \text{ kN.m}^2/\text{ml}$	3,13	1,15	104,8
<b>Deuxième série de calcul (variation de la valeur de <math>k_h</math> au niveau de la hauteur libre)</b>			
$k_{h\_HI} = 1\ 000 \text{ kPa/m}$	3,13	1,14	104,8
$k_{h\_HI} = 5\ 000 \text{ kPa/m}$	3,13	1,14	104,8
<i><math>k_{h\_HI} = 15\ 000 \text{ kPa/m}</math></i>	<i>3,13</i>	<i>1,14</i>	<i>104,8</i>
$k_{h\_HI} = 60\ 000 \text{ kPa/m}$	3,13	1,14	104,8
$k_{h\_HI} = 150\ 000 \text{ kPa/m}$	3,13	1,14	104,8

Nota : Les lignes en italiques correspondent au calcul initial

**Tableau 37 : Impact du produit d'inertie et de la valeur de  $k_h$  dans un calcul MISS approche 2\*\* au regard d'un calcul MEL approche 2 aux coefficients partiels  
Cas du bi-couche sable 30/0 – argile 20/20**

<b>Résultats du calcul MEL approche 2 :</b> <i>F = 2,74 m</i> <i>M = 59,1 kN.m/ml</i>	<b>Calcul MISS approche 2**</b>		
	<i>Hauteur de fiche sans contre butée</i>	<i>Coefficient de sécurité recalculé</i>	<i>Moment ELU (kN.m/ml)</i>
<b>Première série de calcul (variation du produit d'inertie de l'écran)</b>			
EI = 10 000 kN.m <sup>2</sup> /ml	1,93	1,01	43,85*1,35 = 59,2
<i>EI = 100 000 kN.m<sup>2</sup>/ml</i>	<i>1,96</i>	<i>1,02</i>	<i>43,85*1,35 = 59,2</i>
EI = 500 000 kN.m <sup>2</sup> /ml	1,96	1,02	43,85*1,35 = 59,2
EI = 1 000 000 kN.m <sup>2</sup> /ml	1,96	1,02	43,85*1,35 = 59,2
EI = 1 500 000 kN.m <sup>2</sup> /ml	1,96	1,02	43,85*1,35 = 59,2
<b>Deuxième série de calcul (variation de la valeur de <math>k_h</math> au niveau de la hauteur libre)</b>			
$k_{h\_Hl} = 1\ 000\ \text{kPa/m}$	2,02	1,00	<b>45,8*1,35 = 61,8</b>
$k_{h\_Hl} = 5\ 000\ \text{kPa/m}$	1,96	1,02	43,85*1,35 = 59,2
<i><math>k_{h\_Hl} = 15\ 000\ \text{kPa/m}</math></i>	<i>1,96</i>	<i>1,02</i>	<i>43,85*1,35 = 59,2</i>
$k_{h\_Hl} = 60\ 000\ \text{kPa/m}$	1,96	1,02	43,85*1,35 = 59,2
$k_{h\_Hl} = 150\ 000\ \text{kPa/m}$	1,96	1,02	43,85*1,35 = 59,2

Nota : Les lignes en italiques correspondent au calcul initial.

**Tableau 38 : Impact du produit d'inertie et de la valeur de  $k_h$  dans un calcul MISS approche 2\*\* au regard d'un calcul MEL approche 2 aux coefficients partiels  
Cas du bi-couche argile 20/10 – marne 30/10**

<b>Résultats du calcul MEL approche 2 :</b> <i>F = 1,78 m</i> <i>M = 14,8 kN.m/ml</i>	<b>Calcul MISS approche 2**</b>		
	<i>Hauteur de fiche sans contre butée</i>	<i>Coefficient de sécurité recalculé</i>	<i>Moment ELU (kN.m/ml)</i>
<b>Première série de calcul (variation du produit d'inertie de l'écran)</b>			
<i>EI = 10 000 kN.m<sup>2</sup>/ml</i>	<i>1,31</i>	<i>1,00</i>	<i>11*1,35=14,8</i>
<i>EI = 100 000 kN.m<sup>2</sup>/ml</i>	<i>1,31</i>	<i>1,00</i>	<i>11*1,35=14,8</i>
<i>EI = 500 000 kN.m<sup>2</sup>/ml</i>	<i>1,31</i>	<i>1,00</i>	<i>11*1,35=14,8</i>
<i>EI = 1 000 000 kN.m<sup>2</sup>/ml</i>	<i>1,31</i>	<i>1,00</i>	<i>11*1,35=14,8</i>
<i>EI = 1 500 000 kN.m<sup>2</sup>/ml</i>	<i>1,31</i>	<i>1,00</i>	<i>11*1,35=14,8</i>
<b>Deuxième série de calcul (variation de la valeur de <math>k_h</math> au niveau de la hauteur libre)</b>			
<i>k<sub>h</sub>_Hl= 1 000 kPa/m</i>	<b>1,48</b>	<b>0,93</b>	<b>13,7*1,35=18,4</b>
<i>k<sub>h</sub>_Hl= 5 000 kPa/m</i>	<b>1,35</b>	<b>0,98</b>	<b>11,6*1,35=15,7</b>
<i>k<sub>h</sub>_Hl= 15 000 kPa/m</i>	<i>1,31</i>	<i>1,00</i>	<i>11*1,35=14,8</i>
<i>k<sub>h</sub>_Hl= 60 000 kPa/m</i>	<i>1,31</i>	<i>1,00</i>	<i>11*1,35=14,8</i>
<i>k<sub>h</sub>_Hl= 150 000 kPa/m</i>	<i>1,31</i>	<i>1,00</i>	<i>11*1,35=14,8</i>

Nota : Les lignes en italiques correspondent au calcul initial.