

## Chapitre I

# Synthèse bibliographique sur le calcul d'écrans de soutènement

### I.1 INTRODUCTION

Le domaine d'utilisation des écrans de soutènement est très large. Si les murs de soutènement de type poids sont bien adaptés au soutènement de remblais, le domaine d'emploi privilégié des écrans de soutènement est le soutènement des excavations, dont ils accompagnent le développement tout au long du vingtième siècle. Le développement et la diversification de la technique des *écrans de soutènement*, des *rideaux de palplanches aux parois moulées*, des *parois berlinoises aux lutéciennes* et parisiennes et aux *rideaux de pieux*, et celle de la technique associée des *appuis*, des *butons aux ancrages précontraints*, rendront possible la construction d'ouvrages enterrés toujours plus nombreux : infrastructures de transport, réseaux divers, soubassements d'immeubles, parkings souterrains, des tranches de métro ou autres infrastructures enterrées ou encore des murs de quai, etc. (Delattre, 2000).

La construction du soutènement lui-même, le creusement de la fouille, l'installation des éléments d'appui et la gestion d'une éventuelle nappe phréatique présente dans le sol ont une influence importante sur l'état des contraintes dans les terrains avoisinants. Les modifications de l'état de contraintes conduisent à des déformations de la structure et du terrain avoisinant, et donc à des déplacements, tant horizontaux que verticaux, de la surface du sol soutenu.

Ce développement des technologies et de leurs applications a suscité un développement important des méthodes de calcul. En effet, cette forme d'ouvrage nécessite une diversification des schémas de calcul de la poussée des terres car leur cinématique diffère de celle des murs-poids, ouvrages de soutènement les plus connus jusqu'alors.

Malgré les nombreux développements conduits jusqu'à ce jour, la précision avec laquelle on est aujourd'hui capable de prédire ces déplacements n'est pas satisfaisante. La raison est liée à la complexité du problème : l'écran de soutènement présente une des formes d'ouvrage les plus complexes de la géotechnique, pour laquelle, non seulement les appuis de la structure sont constitués par le sol, à l'instar des fondations, mais également le chargement est apporté par le sol (Delattre, 2001).

Afin de pouvoir améliorer les méthodes de prévision, il convient donc d'observer ces structures et leurs alentours. Cette observation, et surtout la comparaison de nombreux cas différents, doit permettre d'établir une classification du comportement des ouvrages qui servira de référence pour les *calculs numériques* et permettra d'affiner les méthodes de calcul empiriques ou semi-empiriques.

L'observation du comportement des ouvrages réels met en évidence que ceux-ci sont soumis à des distributions de poussée très différentes de celles que connaissent les ouvrages-poids. La souplesse des écrans, ainsi que leur cinématique, jouent un rôle déterminant dans la distribution des poussées sur l'écran.

La recherche de nouveaux modèles de calcul permettant de rendre compte des distributions de la poussée des terres se heurte aux limites des outils alors disponibles. Ainsi, la résultante des efforts auxquels sont soumis les ouvrages, compte tenu de leur cinématique, pourra être approchée avec des méthodes s'inspirant de celle de Coulomb, mais la répartition de ces efforts restera hors de portée des moyens de calcul. Cette distribution d'efforts donnera lieu à une estimation semi-empirique, fondée sur l'observation du comportement d'un grand nombre d'ouvrages. Ultérieurement, cette voie semi-empirique sera appliquée à l'évaluation des déformations des soutènements d'excavations et du massif de sol associé.

Le présent **chapitre** conclut sur les perspectives et les limites de ces *méthodes empiriques*. Si elles sont relativement grossières, et ne permettent pas de prendre en compte toutes les particularités de

chaque ouvrage, elles n'en constituent pas moins un référentiel utile du comportement des ouvrages, fondé sur l'observation de la réalité. Pour cette raison, elles connaissent aujourd'hui un nouvel essor, leur utilisation étant conjointe à celle des *méthodes numériques*.

Les ouvrages-poids sont des ouvrages rigides dont les mouvements combinent en général un déplacement latéral et un déversement de l'ouvrage, sous l'action de la pression du terrain soutenu. Le sol se trouve ainsi décomprimé latéralement et amené dans un état d'équilibre limite de poussée (Delattre, 2002). Les méthodes de calcul de la poussée des terres associées à cette cinématique de l'ouvrage ont été proposées par Coulomb, 1776 et Boussinesq, 1882 et ont subi de nombreuses validations expérimentales (Darwin, 1883 ; Feld, 1923, par exemple).

À cette cinématique de déversement des ouvrages-poids, rigides, utilisés en soutènement des remblais, les ouvrages de soutènement souples vont opposer des cinématiques plus complexes.

Deux facteurs principaux viennent diversifier la cinématique de l'ouvrage (Delattre, 2002) :

- \* leur relative souplesse conduit à une déflexion variable de l'écran, et donc à des redistributions de la poussée entre les niveaux auxquels sont disposés les appuis et les niveaux entre appuis ;
- \* les modalités d'exécution du soutènement provoquent une cinématique d'ensemble qui s'éloigne de la « rotation en pied » (déversement) jusqu'à se rapprocher d'une « rotation en tête ».

Il a fallu développer des outils originaux pour rendre compte de ces formes nouvelles d'interaction entre l'écran et le sol soutenu. Le problème posé s'avère toutefois ardu. Ainsi, il faut en pratique attendre l'apparition de la méthode des **éléments finis** pour que les différentes formes d'interactions sol-structure qui sont en jeu puissent être modélisées dans le détail. Dans l'intervalle, des solutions empiriques et semi-empiriques ont été proposées par les ingénieurs. Ces solutions, développées initialement pour le calcul des efforts dans les éléments de la structure, vont dans un deuxième temps être appliquées à l'évaluation des déformations de l'ouvrage et du massif de sol soutenu.

Dans ce **chapitre**, on se propose de rappeler brièvement les différents types d'écrans de soutènement puis sont présentés les facteurs influençant le comportement des ouvrages. Cette partie intègre une recherche bibliographique et présente quelques études empiriques qui démontrent l'influence de chaque facteur d'influence. La dernière partie récapitule ces études synthétiques, toutes plus ou moins inspirées de l'étude initiale de Peck (1969a), qui analysent des expériences faites sur le comportement d'écrans de soutènement dans des cas particuliers (limités à une région ou à une ville, par exemple) ou assez généraux.

## I.2 RAPPEL SUR LES ÉCRANS DE SOUTÈNEMENT

### I.2.1 Les types d'écrans de soutènement

La notion « **d'écran de soutènement** » couvre l'ensemble des structures servant à retenir un massif de sol autour d'une excavation à l'aide d'éléments de matériaux résistants à la poussée des terres. Dans la définition de l'Eurocode (EC 7-1, 2004), un « **ouvrage de soutènement** » retient des terrains (sols, roches ou remblais) et/ou de **l'eau**. Le matériau est retenu par l'ouvrage s'il est « maintenu à une pente plus raide que celle qu'il adopterait éventuellement si aucun ouvrage n'était présent ». Les trois types d'ouvrages couverts par la norme sont les *murs-poids*, les *rideaux* et les *ouvrages de soutènement composites*. Dans le travail présent, la notion « d'écrans de soutènement » se réfère principalement aux « *rideaux* ».

Les méthodes les plus anciennes – à part de creuser au sein d'une pente non-stabilisée – se servaient de maçonnerie et de bois (Delattre, 2000). Aujourd'hui, ces techniques sont devenues très rares et les matériaux choisis consistent principalement en béton et en acier.

En France, les méthodes conventionnelles utilisées pour les écrans de soutènement sont :

- les parois berlinoises, faisant appel à des éléments de structure verticaux, généralement des profilés métalliques H, mis en place préalablement à l'excavation, entre lesquelles on

- dispose, à l'avancement de l'excavation, des madriers horizontaux ou des plaques en béton de blindage du terrain ;
- les parois composites (dérivées des « berlinoises »), comportant souvent des pieux (ou même des micropieux) comme éléments verticaux et, par exemple, du béton projeté sur des treillis soudés comme éléments horizontaux ;
  - les rideaux de palplanches, utilisés principalement en présence **d'eau** ;
  - les parois moulées, faisant appel à un pré-soutènement à la boue, remplacé par du béton (armé ou non) ;
  - les parois préfabriquées, partant du même principe que les parois moulées mais avec une boue contenant du ciment : dans cette suspension sont posés des panneaux préfabriqués (ou des palplanches) ;
  - les parois constituées de pieux sécants ou de pieux jointifs ;
  - le clouage, nouvelle technique remplaçant parfois les parois berlinoises : au fur et à mesure de l'excavation, le terrain est « fermé » à l'aide de béton projeté, retenu par un maillage de clous (classiquement des barres passives en acier) battus ou installés dans des forages et scellés dans le terrain avec du ciment ;
  - les techniques de mélange en place de sol ou de ciment, notamment le « jet-grouting », réalisé par injection à haute pression du coulis de ciment, de façon radiale autour d'un trou de forage qui constitue ainsi l'axe d'une colonne de terrain mélangé au coulis de ciment.

Pour les excavations profondes, des écrans de haute rigidité (parois moulées et parois de pieux sécants) sont habituellement utilisées. En **France**, la technique des parois moulées a progressivement marginalisé l'utilisation des pieux (Guilloux et Kastner, 1995), contrairement à l'**Allemagne** où les deux méthodes coexistent. Parmi les techniques appliquées en Allemagne, Schmidt et Seitz, 1998 mentionnent aussi les « écrans d'éléments », une méthode comparable au clouage qui fait appel à des tirants précontraints, fixés sur une plaque rectangulaire constituant une surface de distribution de l'effort de précontrainte. Les parois ne sont pas forcément verticales, mais légèrement inclinées, et la technique d'excavation travaille habituellement avec des risbermes (cette technique est voisine de celle des « voiles envers » utilisée en France pour la stabilisation de sites montagneux en talus). Les auteurs citent par ailleurs trois méthodes : la Terre Armée (une technique initialement développée en France), les murs renforcés par géotextiles (selon le même principe que la Terre Armée) et la méthode dite « de biologie de l'ingénieur », qui se sert de l'augmentation de la stabilité d'un talus que peuvent conférer les racines des plantes. Ces dernières méthodes ne sont toutefois pas appliquées au soutènement des excavations. Schnell, 1995 présente aussi l'application de la méthode de congélation du sol pour réaliser des soutènements. L'avantage de cette méthode est qu'elle n'est pas invasive, mais elle nécessite une importante dépense d'énergie et n'est donc pas économique si elle est utilisée pour des grandes surfaces. On notera que cette méthode peut être utilisée pour traiter les défauts d'étanchéité d'écrans classiques.

Habituellement, le soutènement comprend non seulement l'écran lui-même mais aussi un système d'appuis. Dans le cas général, les appuis sont constitués, d'une part, par le sol dans la partie en fiche de l'écran et, d'autre part, par des **ancrages** vers l'arrière ou des **butons** devant l'écran.

Une méthode de construction particulière d'ouvrages en excavation est l'excavation « en taupe » (Cette technique est appelée 'top-down' en anglais, et 'Deckelbauweise' en allemand (Deckel = couvercle)) : elle consiste à mettre en place le soutènement périmétral de la fouille, généralement un écran rigide de type paroi moulée ou pieux sécants, et à butonner de haut en bas ce soutènement, au fur et à mesure de la progression de l'excavation, à l'aide d'éléments de structure de la construction souterraine (généralement des planchers). Cette méthode permet de construire les niveaux supérieurs sans attendre que les niveaux inférieurs soient réalisés.

## I.2.2 Les méthodes de calcul

Les modèles de calcul cités par exemple par l'Eurocode 7-1 (2004) sont les modèles *analytiques*, *semi-empiriques* ou *numériques*. S'il n'existe pas de modèle de calcul fiable pour un état limite particulier, on peut aussi se servir d'essais de chargement ou de la méthode observationnelle. Le choix de la méthode reste alors assez libre.

On distingue **cinq** familles de méthodes de calcul des écrans de soutènement :

- les méthodes dites « classiques », faisant appel à des calculs analytiques de la poussée et de la butée des terres,
- la méthode du coefficient de réaction, prenant en compte une certaine interaction sol-structure,
- la méthode des éléments finis, développée à partir des années 1970,
- les méthodes empiriques et semi-empiriques, s'appuyant sur un référentiel qui tient compte du comportement observé des ouvrages,
- les méthodes de calcul de l'état limite ultime, fondées sur des théories de plasticité.

Classiquement, le calcul des écrans de soutènement vise d'abord à l'estimation de leur stabilité. Pour les ordres de grandeur des déplacements, par contre, seules les méthodes de calcul du coefficient de réaction et des éléments finis permettent une estimation. Les méthodes classiques de dimensionnement, empiriques ou semi-empiriques, ne le permettent pas, mais il existe quelques approches empiriques traitant de la question des déplacements. Ces études seront présentées plus tard dans ce chapitre.

On ne présente ici que les approches *françaises*, *allemandes*, et *américaines* telles qu'elles sont actuellement appliquées au quotidien. Pour plus de détails, notamment sur les origines de ces méthodes et des autres approches de calcul, on peut se référer par exemple à Delattre, 1999, qui en donne une bonne vue générale, ou à Simpson et Powrie, 2001, qui partent plutôt d'un point de vue anglo-saxon. L'évolution des méthodes semi-empiriques (dont la méthode allemande) est décrite de façon plus détaillée par Delattre et Marten, 2003.

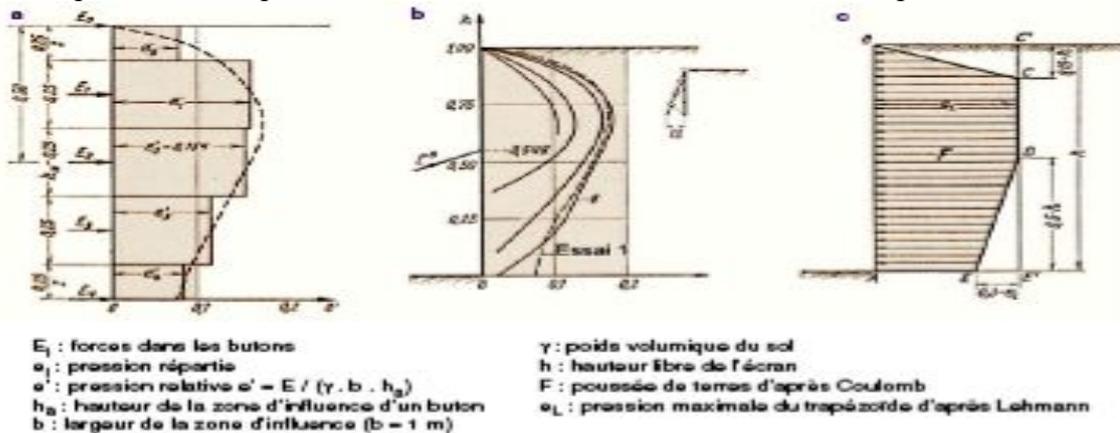
En **France**, la méthode du *coefficient de réaction* a été utilisée à partir des années 1970 et elle a été relativement vite intégrée dans des logiciels spécialisés (Delattre, 2001). Le succès de cette méthode, particulièrement en France, peut être expliqué entre autres par le développement du pressiomètre Ménard, qui a connu une large diffusion dans ce pays. Les résultats de l'essai pressiométrique sont utilisés pour déterminer le coefficient de réaction horizontal du sol,  $k_h$ .

La méthode de calcul aux coefficients de réaction permet de déterminer les efforts et déformations dans un écran de soutènement fiché dans le sol, aux différentes phases des travaux et d'exploitation. La méthode repose sur une modélisation simplifiée de l'action du sol sur l'écran : cette action est réduite, en chaque point de l'écran, à gauche et à droite, à une pression horizontale, liée au déplacement du niveau considéré par une loi de réaction. Les lois de réaction utilisées, couramment mais abusivement désignées par le terme de « lois élastoplastiques », sont des lois de mobilisation linéaire avec paliers de poussée et de butée, dont le domaine pseudo-élastique est caractérisé par le coefficient de réaction  $k_h$  (Delattre et al., 2000). L'un des défauts de cette méthode est la difficulté de déterminer le coefficient de réaction, qui n'est pas un paramètre intrinsèque du sol mais dépend non seulement de la nature du sol mais aussi de la géométrie de l'écran et du système de support, entre autres. Des propositions pour sa détermination ont été faites par Balay, 1984, Monnet, 1994, Schmitt (1995, 1998) et Simon, 1995 pour ne citer que les principaux contributeurs.

Pour l'école **allemande**, des essais en laboratoire menés par exemple par Press, 1942 ou Lehmann, 1942 montrent, comme les essais de Terzaghi, 1934, que la poussée des terres dépend largement de la cinématique de l'écran. Lehmann se concentre surtout sur la question de la répartition de la poussée au moment où le sol se décomprime dans la partie inférieure du massif, ce qui est le cas lors d'une rotation en tête. Pour ses essais, réalisés dans des sables, il a utilisé une boîte fermée par des vitres de verre sur les côtés pour pouvoir observer le comportement du massif

et de l'écran. Cet écran, qui mesurait 100 cm de hauteur et 98 cm de largeur, était divisé en quatre parties rigides articulées par des charnières. De cette manière, il pouvait non seulement simuler une rotation en tête, mais également l'effet d'une succession de terrassements en faisant tourner un joint après l'autre. En mesurant les efforts dans des ressorts utilisés comme butons, il a pu, toujours en fonction du déplacement de l'écran, du centre de rotation, du frottement du mur, et des effets « parasites » (s'il étaient identifiés, comme le frottement sol-vitre), tracer une ligne moyenne de la répartition de la poussée (Figure I.1a). Lehmann tire de ces résultats d'essai une méthode semi-empirique consistant à calculer la force de poussée par la méthode de Coulomb (cette valeur n'a jamais été dépassée par les résultats de ses mesures) et à la répartir à l'aide d'une ligne enveloppant tous les résultats trouvés (Figure I.1c).

Dans une deuxième série d'articles, Ohde [1948, 1949, 1950, 1951, 1952] reprend des idées de la fin des années 1930 [Ohde, 1938], et effectue, entre autres, des essais qualitatifs qui montrent bien les différentes surfaces de rupture en fonction de la cinématique de l'écran. Il présente des figures de répartition de la poussée en accord avec les résultats de Lehmann présentés ci-dessus.



- a) Forces des butons  $E_0$  et  $E_4$  pour un déplacement de 14 mm.  
 b) Résultats de l'essai avec une rotation par paliers de l'écran (max. = 12 mm).  
 c) Proposition de redistribution de la poussée.

Figure I.1. Essais sur modèles réduits de Lehmann, 1942.

Les méthodes de calcul récentes qui sont utilisées en **Allemagne** s'appuient sur ces premières études et sur des études complémentaires réalisées dans les années 1960 et 1970. Briske, 1958 propose ainsi une première synthèse de propositions de répartition de la poussée selon le type de soutènement et le nombre de butons pour des sols non-cohérents (répartition rectangulaire ou trapézoïdale). Par la suite, Müller-Haude et Scheibner, 1965, Heeb et al. 1966, Briske et Pirllet 1968, Breth et Wanoschek, 1969 et Petersen et Schmidt, 1971 décrivent des travaux et des mesures effectués pendant la construction des *métros à Berlin, Stuttgart, Cologne, Francfort-sur-le-Main et Ham-bourg*, respectivement.

Heeb et al. 1966 proposent, pour les parois berlinoises butonnées construites dans le sol plutôt cohérent de Stuttgart, une répartition triangulaire avec un maximum au niveau du buton à mi-hauteur. Cette idée fut reprise plus tard par Breth et Wanoschek, 1969 pour des parois plus rigides de pieux forés dans les argiles de Francfort. Briske, 1971 fait remarquer l'importance du niveau du premier buton, de l'effet du temps et aussi de la profondeur atteinte avant la mise en place des butons suivants. À Stuttgart (2 lits de butons) comme à Francfort-sur-le-Main (5 lits), la profondeur de l'excavation au-dessous de l'avant-dernier buton était relativement grande par comparaison avec l'espacement des lits supérieurs. En conséquence, après leur installation, la sollicitation des appuis inférieurs était plus importante et elle augmentait encore avec le temps à cause du fluage. L'utilisation de plus en plus fréquente de tirants à partir des années 1970 a conduit à réaliser une nouvelle série d'essais en laboratoire. Schmitt et Breth, 1975 font d'abord des essais avec un lit de tirants. Un an après paraît une deuxième publication présentant les résultats des essais avec trois lits [Breth et Wolff, 1976]. Un peu plus tard, Briske, 1980 analyse des résultats d'observations in situ effectuées sur des parois ancrées.

Les essais sur modèle réduit montrent que le nombre et la répartition des tirants n'ont apparemment pas une grande influence sur la pression des terres sur la paroi, quoique la pression diminue lorsque la longueur des tirants augmente. En comparant les résultats obtenus pour des parois butonnées et ancrées, Breth et Wolff, 1976 trouvent que la concentration de la poussée autour des appuis est beaucoup moins forte pour les parois ancrées. D'après eux, la répartition de la poussée derrière des parois butonnées dépend largement de la manière dont la fouille a été creusée tandis que cet effet d'avancement de l'excavation est moins visible dans le cas de tirants. Ils expliquent cette observation par l'élasticité et par l'espacement vertical plus symétrique du système d'ancrage.

L'**EAB**, recommandations du groupe de travail « soutènements d'excavations », est le résultat du travail de plusieurs chercheurs allemands sous la direction de J. Schmidbauer et A. Weissenbach. Ces règles techniques, publiées à partir de 1970 pendant plusieurs années dans le journal « Die Bautechnik » et rassemblées depuis 1980 dans un ouvrage publié par l'éditeur Ernst & Sohn, sont aujourd'hui bien établies en Allemagne et sont même considérées comme ayant un caractère normatif.

Les recommandations traitent de l'ensemble des sujets suivants :

- \* les bases du calcul (détermination des sollicitations et des caractéristiques du sol),
- \* l'intensité et la répartition de la poussée et les règles pour la justification de portance,
- \* les particularités du calcul des parois berlinoises, des écrans de palplanches, des parois de béton coulé sur place (écran de pieux forés et parois moulées) et des excavations ancrées,
- \* la proposition de facteurs de sécurité,
- \* les fouilles de différentes formes (rondes, rectangulaires, ovales),
- \* les fouilles situées à côté d'autres constructions,
- \* les fouilles creusées sous la nappe,
- \* les fouilles creusées dans des roches tendres,
- \* le dimensionnement des éléments (blindage, palplanches, butons, etc.),
- \* les mesures expérimentales et la méthode observationnelle.

En **Allemagne**, la méthode du coefficient de réaction est rarement appliquée dans l'ingénierie quotidienne. La méthode de calcul utilisée habituellement pour le dimensionnement des écrans de soutènement est de type semi-empirique.

La poussée est calculée avec les règles classiques données dans la norme DIN 4085 (1987). On applique normalement la théorie de Coulomb avec une surface de glissement plane, ou bien, pour  $\varphi > 30$  degrés, il est conseillé d'utiliser les règles de Caquot-Kérisel. Le choix de l'angle de frottement écran-sol, la prise en compte d'un **écoulement d'eau** ou bien le calcul des pressions des terres en conditions non planes (devant les éléments verticaux des parois composites) sont aussi traités dans cette norme. S'il est probable que les mouvements du soutènement attendus n'atteindront pas les mouvements nécessaires pour activer l'état limite de poussée (paroi rigide, tirants pré-contraints, par exemple  $\delta_y/H \geq 0,1$  % pour un déplacement latéral), la norme DIN se réfère aux recommandations **EAB** (1994) et oblige à prendre en compte une « poussée majorée » (erhöhter aktiver Erddruck). Dans un deuxième temps, la poussée est « redistribuée » selon le type de soutènement et les conditions d'appui.

L'EAB considère que les mouvements sont limités si les appuis sont soumis après leur mise en place à une pré-tension équivalente à plus de 30 % de la valeur déterminée pour la dernière étape d'excavation (pour les écrans de palplanches et les parois de béton coulé sur place). Le système de sécurité de l'EAB est un système global qui diminue uniquement les résistances (butée ou matériaux de l'écran et des appuis) avec un facteur de sécurité, mais qui ne majore pas les poussées. La partie la plus connue en dehors de l'Allemagne traite de la redistribution de la poussée des terres selon le type de soutènement et les conditions d'appui. La Figure 1.2 montre la redistribution de la poussée pour des parois en béton coulé en place, c'est-à-dire des parois moulées ou des parois de pieux forés (qui, contrairement aux parois berlinoises, forment tous un écran continu en fiche).

L'ensemble de ces travaux est repris dans des ouvrages de synthèse, dont le plus exhaustif est l'ouvrage en trois tomes de Weissenbach, 1975, qui présente ses propres essais et cumule tout le savoir-faire allemand de l'époque. Ces diagrammes ont été établis à l'aide de nombreuses données expérimentales, provenant à l'origine principalement de chantiers de métro. Il est également à la base de recommandations nationales, dont l'EAB relatif aux soutènements d'excavations (« Empfehlungen des Arbeitskreises Baugruben » ; Figure I.2) et l'EAU (1996) relatif aux ouvrages de rives (« Empfehlungen des Arbeitskreises Uferneinfassungen »), ainsi que locales (comme par exemple les « Stadtbahn-Richtlinien » à Francfort- sur-le-Main).

Une fois les sollicitations déterminées, les efforts dans l'écran sont calculés en considérant l'écran comme une poutre, appuyée d'une part sur la butée et d'autre part sur les appuis. Lors de ces calculs, il est possible de considérer la partie en fiche comme un système appuyé sur des ressorts, à l'instar de la méthode du coefficient de réaction.

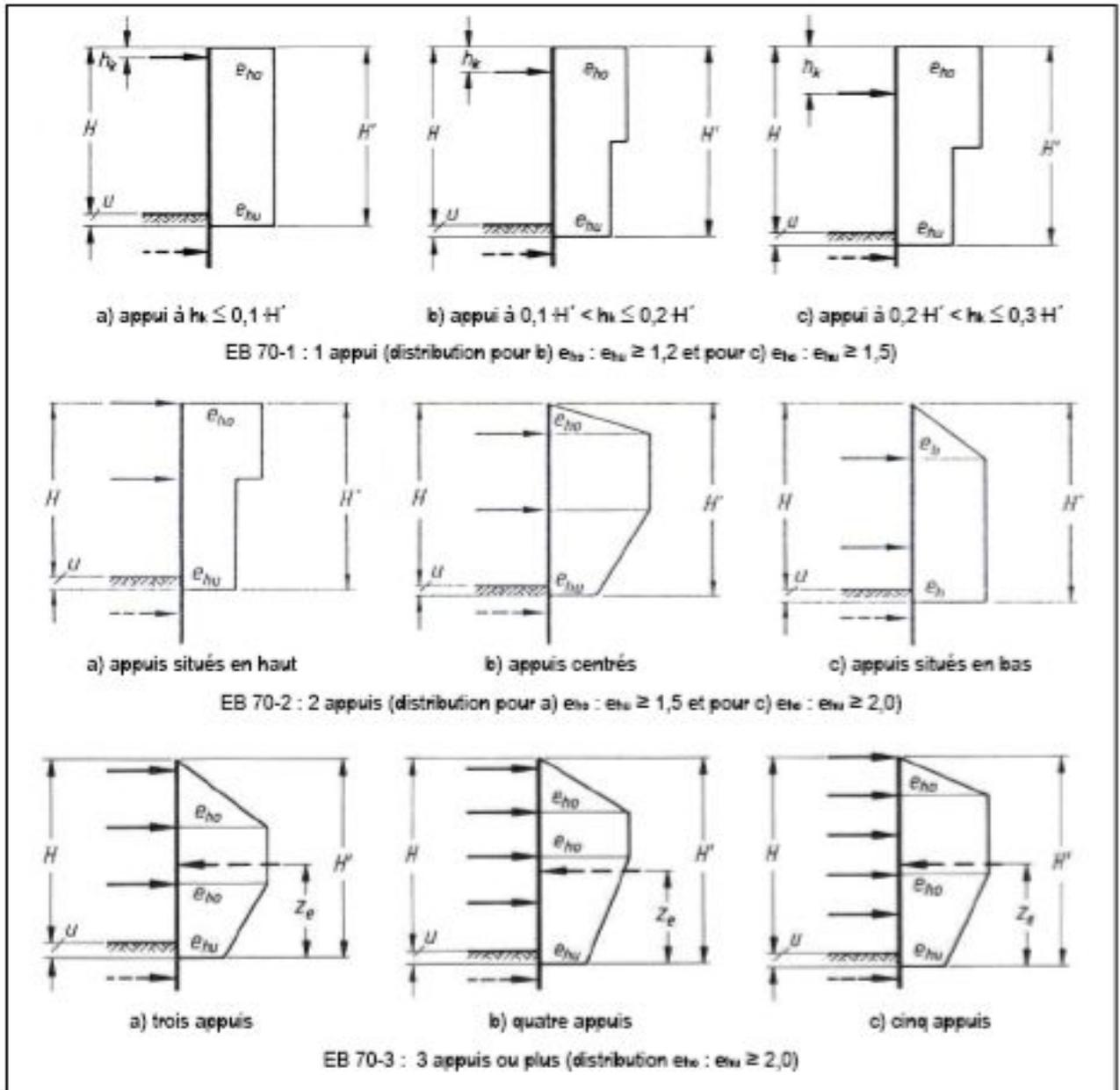


Figure I.2. Figures de redistribution pour des rideaux de palplanches et des parois en béton coulé en place données par les règles EAB (3<sup>ème</sup> édition, 1994).  $e_h$  = poussée horizontale, « e » étant la notation pour « Erddruck » en allemand  $e_{ho}$ ,  $e_{hu}$  = poussées maximale et minimale, « o » = oben (haut) et « u » = unten (bas) ;  $H$  = profondeur de la fouille ;  $H'$  = hauteur de la poussée effective jusqu'au point d'intersection obtenu par la différence « poussée moins butée effective »  $u$  = partie de  $H$  en dessous du fond de la fouille ;  $h_k$  = niveau de l'appui ;  $z_e$  = point d'application de la force résultante de la poussée ; La flèche pointillée en fiche symbolise la résultante de la butée effective.

**N.B :** Une pré-norme DIN-V 4085-100 (1996) prenant en compte les règles des Eurocodes est en phase d'essai. Elle n'est pratiquement pas appliquée au quotidien, mais les principes sont enseignés dans les universités.

DIN = Deutsche Industrie-Norm (Norme allemande de l'industrie)

EAB :Empfehlungen des Arbeitskreises ‚Baugruben‘ (recommandations du groupe de travail « excavations »)

L'école **américaine** : Une proposition alternative de procéder au dimensionnement des ouvrages directement sur la base d'une distribution enveloppe des pressions déterminées expérimentalement, et donc de s'affranchir de l'étape de calcul, est due à Terzaghi, 1941. Un premier diagramme, trapézoïdal, applicable au cas des fouilles creusées dans des sables, fut établi sur la base des efforts mesurés par Spilker, 1937 dans les butons des fouilles blindées du métro de Berlin. Ce diagramme fut par la suite enrichi avec les résultats de mesures effectués par Klenner, 1941 dans les sols marneux de Munich. Un diagramme similaire, applicable au cas des fouilles creusées dans les argiles plastiques, fut proposé par Peck, 1943 sur la base des mesures effectuées lors de la réalisation du métro de Chicago et d'hypothèses formulées par Terzaghi, 1943b.

Par la suite, ces diagrammes initiaux ont été ajustés compte tenu de nouvelles données expérimentales provenant de divers chantiers de métro : Munich [Klenner, 1941], New-York [White et Prentis, 1940] et Cologne [Briske et Pirlet, 1968 ; Figure I.3] notamment, pour les sables ; Tokyo, Osaka, Oslo [Kjaernsli, 1958] pour les argiles molles ; Oslo [Di Biagio et Bjerrum, 1957] et Londres [Golder, 1948] pour les argiles raides. Ces ajustements successifs permirent, à l'issue de plusieurs travaux de synthèse [Terzaghi et Peck, 1967 ; Tschobotarioff, 1973, en particulier], de disposer de diagrammes bénéficiant d'une large validation expérimentale (Figure I.4).

La transposition aux cas des tirants forés et précontraints, dont le développement intervient à partir des années 1960, des règles proposées pour le dimensionnement des butons a été abordée par Peck, 1972. Les éléments dont il disposait alors l'ont amené à considérer que les diagrammes de pressions apparentes publiés en 1969 pouvaient conduire à surdimensionner les tirants.

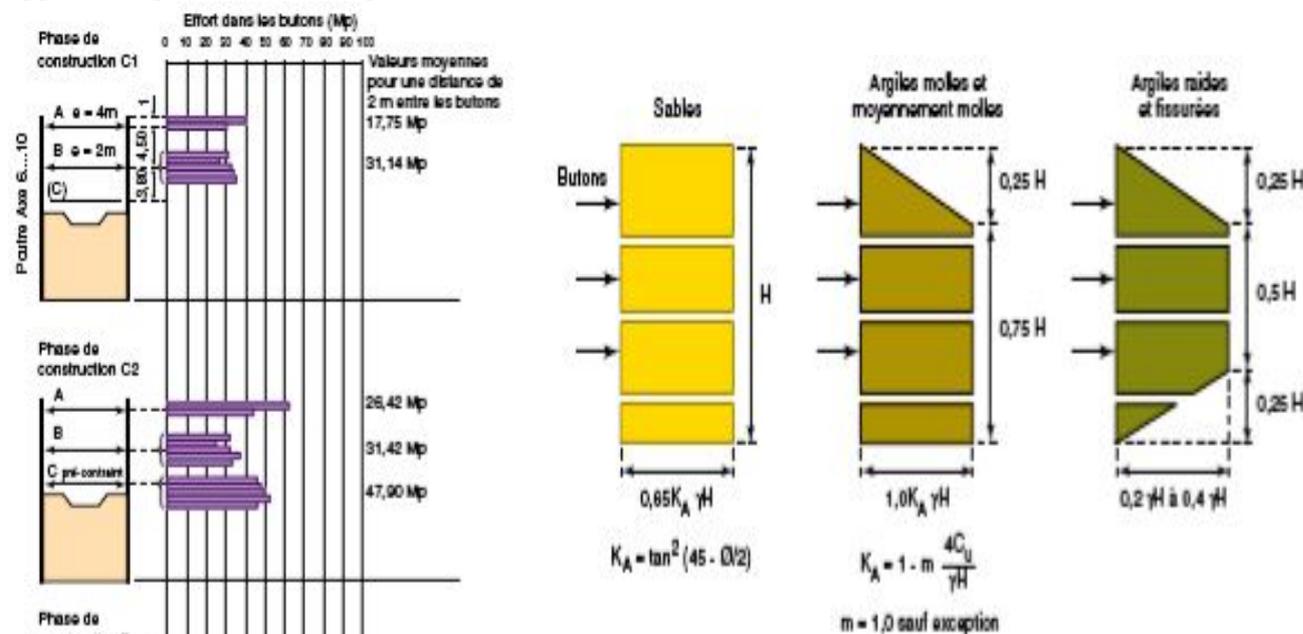


Figure I.3. Mesure des efforts réalisés pour le métro de Cologne (Briske et Pirlet, 1968).

Figure I.4. Diagramme des pressions à considérer pour le dimensionnement des blindages des fouilles, d'après Terzaghi et Peck [1967].

$\gamma$  désigne le poids volumique du terrain soutenu et  $m$  un coefficient empirique de réduction de la cohésion non drainée prenant la valeur 1 à l'exception du cas où la fouille intéresse des argiles «véritablement» normalement consolidées et est caractérisée par un indice  $gH/c_u > 4$ . Le coefficient  $m$  peut alors prendre une valeur égale à 0,4.

Dans la pratique courante, des calculs numériques en éléments finis sont rarement effectués pour les écrans de soutènement. La méthode est appliquée pour des cas très particuliers, par exemple pour une géométrie complexe qui demande un examen plus détaillé impossible avec les méthodes courantes. Les modélisations *tridimensionnelles* sont encore plus rares et sont faites plutôt dans le cadre de travaux de recherche (analyse à rebours).

L'un des principaux désavantages de la méthode des *éléments finis* est la lourdeur de sa mise en œuvre : la construction d'un maillage prenant en compte toutes les couches de sol et la détermination de nombreux paramètres géotechniques souvent mal (ou pas) connus présentent des difficultés qui contrebalancent l'avantage de pouvoir librement modéliser des géométries compliquées (Marten, 2005).

### I.2.3 L'effet d'une excavation sur son environnement

Avant de décrire les paramètres qui influencent le comportement d'un écran de soutènement, il convient d'abord de définir ce qu'est « le comportement de l'écran » ou encore « l'effet d'une excavation sur son environnement » et ce que l'on peut en observer ?

Un écran de soutènement commence à influencer son environnement dès son installation. À part le fait que la mise en place ou simplement la présence de la structure modifie l'état de contrainte dans le sol, les méthodes d'installation de l'écran et de ses appuis jouent aussi un rôle important : par exemple, le vibrofonçage de palplanches a un autre effet que leur battage, la qualité de la boue de forage des parois moulées a un effet sur le « **cake**, qui est la couche quasi-imperméable qui se forme sur les parois intérieures d'une tranchée de paroi moulée lors de l'excavation sous boue et qui augmente donc la stabilité extérieure » et sur la pénétration de la boue dans le sol, et le forage de tirants d'ancrage influence le terrain jusqu'à une distance importante derrière la paroi.

Un écran peut avoir aussi un effet sur le régime de la nappe phréatique : dans une zone **d'écoulement**, il peut interrompre le flux d'eau souterrain comme le ferait un barrage. Enfin, le terrassement de la fouille entraîne un mouvement de l'écran d'une intensité plus ou moins importante suivant la profondeur (en fonction des étapes de construction, de la présence d'appuis et bien sûr des conditions du terrain). Ces déplacements sont principalement horizontaux, mais ils s'accompagnent d'un tassement du terrain derrière l'écran et d'un soulèvement du fond de la fouille. Habituellement, ce sont les tassements en arrière qui posent le plus de problèmes car ils peuvent provoquer des tassements différentiels des bâtiments avoisinants et un endommagement de leur structure. Le rabattement éventuel de la nappe accentue ces tassements.

Comme nous l'avons déjà noté, le calcul prévisionnel de ces effets n'est pas pleinement satisfaisant et la solution retenue actuellement consiste à dimensionner un écran relativement rigide avec des facteurs de sécurité élevés. Une instrumentation est généralement installée pour suivre le comportement de l'écran et de son environnement et s'assurer que les effets restent à une échelle acceptable ainsi que pour accumuler de l'expérience sur le comportement réel de ce type d'ouvrages.

Classiquement, l'instrumentation doit décrire les aspects « cinématiques » d'un ouvrage qui, dans les modèles abstraits de dimensionnement, est traité plutôt par les outils de la « statique » (par exemple, à l'aide d'un système de poutre et ressorts, sans éléments mobiles). D'un autre côté on mesure les efforts activés dans ou par la présence de cet ouvrage.

Pour observer l'influence de la construction d'un ouvrage sur son environnement, on peut mesurer (Marten, 2005):

- les déplacements et la déformée de l'écran lui-même,
- les tassements du sol en arrière et les mouvements des structures voisines,
- le soulèvement du fond de fouille en avant,
- les contraintes dans le terrain (sol et eau),
- les efforts dans les appuis.

D'habitude, l'instrumentation mise en place dans et autour de l'ouvrage permet de mesurer

punctuellement son comportement lors des étapes significatives de la construction, souvent caractérisées par la profondeur de la fouille ou le niveau d'une éventuelle nappe phréatique.

Dans un deuxième temps, lors d'une analyse plus détaillée, le comportement peut être interprété en fonction des facteurs plus secondaires qui influencent l'ensemble sol-écran observé.

Il est intéressant de noter que, selon le pays, le centre d'intérêt du suivi est différent : en Europe, on privilégie classiquement les mesures de la déformée de l'écran et des efforts dans les appuis, tandis que sur les autres continents dominent plus souvent les mesures du comportement du terrain ou des structures voisines. Par exemple, Peck (1969a) pour les Etats-Unis, Moh et Chin (1995) pour les pays de l'Asie du Sud-Est, Sugimoto et Tanaka (1995) pour le Japon, Ketkar et Varadarajulu (1995) pour l'Inde, Negro et Leite (1995) pour le Brésil et Day et Schwartz (1995) pour l'Afrique du Sud rapportent d'une manière relativement concordante que, dans leurs pays ou régions, le but de l'instrumentation lors de l'exécution d'une excavation est principalement le suivi des alentours (terrain et structures) et que le suivi de l'écran et de ses appuis est du deuxième ordre. Dans la majorité des cas, les tassements du terrain sont suivis jusqu'à une distance  $x = H$  derrière l'écran ( $H$  désignant la profondeur finale de la fouille) et les bâtiments du voisinage sont observés d'une manière assez systématique.

En Europe, malgré l'intérêt souligné de suivre d'une façon précise l'évolution de possibles dommages sur des bâtiments autour de la fouille, l'attention est portée en premier lieu sur l'écran et ses appuis : dans un premier temps, on s'intéresse plus à la cause et moins à l'effet. Ceci est rapporté par exemple pour la France par Guilloux et Kastner (1995), pour l'Allemagne par Weißenbach et Kempfert (1995) et pour le Royaume-Uni par Simpson (1995).

### I.3 LES PARAMÈTRES EN JEU

Si l'on s'intéresse de façon générale au comportement des écrans de soutènement, la bibliographie devient vite très vaste. Les publications faites sur le sujet couvrent le comportement de l'ouvrage, de quelques parties de la structure ou plus généralement de l'interaction sol-structure, de l'instrumentation mise en place ou bien des méthodes de calcul prévisionnel ou a posteriori.

L'étude bibliographique menée n'est pas exhaustive, mais elle couvre les aspects principaux qui ont été étudiés ces dernières années. Les références sont choisies pour illustrer les principaux facteurs d'influence identifiés. La présentation faite par la suite procède en traitant successivement de chacun de ces facteurs d'influence, en dépit du fait qu'ils ne sont généralement pas indépendants.

La Figure I.5 résume les symboles souvent utilisés lors des analyses. Le « comportement » de l'ouvrage est dans la majorité des cas réduit à l'expression des déplacements  $\delta_h$  (déplacement horizontal de l'écran) et  $\delta_v$  (déplacement vertical du terrain amont).

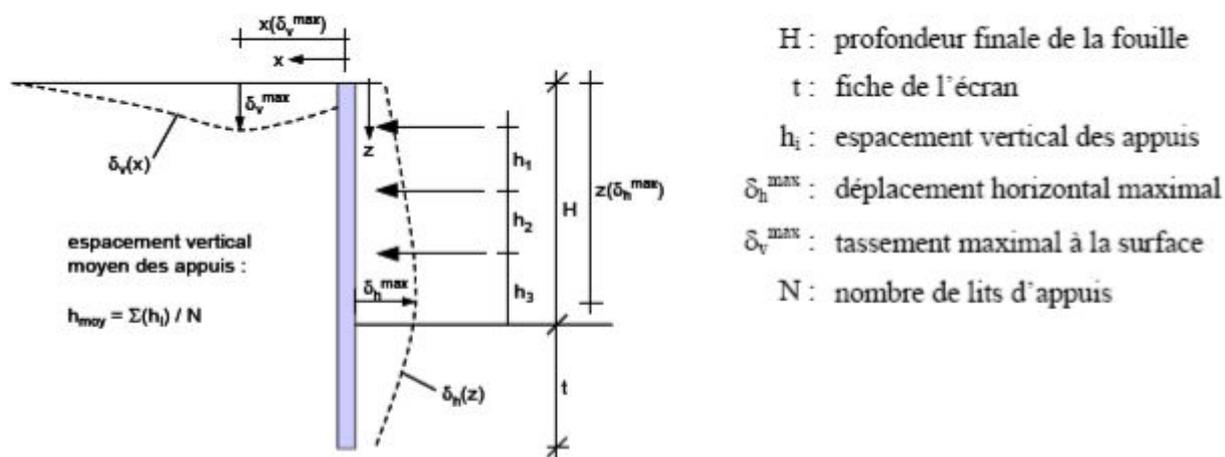


Figure I.5. Définition de symboles souvent utilisés lors des études d'écrans de soutènement.

### I.3.1 Le terrain

#### I.3.1.1 La nature du sol

L'un de paramètres les plus importants pour le comportement d'un soutènement est la nature du terrain. Le type de sol, la stratification, les caractéristiques anisotropes du matériau et l'état des contraintes in-situ sont des facteurs primordiaux. Pour des raisons de simplification et d'efficacité, les approches empiriques ne peuvent pas tenir compte en détail de tous ces paramètres, mais se contentent généralement de caractériser le type de sol prédominant.

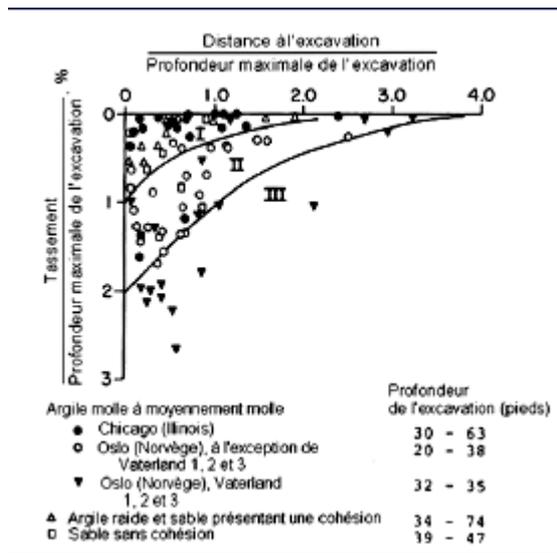
Les méthodes théoriques de calcul des ouvrages de soutènement ont longtemps été incapables de prédire les déformations à attendre en situation de service et l'ingénieur devait se contenter des ordres de grandeur tirés de l'observation du comportement des ouvrages réels. Cette démarche empirique est cependant longtemps restée très fruste.

La première approche détaillée de la question des déformations des ouvrages est due à Peck (1969a). Suivant les principes utilisés pour l'analyse des efforts de butonnage des soutènements de fouilles, Peck établit, sur la base de la compilation de résultats de mesures (parois berlinoises et rideaux de palplanches, butonnés et ancrés), des diagrammes de tassement provoqués par la réalisation d'excavations dans différentes catégories de terrains (Figure I.6).

À l'instar des distinctions faites pour le calcul des efforts dans les butons, il distingue différentes configurations d'ouvrages liées à la nature du sol.

Cette proposition initiale de Peck fit par la suite l'objet de diverses améliorations.

D'après le diagramme, les tassements varient entre  $\delta v/H < 1\%$  pour la zone I (sable et argiles molles à raides), et  $\delta v/H > 2\%$  pour la zone III (argiles très molles à molles jusqu'à une profondeur importante). Dans des sols mous à très mous, la distance horizontale d'influence des tassements derrière la paroi peut atteindre quatre fois la profondeur de la fouille tandis que, dans du sable ou de l'argile molle à raide, la distance jusqu'à laquelle se fait sentir l'influence des tassements est plutôt limitée à  $2 \cdot H$ . Dans le cadre de cette étude, Peck (1969a) a par ailleurs introduit l'indice de stabilité  $N_b = (\gamma H)/c_u$  (avec  $c_u$  = cohésion non drainée) en tant que critère de classification des zones.  $N_c$  est le facteur de portance utilisé pour calculer le coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement du fond de fouille (voir paragraphe I.3.2.4).



**Zone I** Excavation dans les sables et dans les argiles molles à raides, conduite des travaux de qualité moyenne.

**Zone II** Excavations dans les argiles très molles à molles, la couche d'argile ayant une extension limitée sous le niveau de la fouille, ou étant limitée par une couche d'argile plus raide ( $N_b < N_c$ ).

**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 ( $N_b > N_c$ ).

$$N_b = (\gamma H)/c_u$$

$N_c$  : facteur de portance.

Figure I.6. Tassements dus aux excavations (Peck, 1969a).

Les travaux de Peck (1969a) ont initié d'autres études (voir aussi le Tableau I.1). Globalement, tous les auteurs considèrent le type de sol comme le critère déterminant vis-à-vis de l'ordre de grandeur et de la forme des déformations. Le rôle des autres facteurs est alors étudié en distinguant les types de sol, afin de séparer les facteurs d'influence. La classification des différentes catégories de terrains peut être raffinée en cinq groupes (d'après Moormann, 2002) :

- les sols cohérents de consistance très molle à molle ( $c_u < 75$  kPa),
- les sols cohérents de consistance plutôt raide ( $c_u > 75$  kPa),
- les sols pulvérulents,
- les sols « stratifiés » ou « mixtes »,
- les terrains rocheux.

Dans le cas où le terrain comprend plusieurs horizons de nature différente, le type de sol rencontré dans la zone en fiche de l'écran est retenu pour la classification de l'ouvrage. Un sol est caractérisé comme « stratifié » ou « mixte », si, sur toute la hauteur de l'écran, aucun type de sol ne peut être identifié comme dominant ( $> 60\%$ ).

Un rôle important peut aussi être joué par l'amélioration des sols en place. Masuda (1996) développe une méthode semi-empirique pour la détermination des déplacements horizontaux des écrans de soutènement dans de tels cas de figure. L'amélioration du sol (jet-grouting ou injection) est intégrée au calcul du facteur décrivant la rigidité du système sous forme de coefficient majorateur.

### 1.3.1.2 Les effets de l'eau

Généralement, dans le cas d'excavations pour lesquelles un pompage assure la mise hors d'eau de la fouille, les effets de l'eau peuvent se manifester de deux façons :

- pour les écrans encastrés dans une couche quasi-imperméable et interceptant les arrivées d'eau, c'est principalement la pression de l'eau derrière l'écran qui est en jeu,
- si le pied de l'écran s'arrête dans une couche perméable, l'écoulement d'eau qui s'établit autour du pied a des effets multiples. En amont, il augmente les contraintes effectives et provoque une consolidation des terrains. En aval, ce mouvement de l'eau diminue les efforts résistants de la butée et donc la capacité d'appui par le sol et peut être à l'origine d'instabilités hydrauliques (*boullance, renard*).

Les effets de l'eau sont déterminants pour le comportement des ouvrages. Néanmoins, les synthèses réalisées (Tableau I.1) n'en font pas un facteur d'influence prépondérant et en conséquence les approches empiriques se comprennent dans la majorité des cas sans les mouvements initiés par des changements de la nappe phréatique.

## 1.3.2 Les paramètres liés à l'écran et l'excavation

### 1.3.2.1 Le type d'écran

Les trois facteurs **profondeur-sol-écran** sont très fortement liés et le comportement de l'écran est souvent exprimé graphiquement en fonction de ces trois paramètres.

Pour les parois planes, la référence au « type d'écran » est souvent remplacée par la référence à la rigidité (produit d'inertie  $EI$ ) voire par la référence à la « rigidité du système », qui prend en compte le produit  $EI$  de l'écran, la profondeur en fiche et l'espacement vertical des appuis (voir aussi le paragraphe 1.3.2.5).

Lorsque la paroi n'est pas plane, par exemple dans le cas d'une paroi moulée ayant des panneaux en forme de T, la référence au produit d'inertie ne suffit plus. Ce type d'écran ne peut en effet pas être classé comme paroi moulée plane, ni comme mur poids, car le poids du sol emprisonné entre les contreforts est transféré à la structure par frottement – un effet s'opposant à la traction à laquelle les sections sont soumises du fait de la flexion de la paroi. Des exemples de parois moulées en T se trouvent dans la littérature française, par exemple chez Lavis (1993), qui présente l'excavation de la bibliothèque de France, ou chez Delattre et al. (2003).

### 1.3.2.2 La hauteur libre de l'écran

La « hauteur libre » décrit d'une part la profondeur de la fouille (ou de l'étape d'excavation) devant l'écran, mais aussi le niveau d'un éventuel remblai en arrière par rapport au fond de la fouille devant l'écran.

Décrit de façon sommaire, le terrassement devant l'écran enlève une partie de l'appui de l'écran sur le sol. La différence des sollicitations exercées par le sol de part et d'autre de l'écran augmente avec l'avancement du terrassement. Cette différence est compensée par des éléments d'appui artificiels, mais la mobilisation de ces appuis nécessite un certain déplacement et, d'autre part, il reste la perte du poids vertical stabilisant le fond de la fouille. Le déchargement devant l'écran entraîne des déplacements horizontaux, qui sont à priori plus importants que ceux initiés par un éventuel chargement derrière l'écran.

Quasiment toutes les études (voir aussi le Tableau I.1) mettent en relation les déplacements horizontaux de l'écran  $\delta_h$  et les tassements du sol en arrière  $\delta_v$  avec la profondeur du fond de la fouille  $H$ . Les relations mettent en évidence que, plus l'excavation est profonde, plus les déformations que l'on peut attendre sont importantes. Cette tendance s'observe pour un écran lors de l'avancement des travaux de terrassement, mais aussi en comparant le comportement à l'état final de différents écrans.

Moormann (2002, 2004), qui a établi une base de données de plus de **530** cas instrumentés et publiés autour du monde, trouve une dispersion assez importante lorsqu'il représente les déplacements maximaux en fonction de la profondeur  $H$  de la fouille (Figure I.7). Pourtant, malgré cette dispersion, la tendance montre une augmentation des déplacements avec la profondeur pour chaque type de sol. Toutefois, cette observation n'est pas partagée par Duncan et Bentler (1998), qui trouvent, pour les cas qu'ils ont sélectionnés, que la dispersion est tellement importante que l'on ne peut constater l'effet de la profondeur. Il faut par ailleurs noter que l'évolution dans le secteur des écrans de soutènement promeut largement l'utilisation des écrans rigides (parois moulées : 1962-1975, 31% / 1976-1989, 40% / 1990-1998, 53%, d'après Duncan et Bentler, 1998). Les déplacements des écrans diminuent donc aussi avec l'année de construction de l'ouvrage.

### 1.3.2.3 La fiche de l'écran

La profondeur de l'encastrement dans le terrain joue un rôle important vis-à-vis de la stabilité de l'ouvrage. Plus la fiche est profonde, plus les coefficients de sécurité vis-à-vis du défaut de la fiche et du soulèvement du fond de fouille sont **élevés** (Remarque : les méthodes classiques (voir paragraphe I.3.2.4) de Terzaghi (1943) ou de Bjerrum et Eide (1956) pour la détermination du coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement du fond de fouille, qui sont utilisés par exemple par Mana et Clough (1981) pour l'estimation des déplacements (Figure I.8), ne prennent pas en considération la fiche). L'influence de la profondeur de la fiche sur le comportement de l'ouvrage n'est pas clairement établie à ce jour. Moormann (2002, 2004), qui étudie les déplacements relatifs  $\delta_h^{max}/H$  pour des sols argileux en fonction de la fiche relative  $t/H$ , observe que la profondeur de la fiche n'a pas d'influence primordiale sur les déformations. Au contraire, dans leur résumé d'une étude du comportement de huit excavations dans des argiles à Chicago, Gill et Lukas (1990) soulignent l'importance de la fiche, principalement parce que, dans des conditions de terrain relativement mauvaises, un encastrement profond dans des sols rigides peut réduire nettement les déformations d'un soutènement. Le deuxième aspect souligné par Gill et Lukas concerne l'espacement vertical des appuis et donc la rigidité du système (voir aussi les paragraphes I.3.2.5 et I.3.3.3).

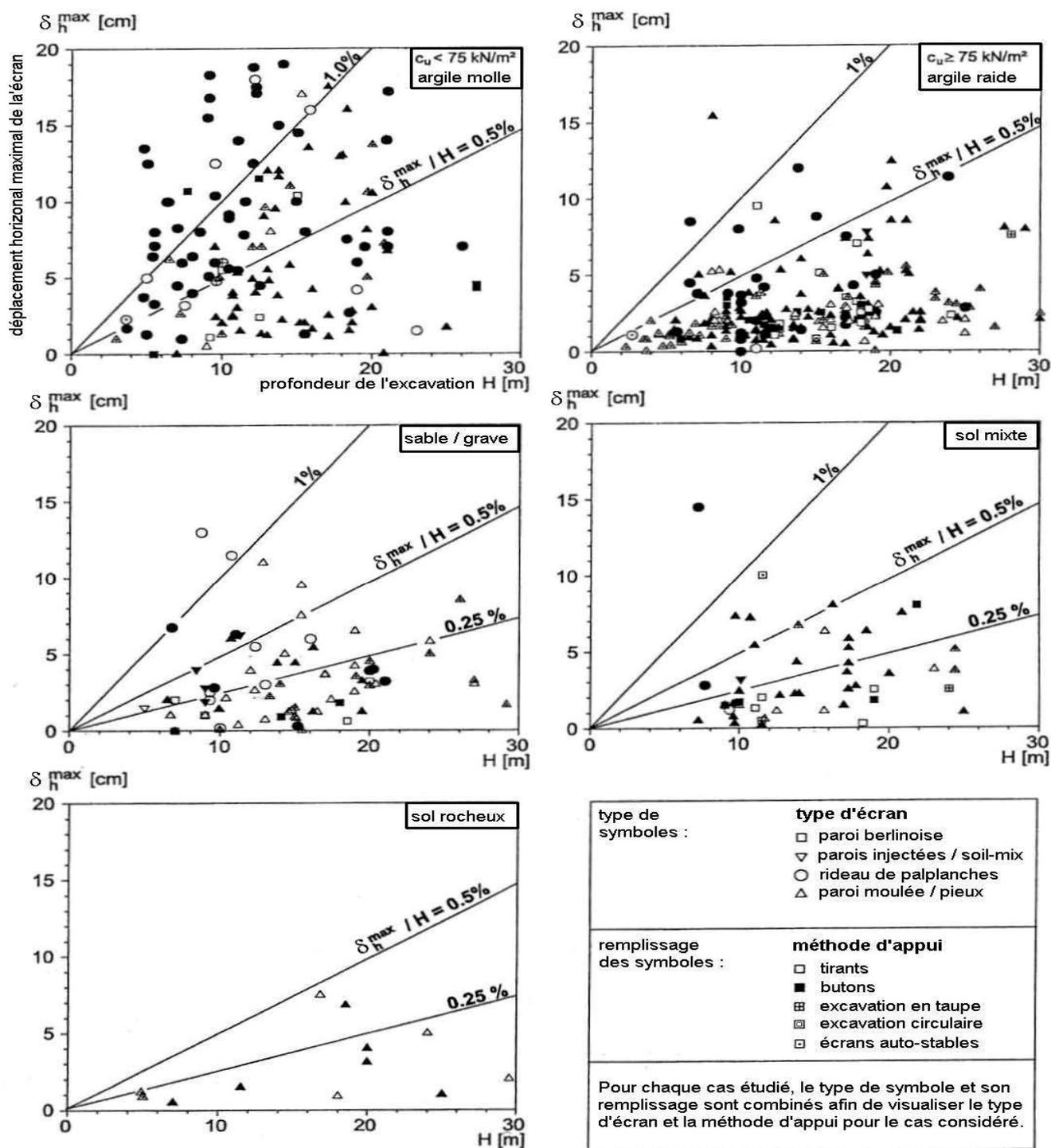


Figure I.7. Synthèse de la déformation de l'écran par rapport à la profondeur de l'excavation (Moormann, 2002).

### I.3.2.4 Le soulèvement du fond de fouille

Dans son analyse des déformations, Peck, 1969 avait reconnu l'importance des conditions relatives au fond de fouille et, en particulier, dans le cas des argiles, de celles dérivant de la présence d'une couche molle sous le niveau du fond de fouille. D'Appolonia, 1971 mit en évidence que les différentes situations rencontrées pouvaient être distinguées, non plus de façon simplement qualitative, mais en faisant appel au *coefficient de sécurité* vis-à-vis de la rupture du *fond de fouille* (Figure I.9).

Cette corrélation entre indice de stabilité de l'ouvrage et déformations observées a été précisée par Mana et Clough, 1981 (Figure I.8) sur des bases expérimentales et théoriques. Pour leur étude, ces

auteurs ont effectué une sélection plus sévère des données expérimentales, excluant notamment les déformations obtenues dans des situations exceptionnelles (mauvaise conception ou réalisation des ouvrages, en particulier) ainsi que lors des phases initiales où l'ouvrage est simplement encastré. Le premier diagramme mettant en relation les déplacements de l'écran avec le coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement de fond de fouille (pour des écrans butonnés dans des sols argileux) a été proposé par Clough et al. (1979) et fut ensuite repris et amélioré par d'autres auteurs (Figure I.8).

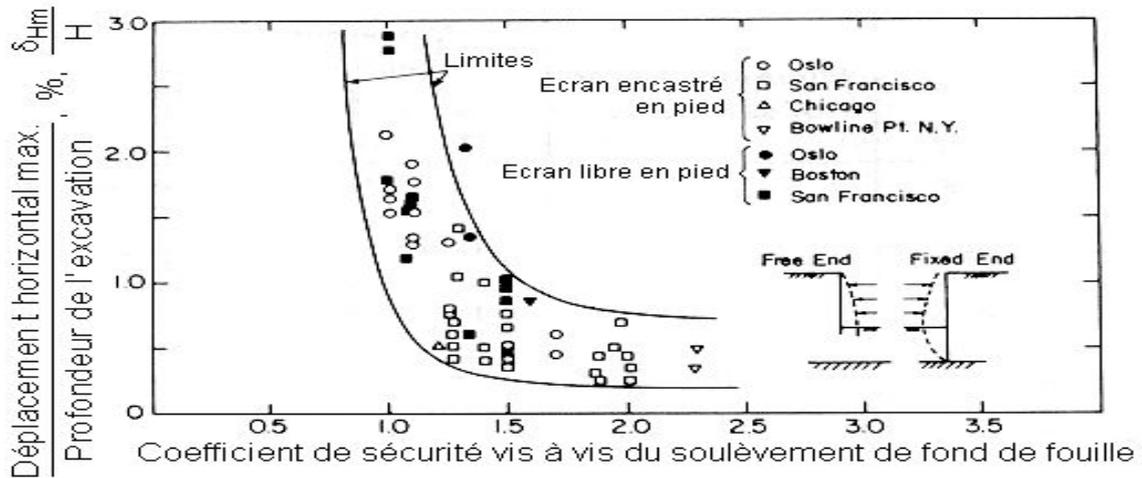


Figure I.8. Diagramme pour l'estimation des déplacements en fonction de la profondeur de la fouille et du coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement de fond de fouille pour des écrans butonnés dans de l'argile (Mana et Clough, 1981).

La profondeur qu'il est possible de donner à une fouille est limitée par le phénomène de **soulèvement** du fond de fouille qui survient lorsque la différence des contraintes verticales, de part et d'autre du soutènement, devient supérieure à ce que le sol peut mobiliser, compte tenu de sa résistance au cisaillement.

Les premières études de ce phénomène de soulèvement du fond de fouille sont le fait de Terzaghi, 1943a. Dans le cas des fouilles creusées dans le sable, Terzaghi montre, en faisant appel aux résultats obtenus sur la capacité portante des fondations superficielles, que le coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement du fond de fouille est indépendant de la profondeur de la fouille (il ne dépend que de l'angle de frottement du sable) et est toujours largement supérieur à l'unité lorsque l'angle de frottement est supérieur à 30 degrés et en l'absence de circulations d'eau défavorables. Dans le cas des fouilles creusées dans l'argile, une analyse similaire fondée sur la théorie des fondations superficielles permet à Terzaghi, 1943a de montrer que, en conditions non drainées, la profondeur d'une fouille dont la longueur est grande devant la largeur est limitée à la valeur :  $H_c = N_c c_u / (\gamma - 2c_u/B\sqrt{2})$  où  $c_u$  désigne la cohésion non drainée de l'argile,  $N_c$  le facteur de portance applicable aux fondations superficielles parfaitement rugueuses ( $N_c = 5,7$  pour Terzaghi),  $\gamma$  le poids volumique de l'argile et  $B$  la largeur de la fouille.

Les développements ultérieurs de cette méthode d'analyse de la stabilité du fond de fouille sont liés aux progrès des méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles [Tschebotarioff, 1951, dans Bjerrum et Eide, 1956, p. 34], à la prise en compte de la forme de la fouille [Bjerrum et Eide, 1956], de l'anisotropie de l'argile [Clough et Hansen, 1981] ou encore de la résistance apportée par le soutènement dans sa partie en fiche [O'Rourke, 1992] pour tenir compte du rôle joué par la partie en fiche de l'écran dans l'analyse de la stabilité du fond de fouille.

Mana et Clough (1981) se réfèrent à la méthode de Terzaghi (1943) pour la détermination du facteur de sécurité, en indiquant que ce facteur n'est pas totalement correct au niveau des détails mais qu'il constitue un indice satisfaisant pour la plupart des sols. La Figure I.9 rappelle la façon dont le facteur est calculé et donne aussi la méthode proposée par Bjerrum et Eide (1956).

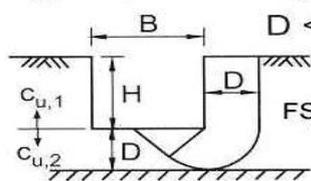
Mana et Clough (1981) soulignent la bonne qualité des données utilisées pour établir le diagramme proposé par Clough et al. (1979), en précisant que seuls ont été considérés des cas pour lesquels la

conduite de travaux était satisfaisante et les mouvements principalement initiés par l'excavation elle-même. Ceci signifie que l'influence d'un rabattement de nappe, d'une consolidation des terrains avoisinants ou de pieux forés dans la fouille est exclue. Les types de paroi considérés sont des rideaux de palplanches et des parois berlinoises, soutenus par des butons. La phase où l'ouvrage est simplement encastré n'est pas prise en compte, non plus. En tout, **130** cas ont été répertoriés, mais seulement 11 choisis pour l'étude finale.

$H/B < 1$ :

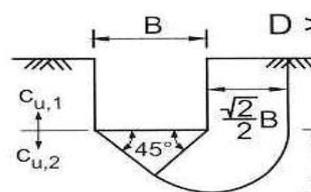
$FS_{sff}$  d'après Terzaghi (1943)

$D < (\sqrt{2}/2) B$



$$FS_{sff} = \frac{1}{H} \frac{N_c c_{u,2}}{\gamma - c_{u,1}/D}$$

$D > (\sqrt{2}/2) B$

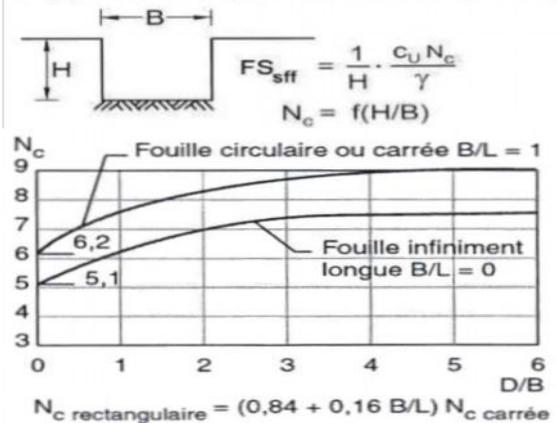


$$FS_{sff} = \frac{1}{H} \frac{N_c c_{u,2}}{\gamma - \frac{2 c_{u,1}}{\sqrt{2} B}}$$

(a)

$H/B > 1$ :

$FS_{sff}$  d'après Bjerrum & Eide (1956)



(b)

Figure I.9. Deux méthodes de calcul du coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement du fond de fouille : (a) d'après Terzaghi (1943) et (b) d'après Bjerrum et Eide (1956).

Sur cette base, complétée par des calculs paramétriques menés par la méthode des éléments finis, Mana et Clough (1981) font apparaître que, tant que le facteur de sécurité  $F_{sff}$  (la hauteur critique à la hauteur de l'excavation  $H_c/H$ ) reste supérieur à 1,4 à 1,5, les déplacements latéraux (les déformations latérales) de l'ouvrage restent faibles, de l'ordre de 0,5 % de la hauteur de l'ouvrage. Ils montrent que, si  $F_{sff}$  est inférieur à 1,5, par contre, les déplacements latéraux de l'ouvrage deviennent importants. En ce qui concerne les tassements du sol soutenu, Mana et Clough (1981) observent que leur amplitude est généralement comprise entre 50 % et 100 % de l'amplitude des déplacements latéraux du soutènement et que, à l'extrême, le diagramme présenté sur la Figure I.8 est valable pour les deux directions de déplacement.

L'applicabilité de cette méthode au cas des sols argileux mous est confirmée par les observations de Moormann (2002).

### I.3.2.5 La rigidité de l'écran et du système écran-appuis

Dans la littérature existent plusieurs propositions pour définir la rigidité d'un écran de soutènement. Outre la rigidité en flexion de l'écran  $EI$ , souvent utilisée par son logarithme :

$$K_1 = \ln EI$$

l'expression proposée par Rowe, 1952 pour tenir compte de la profondeur  $H$  de la fouille, est souvent utilisée :

$$K_2 = \lg \left[ \frac{H^4}{EI} \right]$$

Clough et al. (1989) ainsi que Clough et O'Rourke (1990), d'après une proposition de Goldberg et al. (1976) introduisent l'approche de la rigidité du système écran-appuis dans l'expression de  $K$  par le biais de la distance moyenne des appuis  $h_{moy}$  (voir Figure I.5). Grâce à l'introduction du poids volumique de l'eau  $\gamma_w$ , l'expression est adimensionnelle :

$$K_3 = \frac{EI}{\gamma_w (h_{moy})^4}$$

Addenbrooke (1994, voir aussi Addenbrooke et al., 2000) reprend la méthode de Rowe, 1952,

remplace la profondeur de la fouille par la distance entre les appuis et introduit, suite à une étude numérique, la puissance 5 au lieu de la puissance 4 pour la distance entre appuis :

$$K_4 = \lg \left[ \frac{(h_{moy})^5}{EI} \right]$$

Cette expression est définie de telle sorte que, d'après l'étude numérique, des excavations ayant le même indice de « flexibilité du déplacement »  $K_4$  subissent des déplacements du même ordre de grandeur.

Pour les déformations liées aux excavations dans les argiles molles, Clough et O'Rourke proposent d'estimer les déformations maximales du soutènement en fonction, d'une part du coefficient de sécurité de la fouille à l'égard du soulèvement du fond de fouille et, d'autre part, d'une estimation de la rigidité de la structure de soutènement (Figure I.10). Les déformations verticales maximales du sol soutenu (tassements) sont pour leur part égales aux déformations maximales du soutènement dans la direction horizontale.

La Figure I.10, proposée initialement par Clough et al. (1989), reprend les études de Mana et Clough (1981, Figure I.8) pour des sols argileux. D'après ce diagramme, pour des écrans de relativement faible rigidité (par exemple, des rideaux de palplanches), les déformations horizontales peuvent atteindre  $d_h^{max}/H \leq 2\%$  pour un coefficient de sécurité de  $F_{ssf} = 1,4$  vis-à-vis du soulèvement du fond de fouille. Pour des écrans rigides (par exemple des parois moulées), pour le même coefficient de sécurité, les déformations restent limitées à  $d_h^{max}/H \leq 0,5\%$ . Dans ces conditions de sol (argiles molles), l'influence de la rigidité du système gagne en importance à partir d'un coefficient de sécurité de  $F_{ssf} = 1,5$ .

Clough et O'Rourke (1990) concluent leur analyse en observant que, dans le cas d'excavations creusées dans des sols sableux, des argiles raides ou des roches altérées, la rigidité du système joue un rôle insignifiant. Par contre, dans des sols constitués principalement par de l'argile molle, la déformabilité est gouvernée par la rigidité du système et la sécurité vis-à-vis du soulèvement du fond de fouille. Il faut noter que le diagramme n'intègre pas le part de déformation que connaît l'écran avant l'installation des appuis, notamment lorsque l'écran travaille en console.

Outre l'influence de la distance moyenne des appuis, qui est prise en compte de façon simplifiée, O'Rourke (1981) constate, pour une étude menée à Washington D.C. (sables et argiles raides), que la rigidité de la section de la paroi joue un rôle secondaire vis-à-vis des déformations par rapport à l'influence beaucoup plus importante qui a été observée pour la hauteur de l'écran non-appuyé en dessous du lit inférieur de butons (voir aussi les paragraphes I.3.2.6 et I.3.3.3).

Ces résultats ont été complétés par Ou et al. 1993 qui ont mis en évidence que la déformation maximale du soutènement avait lieu au niveau du fond de fouille. Ils ont nuancé, par ailleurs, les indications concernant les tassements maximaux. Ou et al. 1993 proposent en effet de considérer une valeur comprise entre la moitié et les deux tiers des déformations maximales du soutènement (Mana et Clough, 1981, proposaient une valeur prise entre la moitié et la totalité des déformations maximales du soutènement).

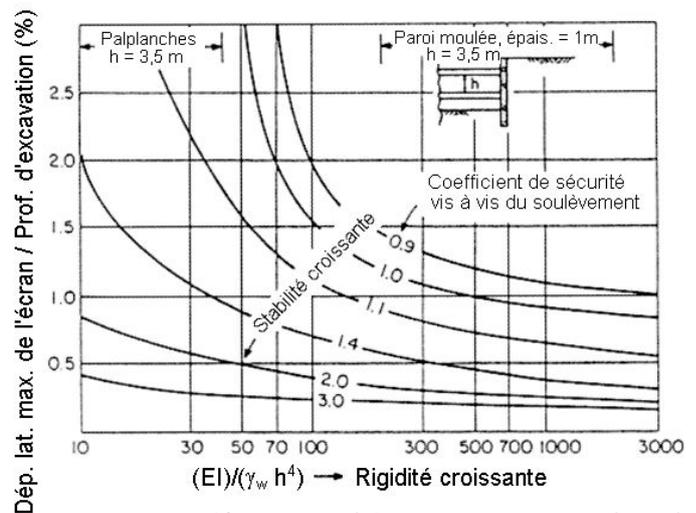


Figure 10. Déformations liées aux excavations dans des argiles molles (dans Clough et O'Rourke, 1990, d'après Clough et al., 1989).

Ils ont également été complétés par Carder, 1995, sur la base d'expérimentations d'ouvrages réalisés dans des argiles raides. Pour de tels ouvrages, Carder propose de retenir des valeurs de déformations maximales du soutènement variant entre 0,125 et 0,4 %, suivant la raideur du système d'appui. Il propose en outre de retenir, pour les déformations maximales de tassement, des valeurs comprises entre 0,1 et 0,2 %, ce qui est en bon accord avec la valeur de 0,15 % observée par Burland et al. 1979. Ils ont été aussi complétés par Muramatsu et Abe, 1996 ainsi que Long, 2001. Muramatsu et Abe traitent plus spécifiquement du cas des puits *circulaires*, *rectangles* ou *carrés*. Ils mettent ainsi en évidence que la *déformation du soutènement* ainsi que le *tassement* du sol soutenu sont significativement plus faibles dans le cas des puits *circulaires* que dans les puits de sections *carrée* ou *rectangulaire*. Ainsi, dans le cas de fouilles *circulaires*, la déformation maximale du soutènement ne dépasse pas 0,1 % de la hauteur d'excavation.

Sur la base de l'analyse d'un ensemble de nouveaux cas, Long propose, pour les ouvrages qui présentent une grande sécurité vis-à-vis du soulèvement du fond de fouille, des valeurs plus faibles dans l'ensemble que celles proposées par Clough et O'Rourke, tant pour la déformation du soutènement que pour le tassement du sol soutenu. Les valeurs maximales des déformations observées par Long, 2001 se rapprochent ainsi des valeurs qui avaient été considérées comme des valeurs moyennes par Clough et O'Rourke, 1990. Il observe par ailleurs que, pour les cas étudiés, l'influence de la rigidité du soutènement sur les déformations mesurées est faible. Pour les ouvrages qui présentent une sécurité plus faible vis-à-vis du soulèvement de fond de fouille, les déformations observées par Long s'inscrivent par contre correctement dans le domaine délimité par Mana et Clough, 1981. Long introduit enfin le cas des soutènements fichés dans un sol raide et supportant un matériau mou et met en évidence que, si les cas qu'il analyse sont bien en accord avec les propositions de Clough et O'Rourke, 1990 et Clough et al. 1989 lorsque les terrains raides atteignent le niveau du fond de la fouille, ces propositions tendent à sous-estimer les déformations lorsque des terrains mous restent présents au-dessous du fond de la fouille. Dans le cas des ouvrages auto-stables, Long observe enfin des déformations du soutènement relativement indépendantes de sa rigidité et dont les valeurs maximales atteignent 0,5 %.

L'étude de Moormann (2002, 2004), mais aussi les résultats observés par Long, 2001, mettent en question l'influence de la rigidité du système sur les déformations. Les deux auteurs constatent, en décrivant le résultat comme « inattendu », que l'analyse de leurs bases de données vis-à-vis des indices de rigidité  $K_3$  et  $K_4$  ne confirme ni les observations de Clough et al. (1989, Figure I.10, à part une tendance vague à l'augmentation du déplacement pour  $F_{sff} < 1,5$ ) ni celles d'Addenbrooke, 1994. Moormann, 2004 résume l'aspect économique et technique qui dérive de ce constat (entièrement empirique) : une augmentation de la rigidité du système ne mène pas forcément à une diminution des déplacements. Deux explications sont proposées : d'une part, il apparaît que d'autres facteurs, comme par exemple l'influence de l'eau, de surcharges voisines, la séquence de mise en place des appuis ou la conduite des travaux, ont une influence bien plus significative. D'autre part, il est possible que la rigidité des systèmes de soutènement ait atteint un tel niveau ces dernières années, que les faibles déformations qui en résultent soient peu affectés par une augmentation supplémentaire de la rigidité.

### 1.3.2.6 Les phases de travaux

Les phases de travaux décrivent principalement l'avancement successif de la construction de l'écran, de l'excavation et de la mise en place des appuis. Lors d'un projet d'instrumentation, il est important de documenter l'état du chantier pour chaque date de mesure. Ceci comprend non seulement la profondeur de la fouille, mais aussi le niveau de la nappe phréatique, la situation aux alentours du panneau instrumenté (sol-licitation ? bermes ? effets tridimensionnels ?) et notamment la température, surtout si l'ouvrage a été étayé par des butons. L'importance de noter les niveaux du terrain lors de l'installation des appuis (et les surprofondeurs éventuelles) est également soulignée dans les paragraphes I.3.3.3 et I.3.4.4.

Un exemple de la façon dont la méthode d'excavation peut influencer le comportement du soutènement est donné par Marten et Bourgeois, 2005. L'instrumentation d'une fouille **circulaire** dans des argiles a relevé que l'ouvrage cylindrique, qui a priori devrait être soumis à des déformations symétriques, se déplace d'une façon visiblement antisymétrique. Cette observation s'explique par le fait qu'en cours d'excavation une plateforme supportant la pelle mécanique qui réalise l'excavation a été laissée en place sur un côté de la fouille. Pendant que les parties de la paroi moulée dégagées montrent un déplacement vers la fouille, du côté de la benne, la paroi s'enfonce dans le terrain. Sans connaissance de tels détails, le comportement d'un panneau instrumenté, qui représente dans la majorité des cas une partie assez isolée de l'écran entier, peut facilement être mal interprété.

Pour la prévision du comportement, le phasage des travaux constitue un paramètre difficile à prendre en compte, car il est rarement connu en détail en avance (à part les niveaux de terrassement pour la mise en place des appuis).

### 1.3.2.7 L'installation de l'écran

Selon le type d'écran, l'installation peut avoir une influence plus ou moins importante sur l'état des contraintes dans le terrain, c'est à dire sur les forces qui vont solliciter ou/et soutenir le soutènement lors de l'excavation. Les vibrations causées par l'installation des palplanches, par exemple, peuvent donner lieu à des tassements assez importants autour l'écran. Il est donc possible qu'une partie des tassements maximaux mesurés ne soit pas due à l'excavation mais à des vibrations antérieures. Des observations comparables peuvent être faites dans le cas des parois moulées. Le creusement de la tranchée peut se traduire par un tassement des alentours. Poh et al. 2001 expliquent ainsi que l'excavation de la tranchée provoque des déformations horizontales de ses parois qui, de leur côté, entraînent des tassements du terrain avoisinant. Le bétonnage de la paroi moulée peut réduire nettement les déplacements horizontaux, par contre les déplacements verticaux ne sont quasiment pas concernés (l'effet de soulèvement dû au bétonnage est minime). Dans ce contexte, il est important de savoir quand l'instrumentation pour le suivi des tassements a été mise en place (et en marche), afin de pouvoir distinguer les déplacements initiés par la construction de la paroi de ceux causés par l'excavation, et pour connaître les tassements totaux. O'Rourke, 1981 donne un autre exemple intéressant de l'influence de la méthode d'installation du soutènement : un puits de grand diamètre dans des argiles pour lequel 50% à 70% des déformations étaient associés à la méthode de construction. Son installation est comparable à l'exécution d'un tunnel : les travaux commencent par une excavation dans laquelle sont mis en place des cintres en acier servant de revêtement définitif. Les déplacements étaient dus à la pénétration d'argile en dessous du revêtement après chaque étape d'excavation et au comblement de l'espace laissé vide entre le revêtement et le massif de sol.

### 1.3.2.8 Le tassement de l'écran

Généralement, afin de garantir la stabilité de l'écran, l'équilibre des efforts verticaux doit être vérifié. Malgré ces calculs, il est possible que l'écran s'enfonce dans le sol, surtout dans des sols plastiques (Clough et O'Rourke, 1990). Ce mouvement n'est pas facilement observable, mais peut être à l'origine de déformations horizontales ou de tassements du terrain supplémentaires.

### 1.3.2.9. L'enlèvement d'un soutènement temporaire

L'enlèvement des éléments verticaux de parois berlinoises ou de rideaux de palplanches laisse vide le volume précédemment occupé par les profilés et le sol qui leur est adhérent. Ces vides peuvent être à l'origine d'un tassement du sol adjacent. Si les éléments sont retirés par vibrage, les vibrations peuvent elles-mêmes être la cause de tassements supplémentaires. Cette question n'est pas abordée dans les publications et, en conséquence, on ne dispose pas de mesures permettant quantifier ce phénomène.

### 1.3.2.10 La géométrie de l'excavation

Le volume de l'excavation ne paraît pas avoir d'influence sur le comportement de l'ouvrage. Les diagrammes présentés par Moormann, 2004 ne montrent pas de corrélation. Un rôle important

peut par contre être joué par la géométrie du terrain laissé en place dans l'excavation lors du terrassement (voir paragraphes **I.3.2.6** et **I.3.3.5**).

La géométrie de l'excavation a une influence sur le comportement de ses soutènements dans la mesure où ils s'influencent entre-eux :

- pour une fouille **circulaire**, les éléments du soutènement s'appuient l'un sur l'autre sur toute leur longueur,
- pour une fouille **rectangulaire** étroite ou une tranchée ouverte ou couverte, les deux écrans se font face et peuvent interagir de plusieurs manières, par exemple à travers de butons, s'ils sont butonnés,
- pour les fouilles plus quelconques l'interaction entre les différentes parties du soutènement peut être le fait de raccordements d'angles, de liernes, butons et autres systèmes de report d'efforts.

Lors d'un projet d'instrumentation, il est donc important de considérer la géométrie de l'excavation dans la mesure où la section instrumentée est susceptible de se comporter différemment en fonction sa localisation : par exemple, dans une fouille **rectangulaire**, les **coins** subissent une déformation moins importante que les parties centrales.

### I.3.3 Système d'appuis

#### I.3.3.1 Le type d'appuis

D'après Moormann (2002, 2004), le type d'appui n'a pas d'influence perceptible sur les déformations d'un écran, seule la méthode d'excavation en taupe, tendant à montrer des déplacements plus faibles. La Figure **I.11** résume le comportement des **536** cas étudiés par Moormann et donne la déformation rapportée à la profondeur de l'excavation en fonction du type d'appui. À première vue, on observe des déformations élevées principalement pour les systèmes butonnés, mais une analyse plus précise montre que les rideaux de palplanches (indépendamment du système d'appui) sont pratiquement les seuls à se déplacer de plus de 1%. Le rôle joué par le type d'écran et l'influence du système d'appui ne peuvent donc pas être dissociés.

Une autre réflexion est soulevée par Yoo, 2001 qui suppose, après avoir constaté des déplacements plus faibles pour les systèmes ancrés que pour les systèmes butonnés, que cette observation n'est pas liée à la rigidité du système d'appui, mais plutôt à la méthode et à la séquence d'installation. Pour des systèmes ancrés, la méthode de pose des tirants ne permet pas une sur-excavation en dessous du niveau prévu, tandis qu'une telle sur-excavation est davantage possible pour des systèmes butonnés. Ainsi pour les tirants, le risque d'une influence du facteur humain (voir aussi paragraphe **I.3.4.4**) est réduit, pour ce qui concerne la sur-excavation.

Une influence importante vis-à-vis des tassements peut être due aux scellements des tirants. Une injection trop importante (ou la « perte ») de coulis peut entraîner un soulèvement du terrain au-dessus de la zone du scellement. Une longueur insuffisante de tirants peut, pour sa part, causer un effet de « gabion », où toute la zone ancrée commence à se déplacer plus ou moins « en bloc ». Ce dernier effet, particulièrement difficile à maîtriser dans les argiles surconsolidées, peut être assez dangereux et devrait être évité par une longueur assez importante et une inclinaison limitée des tirants.

Un phénomène intéressant peut être observé dans le cas de rideaux ancrés à des corps morts (barres d'acier attachées à un contre-rideau disposé à une certaine distance derrière le soutènement). L'installation de ces barres et du contre-rideau (par exemple en palplanches) se fait à l'abri d'un terrassement « en amont », c'est à dire derrière le soutènement. Ensuite, lors de l'installation du système d'ancrage, l'espace derrière l'écran est rempli par un remblai de sable. Dans ces systèmes, l'effet de l'ouvrage est transmis non seulement au rideau en arrière, mais également dans les terrains remblayés par frottement (Delattre et al., 1999). Généralement, ce système est utilisé pour des ouvrages de soutènement définitifs, par exemple des murs de **quai**.

### 1.3.3.2 La précontrainte

L'influence de la précontrainte des appuis sur les déformations de l'ouvrage est évoquée par Puller, 1996 dans le cas de butons. Il indique qu'une précontrainte peut réduire les déplacements de l'écran de façon significative. O'Rourke, 1981 explique l'intérêt de la précontrainte en analysant le système de fixation des butons. Ainsi, au niveau du buton, les déplacements de l'écran sont dus à la compression de l'interface entre le buton et l'écran, au comportement de la lierne et aux déformations élastiques du buton même. En conséquence, la raideur effective de l'appui peut être inférieure à sa raideur idéale. Les mesures qu'il a effectuées montrent que la raideur effective augmente avec la précontrainte. O'Rourke, 1981 préconise une valeur de précontrainte de 50% de l'effort de service estimé. En même temps, il indique qu'une valeur excessive de précontrainte donnée à l'appui peut localement conduire à augmenter les efforts de poussée jusqu'à des valeurs supérieures aux valeurs de dimensionnement.

La précontrainte des tirants a les mêmes effets de réduction des déplacements que la précontrainte des butons. Pour cette raison, l'utilisation de tirants non-précontraints est devenue assez rare. Des cas pour lesquels l'utilisation de tirants peut augmenter des déformations (notamment des déformations verticales du terrain soutenu) sont décrits dans le paragraphe **I.3.3.1**. Une précontrainte excessive peut également initier des tassements du terrain, dus à un quasi-arrachement du scellement lors de l'excavation pendant l'augmentation supplémentaire de la traction. Normalement, ce risque est réduit par les essais sur place d'arrachement des tirants.

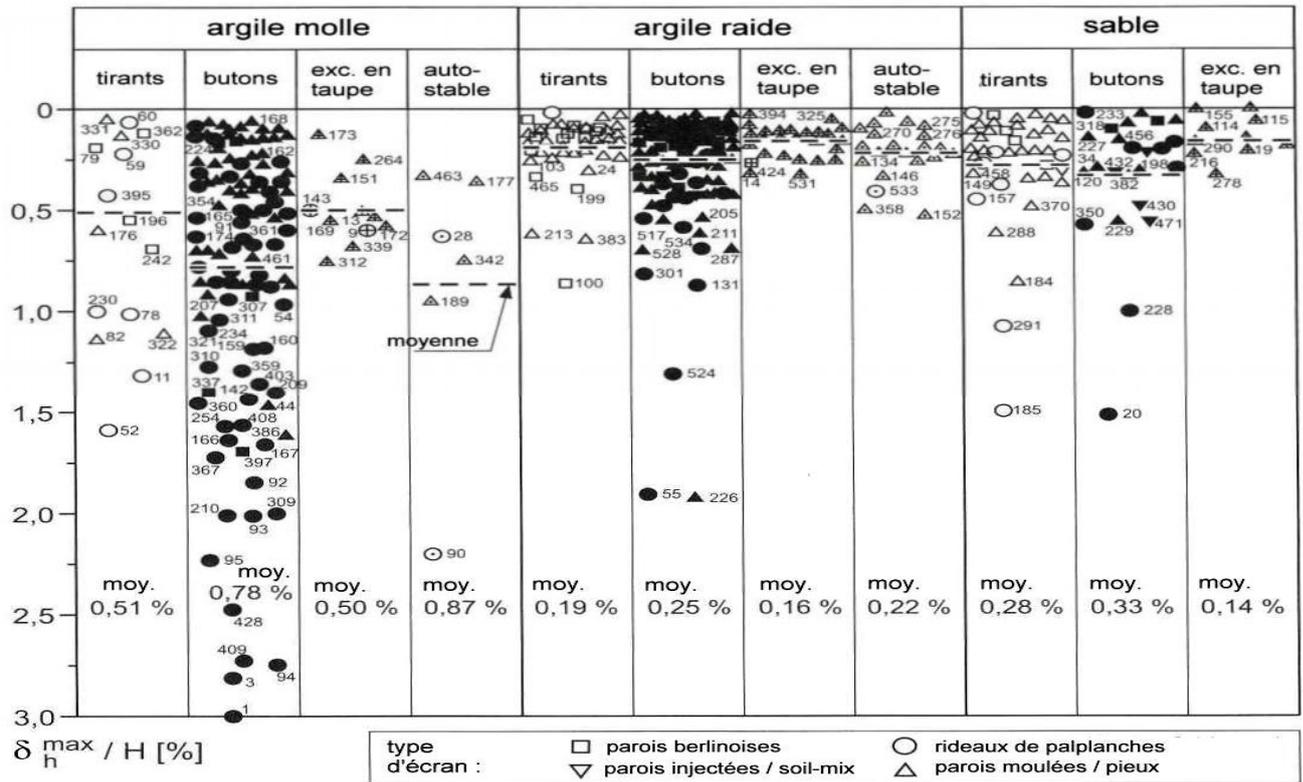


Figure I.11. Diagramme de synthèse de la déformation rapportée à la profondeur de l'excavation en fonction du type d'appui (Moormann, 2002).

### 1.3.3.3 L'espacement vertical entre les appuis et « la densité d'appuis »

L'espacement entre les niveaux d'appuis joue un rôle vis-à-vis de la rigidité du système (voir paragraphe **I.3.2.5**). Pourtant, plusieurs auteurs soulignent qu'un autre aspect est encore plus déterminant pour le comportement de l'écran : la hauteur libre de l'excavation en dessous du lit inférieur d'appuis, et le temps écoulé entre le moment où l'excavation a atteint le niveau prévu et le moment où l'appui a été installé. Ces facteurs redoublent d'importance lorsque l'appui n'est pas installé au moment prévu et que le terrassement continue avant que l'appui n'ait été mis en place.

Ceci peut arriver assez fréquemment dans le cas des écrans butonnés (moins pour les tirants, qui doivent être installés à l'aide d'une foreuse), pour des raisons multiples liées souvent aux délais du chantier. L'observation a posteriori de l'ouvrage ne permet pas de déceler que des appuis ont été déposés avec retard et seule l'analyse critique de la séquence d'installation dévoile que la profondeur sans support a été plus grande pendant un certain temps. Som, 1995 a étudié ces derniers aspects en relation avec le tassement observé derrière la paroi moulée d'une section de test du métro de Calcutta (construite dans des argiles limoneuses). Il constate que les tassements augmentent à peu près linéairement jusqu'à une distance de 4 m entre les appuis et que, au-delà de 4 m, ils augmentent bien plus rapidement. O'Rourke, 1981 a fait une étude comparable pour des excavations réalisées dans du sable et des argiles raides à Washington D.C., il en conclut que l'excavation en dessous du lit inférieur de butons ne doit pas excéder 5,50 m. L'espacement horizontal entre appuis joue également un rôle important dans le comportement du soutènement, puisqu'il contrôle le taux de déconfinement autorisé par le mouvement en partie libre du soutènement. Ce facteur n'est toutefois jamais pris en compte dans les synthèses proposées par les différents auteurs. On pourrait imaginer d'introduire des facteurs décrivant, d'une part, la densité d'appuis  $F_D$  et, d'autre part, l'intensité  $F_I$  des appuis :

$$F_D = \frac{n}{\Delta H \cdot d_{hor}} \quad [1/m^2]$$

et

$$F_I = \frac{EA}{L} \cdot F_D \quad [kPa/m]$$

où  $n$  désigne le nombre de lits d'appuis,  $\Delta H$  la profondeur de la fouille,  $d_{hor}$  l'espacement horizontal des appuis,  $E$  le module d'Young,  $A$  la surface de la section d'appui et  $L$  la longueur de l'appui. Ce dernier facteur prend donc en compte la rigidité en traction de l'appui par mètre.

#### 1.3.3.4 L'enlèvement des appuis

L'enlèvement des appuis peut causer des déformations supplémentaires s'ils sont enlevés avant que, par exemple, le radier de fond (ou plafond intermédiaire) soit correctement en place.

#### 1.3.3.5 L'utilisation de bermes

Une berme est une masse de sol laissée en place devant l'écran lors d'un terrassement. Par exemple, en dessous du lit inférieur d'appuis, le terrassement d'une fouille peut continuer au centre de l'excavation afin de permettre le passage d'engins du chantier. Le poids d'une berme augmente les contraintes devant l'écran et peut réduire, d'après Puller, 1996, les déplacements latéraux de 50% pendant qu'elle est en place. Ainsi, les déplacements finals seront également réduits.

Daly et Powrie, 2001 soulignent l'aspect « court terme » de cette méthode de stabilisation. Ces auteurs proposent une approche de calcul (non drainée, en déformations planes) et constatent que, d'après leurs analyses (qui comprennent aussi des essais en centrifugeuse), pour des conditions non drainées à court-terme, l'utilisation de bermes augmente plus efficacement la stabilité d'un écran de soutènement que la prolongation de la fiche.

En ce qui concerne les déplacements mesurés pour des fouilles construites à l'aide de bermes, O'Rourke, 1981, et Clough et O'Rourke, 1990 soulignent l'effet du temps, surtout dans les argiles molles. Ils indiquent qu'au cours du temps, à cause des effets de la consolidation et du fluage, par exemple, la stabilité de la berme se réduit progressivement, ce qui conduit à une augmentation des déplacements de l'écran et des efforts dans les appuis inférieurs.

#### 1.3.3.6 L'installation d'un radier de fond

Un radier de fond peut être installé à différents moments du projet. Dans le cas d'un radier d'étanchéité (mis en place par exemple par injection), ce dernier est généralement installé juste après la construction des parois. Lors de l'excavation, il sert donc d'appui en profondeur de l'écran. S'il s'agit de la fondation de l'ouvrage à construire à l'intérieur de la fouille, le radier est mis en place après que l'excavation a atteint le fond de fouille et il travaille comme un appui

supplémentaire limitant efficacement les déplacements au niveau du fond de fouille, surtout lors des phases d'enlèvement de butons. Le même effet stabilisant est atteint par une semelle installée sous l'eau. Un tel usage a été effectué à une grande échelle pour les ouvrages construits à Potsdamer Platz à Berlin (Schran, 2003 ; Triantafyllidis, 1998 ; Triantafyllidis et al., 1998).

### I.3.4 Autres facteurs influençant le comportement d'un écran de soutènement

#### I.3.4.1 L'effet du temps

L'effet du temps concerne surtout les sols fins cohérents, pour lesquels la consolidation entraîne une augmentation des déplacements avec le temps. Deux échelles de temps doivent être prises en compte. Premièrement, un effet du temps en phase de construction, qui se manifeste sur la durée des travaux (par exemple l'excavation ou la mise en place des appuis) et, deuxièmement, le comportement à long-terme d'une structure définitive (comme c'est le cas, par exemple, pour un mur de **quai**). Le comportement à long-terme d'un écran de soutènement est assez difficile à suivre. Quelques publications décrivent le suivi des contraintes derrière des soutènements définitifs, voir, par exemple, Symons et Carder, 1991 ou Uchida et al. 1995.

Le suivi des déformations à long-terme de ces ouvrages n'est par contre pas documenté. Ce manque d'informations sur le comportement à long terme peut avoir des raisons multiples mais, généralement, les instrumentations auscultées manuellement ne sont plus accessibles après la fin des travaux. Mais l'utilisation d'une instrumentation entièrement automatique n'est pas encore très répandue, notamment en raison de coûts non négligeables.

Pour le métro de Calcutta, construit par la méthode traditionnelle de la fouille couverte après terrassement complet (« cut and cover ») dans des argiles, Som, 1995 présente un tableau résumant les tassements de bâtiments en fonction du temps jusqu'à l'arrivée au fond de fouille et ensuite jusqu'à la construction du radier et du plafond. En résumé, il résulte de ces mesures que si, par exemple, la construction de la structure finale dure 100 jours après l'excavation, les tassements supplémentaires atteignent 30% des tassements dus à l'excavation même. Si, par contre, la construction de la couverture prend 250 jours, les tassements supplémentaires croissent jusqu'à 60% des tassements précédents. Cette évolution montre clairement l'importance d'un avancement rapide des travaux pour ces conditions de chantier.

Mana et Clough, 1981 analysent le comportement en fonction du temps d'une excavation dans des argiles molles de San Francisco. La vitesse du déplacement journalier est regardée en fonction du temps, à une profondeur constante de la fouille. Deux phénomènes sont constatés : la vitesse de déplacement journalier diminue presque linéairement avec le temps (l'observation dure du premier au cinquantième jour), et tendanciellement, cette vitesse est d'autant plus importante que le facteur de sécurité du soulèvement du fond de fouille est faible.

#### I.3.4.2 Température

Trois modes d'influence de la température peuvent être distingués.

Premièrement, dans le cas d'une excavation butonnée avec des profilés en acier, la température joue un rôle important vis-à-vis des efforts dans les butons. L'intensité de cette influence dépend de la nature et de la géométrie du butonnage (matériau, profil, protection) et de la rigidité de l'écran. Plus le système est rigide, plus les contraintes supplémentaires dans les butons peuvent être importantes. Bien évidemment, des butons en bois ont un autre comportement que des butons en acier. Pour ces derniers, des observations ont montré qu'un simple peinture blanche avec par exemple de la chaux peut réduire l'influence du soleil de moitié (Besler, 1994 d'après Weißenbach, 1992).

Deuxièmement, l'écran lui-même peut être sensible au rayonnement du soleil. Des parties à l'ombre peuvent avoir un comportement différent de celui des parties ensoleillées. Plus généralement, on peut aussi observer un effet saisonnier. Walter et Tarallo, 1985, par exemple, présentent le cas d'une fouille **circulaire** pour laquelle le suivi au cours de plusieurs mois a mis en évidence un tel effet, dont l'amplitude était d'environ 8 mm au sommet de la paroi.

Troisièmement, on peut signaler l'importance des déformations hygrothermiques du béton, par exemple le refroidissement et le retrait d'une poutre de couronnement (aussi observé par Walter et Tarallo, 1985).

### 1.3.4.3 Le voisinage du soutènement

L'influence du voisinage du site et de l'ouvrage peut jouer un rôle important et n'est pas toujours facile à prévoir. La présence de bâtiments ou installations, leur distance, leur profondeur et leur sensibilité est encore assez facile à déterminer et leur influence sur la stabilité de l'écran fait en tout cas partie du dimensionnement. Des facteurs moins faciles à prendre en compte sont liés à l'organisation du chantier, par exemple à la localisation des zones de stockage des matériaux, qui ne sont pas forcément connues lors de la préparation de l'avant-projet. Habituellement, le stockage des matériaux n'est pas un facteur critique pour la stabilité, mais la surcharge peut causer des déformations supplémentaires.

O'Rourke, 1981 explique que, dans certains cas, les mouvements dus à ce qu'il appelle la « préparation du site » excèdent les déplacements dus à l'excavation elle-même. Il distingue (1) la relocalisation d'installations, qui peut être primordiale notamment dans un site urbain où une excavation est réalisée à proximité par exemple de conduites de gaz ou d'eau, (2) le rabattement de la nappe phréatique, discuté au chapitre 1.3.1.2, (3) la construction de l'écran, discutée au chapitre 1.3.2.7 et (4) l'installation de fondations profondes.

Les travaux de Potsdamer Platz à Berlin dans les années 1990 ont donné lieu à des instrumentations très intéressantes. La majorité des excavations a été effectuée sous l'eau, suivie par le bétonnage d'un radier de fond, également sous l'eau. Ce radier a dû être ancré verticalement afin de résister aux pressions d'eau sur sa face inférieure. Triantafyllidis, 1998 observe que l'installation de ces pieux d'ancrage au sein de l'excavation (étape de construction II) a provoqué des déformations de l'écran qui étaient bien plus importantes que celles causées par le terrassement sous l'eau (étape I) et le pompage de l'eau à l'intérieur de la fouille (étape III). Triantafyllidis, 1998 résume que le forage ou vibrofonçage de pieux à côté de soutènements mène à une perte temporaire de la résistance du sol, initiée entre autre par une augmentation de la pression interstitielle.

### 1.3.4.4 Conduite des travaux

Dans la littérature anglo-saxonne, la conduite des travaux est souvent appelée « workmanship ». Son influence peu quantifiable sur le comportement d'une excavation est déjà mentionnée par Peck (1969a). D'après Mana et Clough, 1981 sont liés à la conduite de travaux les déplacements dus à :

- des connexions mal faites entre des éléments de l'écran ou des appuis,
- l'ouverture de caissons à proximité de l'écran,
- un rabattement de nappe mal géré ou excessif,
- une excavation trop importante en dessous du lit inférieur d'appuis,
- le stockage de surcharges à côté de l'écran,
- des délais excessifs dans l'installation des appuis.

Il n'est pratiquement pas possible de prendre en compte ces facteurs lors du dimensionnement, sauf par l'intermédiaire de facteurs de sécurité très conservateurs.

### 1.3.4.5 Défauts de la structure

Certains défauts de la structure – rarement évoqués dans les publications pour des raisons multiples – peuvent avoir une influence importante sur son comportement. Souvent, d'ailleurs, ces défauts ne peuvent être détectés que par l'analyse des résultats des mesures.

Som, 1995 donne un exemple qui a été observé lors de la construction du métro de Calcutta.

Les tassements de trois immeubles adjacents à la tranchée de métro montraient des valeurs élevées de  $\delta_{max}/H$ , comprises entre 1,31 et 2,75, et nettement plus fortes que celles observées dans

les autres sections ( $0,55 < \delta_{max}/H < 0,80$ ). L'examen de la paroi moulée a montré l'ouverture d'un joint entre deux panneaux de paroi moulée, avec des arrivées d'eau entraînant une perte de sol derrière l'écran.

#### I.3.4.6 La reconnaissance des sols

Les facteurs cités dans les paragraphes précédents sont des paramètres influençant de façon directe le comportement d'un écran de soutènement. En ce qui concerne les caractéristiques du sol (voir paragraphe I.3.1.1), il est également intéressant de caractériser l'étude de reconnaissance des sols à l'origine de ces paramètres. Cette étude se compose souvent d'une campagne de reconnaissance comprenant des sondages en place et des essais en laboratoire, réalisée en complément d'études antérieures effectuées sur des sites voisins. La qualité de cette reconnaissance des sols a un effet direct sur la pertinence du choix des paramètres géotechniques, ainsi que sur le dimensionnement et enfin le comportement de l'écran de soutènement.

### I.4 LE RAPPORT DES DÉFORMATIONS HORIZONTALES ET VERTICALES

Plusieurs auteurs ont traité la question des tassements, notamment Peck, 1969a, Goldberg *et al.*, 1976 et par exemple Ou *et al.*, 1993. Les schémas de Peck ont déjà été présentés dans le paragraphe précédent. Dans la suite, on se concentre sur les études assez récentes de Clough et O'Rourke, 1990 et Hsieh et Ou, 1998.

Globalement, on peut distinguer deux profils types de déformation du sol et du soutènement, le « profil convexe, en tympan » et le « profil concave ». La forme convexe s'établit dans le cas où l'essentiel de la déformation de l'écran se développe lors de la première phase d'excavation (et pour tous les écrans travaillant en console), l'augmentation de la déformation restant relativement petite pendant les phases suivantes. La déformée de l'écran diminue avec la profondeur et s'annule en fiche (Figure I.12a). Par contre, si les déformations sont limitées en tête de l'écran au moyen d'un appui et se manifestent plutôt dans sa partie inférieure lors de l'avancement des travaux, le profil des tassements tend à prendre une forme concave (Figure I.12b). La Figure I.12c présente, pour les deux modes de déformation de l'écran, une définition de la surface  $A$  des zones influencées par les déplacements horizontaux. La surface  $A_c$  est déterminée comme le maximum des deux composantes possibles  $A_{c1}$  et  $A_{c2}$ , c'est à dire que  $A_c = \max(A_{c1}, A_{c2})$ .

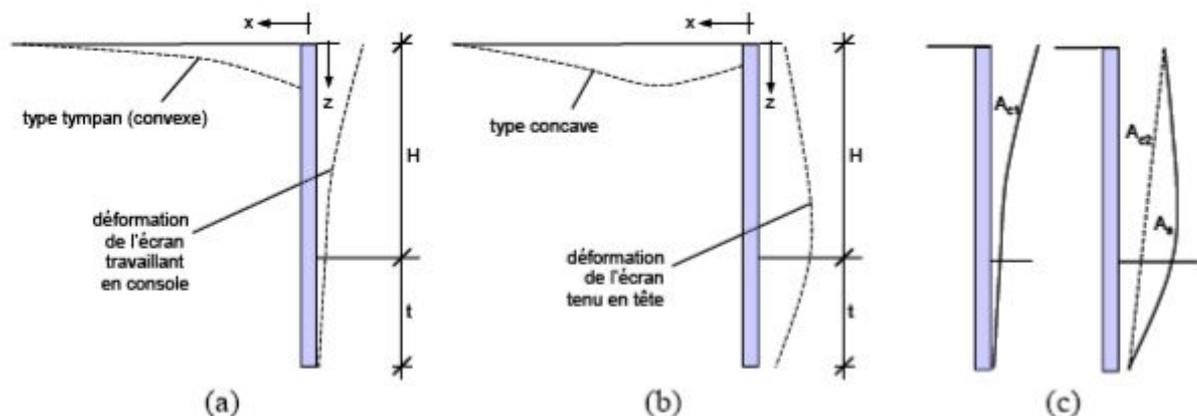


Figure I.12. Profils de tassement en fonction du comportement de l'écran. (a) Écran travaillant en console, (b) écran tenu en tête, (c) définition des surfaces  $A_{c1}$ ,  $A_{c2}$  et  $A_s$  (d'après Hsieh et Ou, 1998)

#### I.4.1 Les études de Clough et O'Rourke (1990) et de Hsieh et Ou (1998)

Pour l'établissement des profils de tassement, Clough et O'Rourke, 1990 distinguent deux profils de déformation du soutènement. Pour les ouvrages qui ne sont pas soutenus en tête, la déformée de l'écran est celle d'une structure simplement encastree à une extrémité ; elle diminue avec la profondeur et s'annule en fiche. Le profil de tassement associé à une telle déformée de l'écran est

à peu près triangulaire. Pour les ouvrages qui sont maintenus en tête avant excavation, l'essentiel de la déformée se produit sous le niveau des appuis supérieurs et les tassements sont maximaux à une certaine distance en arrière du soutènement.

Clough et O'Rourke, 1990 présentent trois schémas, classés selon le type de sol. Le profil de tassement qui est associé aux excavations dans les sables et les argiles raides est un profil triangulaire, pour lequel le tassement maximal se produit à proximité du soutènement et décroît progressivement à mesure que l'on s'éloigne du soutènement. Il s'annule à une distance égale à deux fois la profondeur de l'excavation dans le cas des sables et trois fois la hauteur de l'excavation dans le cas des argiles raides. Pour Carder, 1995, cette distance sur laquelle le tassement est sensible peut être portée à quatre fois la hauteur de l'excavation, dans le cas des argiles raides. Le profil de tassement associé aux excavations dans les argiles molles a une forme trapézoïdale. Une estimation du profil de tassement maximal est proposée par Clough et O'Rourke, 1990. Elle consiste à considérer que le profil de tassement est constant, à sa valeur maximale, sur une distance égale aux trois-quarts de la profondeur du soutènement et diminue ensuite progressivement, pour atteindre une valeur nulle à une distance égale à environ deux fois la profondeur du soutènement.

Des profils plus élaborés ont été proposés par Ou *et al.*, 1993 et par Hsieh et Ou, 1998. Ainsi, le profil triangulaire proposé par Clough et O'Rourke dans le cas des sables est rendu convexe. Dans le cas des argiles, le profil proposé par Clough et O'Rourke est modifié, pour faire apparaître un tassement maximal à une distance du soutènement égale à la moitié de la hauteur soutenue, le tassement au voisinage immédiat du soutènement étant réduit à 50 % du tassement maximal. Par ailleurs, ces profils sont complétés par une zone secondaire s'étendant jusqu'à quatre fois la hauteur soutenue, où les tassements sont faibles.

En fait, Hsieh et Ou (1998) proposent des profils plus élaborés pour la prévision des tassements mais ils ne distinguent pas les différents types de sols. Le tassement de type convexe est décrit en fonction de la racine carrée de  $x/H$  par deux lignes droites a-b et b-c.

Dans son application pratique, la méthode proposée par Hsieh et Ou, 1998 est de type semi-empirique car elle s'appuie sur trois hypothèses fondamentales :

- les déformations horizontales doivent être connues. Hsieh et Ou, recommandent de les calculer par la méthode des **éléments finis** ou la méthode du **coefficient de réaction**, car les méthodes empiriques comme celle proposée par Clough *et al.*, (1989, Figure **I.8**) ne donne pas d'informations sur la forme de la déformation,
- le rapport entre le déplacement maximal horizontal et le déplacement maximal vertical est supposé appartenir à l'intervalle  $\delta_v^{max} = (0,5-0,75) \delta_h^{max}$ , avec une limite supérieure de  $\delta_v^{max} = \delta_h^{max}$ .
- le profil des tassements peut être déterminé en tenant compte de la forme des déplacements horizontaux (voir Figure **I.12c**). D'après les 15 cas étudiés, Hsieh et Ou proposent le type concave pour  $A_s \geq 1,6 A_c$ , et le type convexe pour  $A_s < 1,6 A_c$ .

Compte tenu de ces éléments ( $\delta_v^{max}$ ,  $H$  et la forme probable des tassements), la distribution des tassements  $\delta_v$  en fonction de la distance  $x$  à l'écran peut être définie.

#### I.4.2 Les études japonaises

Sugimoto et Tanaka (1995) présentent six méthodes **empiriques** pour la prévision du tassement du sol derrière une excavation, publiées au Japon (en japonais) au cours des quarante dernières années. La Figure **I.13** résume les résultats de ces études.

À partir d'une méthode assez simple datant de 1958 (Figure **I.13.A**) et donnant, pour des sols cohérents, le volume libéré verticalement par le tassement du sol par rapport au volume de sol déplacé horizontalement du fait du mouvement de la paroi (sans indiquer comment évaluer le « volume horizontal »), les méthodes deviennent plus sophistiquées. Une deuxième méthode de la société des chemins de fer japonais (Figure **I.13.B**), datant de 1979, met en relation la valeur de  $N$

de l'essai de pénétration de carottier (SPT) mesurée à proximité du fond de la fouille et le déplacement horizontal  $\delta_h$  rapporté à la profondeur de la fouille  $H$ . On observe que, pour  $N < 5$ , les valeurs du déplacement augmentent rapidement. Le même type de diagramme est proposé en 1981 (Figure I.13.C), en reliant cette fois les tassements au facteur de sécurité minimal vis-à-vis du soulèvement de fond de fouille, ce qui est comparable à l'approche de Mana et Clough (1981). Si le facteur de sécurité minimal tombe en dessous de 1,15, les tassements augmentent rapidement.

L'approche présentée sur la Figure I.13.D reprend l'idée de la première méthode, en mettant en relation des tassements avec les déplacements horizontaux de l'écran et en prenant en compte d'une façon abstraite la forme de la déformation et l'évolution entre un état (1) et un état (n). Une évaluation un peu plus générale est proposée sur la Figure I.13.E : elle consiste à relier les tassements avec les déplacements horizontaux. Les auteurs donnent une échelle de 0,5 à 1,0 pour le rapport entre  $\delta_{v,max}/\delta_{h,max}$ .

La dernière méthode (Figure I.13.F) est la plus sophistiquée. Elle introduit deux coefficients  $\alpha_c$  et  $\beta_D$ . Le tassement maximal est donné en fonction de  $\log \alpha_c$ , où  $\alpha_c$  est pris égal à  $\alpha_c = BH/\beta_D D$ , avec  $\beta_D = (E_s/EI)^{1/4}$ . Les paramètres sont  $B$  : largeur de l'excavation,  $H$  : profondeur de l'excavation,  $D$  : fiche de l'écran,  $E_s$  : module de déformation du sol,  $EI$  : rigidité de l'écran. Par contre, les trois courbes figurant sur le diagramme ne sont pas expliquées plus précisément.

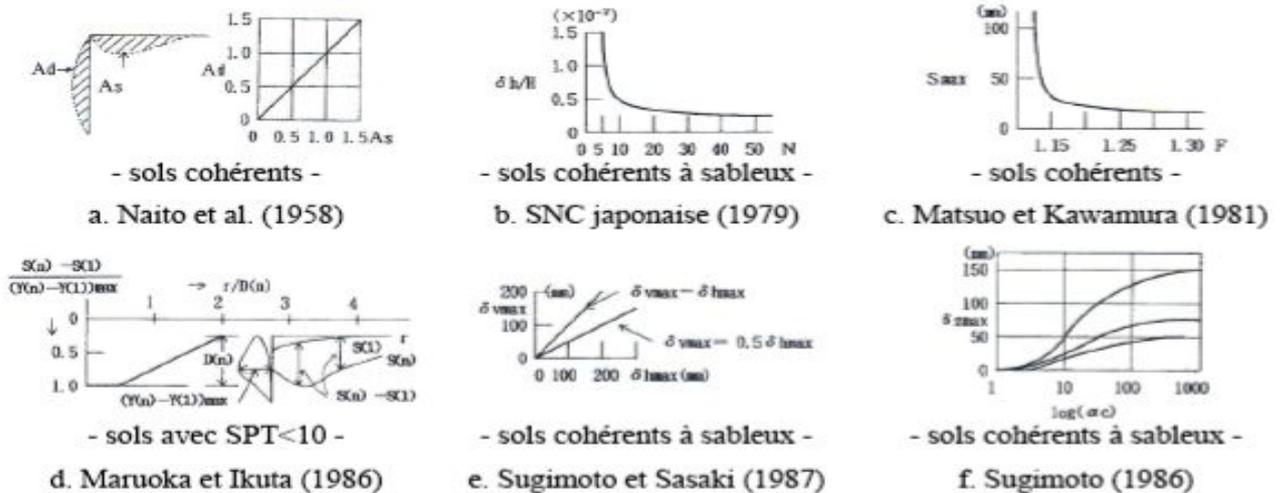


Figure I.13. Méthodes empiriques japonaises pour l'estimation des tassements derrière un écran de soutènement (publiées par Sugimoto et Tanaka, 1995)

Le cadre de la présentation faite par Sugimoto et Tanaka, 1995 étant très limité, aucune de ces méthodes n'est expliquée en détail. De plus, il n'est pas indiqué pour quel type de paroi les études ont été menées ou combien de cas ont été utilisés pour établir les graphiques.

## I.5 DISCUSSION DES ÉTUDES SYNTHÉTIQUES ET PERSPECTIVES

Moormann, 2002 a établi un tableau récapitulatif permettant la comparaison directe des études synthétiques selon différents points de vue, couvrant par exemple le type de terrain, les conditions extérieures comme la profondeur de la fouille ou les résultats des analyses. Ce tableau a été repris et enrichi par Marten, 2005 avec les études publiées par d'Appolonia, 1971, Mana et Clough, 1981, Fernie et Sucking, 1996, Yoo, 2001 et Moormann (2002, 2004) lui-même, sachant que certaines des seize études ont de fortes interactions (Tableau I.1a et Tableau I.1b).

Globalement, on peut distinguer trois types d'études (Marten, 2005):

- il y a d'abord des études principalement synthétiques, entièrement empiriques, qui intègrent un nombre important de cas. Ces études, généralement basées sur une enquête mondiale, analysent les développements dans le domaine des soutènements, mais sans

proposer des méthodes d'estimation précises. Parmi ces études, on peut citer celles de Duncan et Bentler, 1998, Long, 2000 et Moormann, 2004 ;

- un deuxième type d'études repose également sur une étude de cas mondiale, mais avec un point de vue plus spécifique : l'intérêt est de retenir un nombre modéré de cas qui correspondent à un certain profil cherché, par exemple des écrans butonnés (Mana et Clough, 1981) ou des écrans dans des argiles molles (Clough et O'Rourke, 1990). Le résultat de ces études peut être une proposition plus ou moins détaillée pour l'estimation du comportement ;
- le troisième type d'études cible une synthèse de cas nationaux, prenant en compte des conditions locales assez spécifiques. On peut citer les études de Burland et al., 1976 pour les argiles raides de Londres, Masuda, 1996 pour des cas localisés au Japon et Yoo, 2001 pour des sols mixtes en Corée.

Les abréviations utilisées dans le Tableau **I.1** sont les suivantes :

$H, h, t, \delta_h^{\max}, \delta_v^{\max}$	voir Figure <b>I.5</b>
A, L, S, G	argile, limon, sable, gravier
PALPL	rideau de palplanches
PMOUL	paroi moulée
PBERL	paroi berlinoise et équivalente
PIEUX	paroi en pieux
CLOU	paroi clouée
MIX-SOL	techniques de mélange en place sol-ciment
EXTAUPE	excavation en taupe
$F_{sff}$	facteur de sécurité vis-à-vis du soulèvement du fond de fouille
$N_b$	indice de stabilité d'après Peck (1969a), voir Figure <b>I.6</b>
$N_c$	indice de stabilité d'après Bjerrum et Eide (1956), voir Figure <b>I.9</b>

Les déplacements sont des valeurs moyennes, sauf si indication contraire. Plusieurs observations peuvent être faites (Marten, 2005):

#### (1) Pour les déplacements horizontaux de l'écran

Depuis l'étude initiale de Peck (1969a), les déplacements rapportés à la profondeur de la fouille ont diminué, principalement du fait de l'utilisation répandue d'écrans de plus en plus rigide. À partir des études les plus récentes, les valeurs moyennes que l'on peut retenir sont les suivantes :

- argiles molles :  $\delta_h^{\max} < 1/100 H$  (1 %) mais dépend de  $F_{sff}$ ,
- argiles raides :  $\delta_h^{\max} < 1/400 H$  (0,25 %),
- sable et sols mixtes :  $\delta_h^{\max} < 1/300 H$  (0,33 %).

Les études indiquent rarement le niveau des déplacements maximaux.

#### (2) Pour les tassements

L'évaluation des valeurs proposées pour les tassements est comparable à celle des déplacements horizontaux. À partir des études les plus récentes, les valeurs moyennes que l'on peut retenir sont les suivantes :

- argiles molles :  $\delta_v^{\max} < 1/100 H$  (1 %),
- argiles raides :  $\delta_v^{\max} < 1/500 H$  (0,2 %),
- sable et sols mixtes :  $\delta_v^{\max} < 1/333 H$  (0,3 %).

Le rapport entre le déplacement horizontal de l'écran et le tassement du terrain montre une forte dispersion dans l'intervalle  $0,25 < \delta_h^{\max} / \delta_v^{\max} \leq 4$ , comme pour la zone d'influence qui varie entre 0,5 et 2 H.

Une recommandation plus détaillée pour (1) et (2) est donnée par Moormann (2002) en fonction des types d'écrans et des types d'appuis.

(3) Pour les facteurs en jeu :

On peut distinguer deux familles de paramètres jouant un rôle vis-à-vis du comportement d'un écran de soutènement.

Les paramètres de premier ordre sont

- le type de sol,
- la profondeur de l'excavation,
- la stabilité du fond de fouille,
- la rigidité du système.

Les paramètres de deuxième ordre sont

- le phasage et la conduite des travaux,
- les effets de temps, notamment dans les sols argileux,
- l'utilisation de bermes,
- le voisinage du soutènement.

Le type d'appui ne paraît pas jouer un rôle significatif. L'influence de l'eau n'est pas représentée explicitement dans les études et il n'est pas possible de la hiérarchiser (Une étude remarquable vis-à-vis l'interaction sol-eau-structure est présentée par Moormann (2002) dans le cadre de sa thèse pour les conditions spécifiques des argiles de Francfort-sur-le-Main).

Les facteurs de premier ordre sont aussi ceux qui jouent un rôle primordial pour la stabilité de la structure et pour lesquels, en conséquence, chaque mesure entreprise pour les « améliorer » se traduit par une augmentation de la sécurité de l'ensemble et permet de réduire les déplacements.

Les facteurs de deuxième ordre dépendent largement des conditions de chantier et sont donc difficiles à prendre en compte pour la prévision des déplacements. Lors d'une *instrumentation*, il est très important de bien documenter ces facteurs, car ils peuvent influencer sensiblement l'ordre de grandeur des déplacements initiés par les facteurs de premier ordre (Marten, 2005).

Comme indiqué précédemment, toutes ces études sont **assez restreintes** dans leur application. En reprenant l'idée initiale des comportements repères, l'idéal pour la pratique serait une base de données à deux niveaux (Marten, 2005):

- au premier niveau, les cas sont classés dans des tableaux abstraits comme ceux proposés par Long ou Moormann. Grâce à cette classification, il serait possible de lancer une recherche de mots clés, menant à un nombre réduit de cas correspondant aux caractéristiques cherchées. Ces caractéristiques peuvent être le lieu et le type de sol dominant, si l'on cherche des informations sur le comportement d'une excavation effectuée dans des terrains comparables. Les caractéristiques peuvent aussi être liées au type de paroi, au système d'appuis ou à une combinaison de facteurs cités dans la base ;
- au deuxième niveau sont classées les études elles-mêmes, directement disponibles dans tous leurs détails. A priori, il peut s'agir des publications utilisées pour les bases de données existantes, mais il serait plus intéressant d'y trouver une information plus détaillée. Tous ces dossiers devraient être structurés de la même façon, afin de trouver vite l'information souhaitée.

Le dernier problème de ce type de « référentiel » est le choix de la langue utilisée. Dans un contexte européen, il serait préférable d'utiliser non seulement l'anglais, mais aussi l'allemand et le français, sachant que chaque langue supplémentaire complique le tableau initial, mais peut augmenter le nombre des cas documentés. L'utilisation d'un thésaurus multilingue pourrait aussi être décidée, pour élargir le nombre de langues.

Tableau I.1a. Synthèse des résultats d'études empiriques concernant le comportement d'écrans de soutènement (d'après Moormann, 2002, enrichi par Marten, 2005).

auteur	cas	terrain	conditions extérieures		stabilité	ensemble du soutènement		
		type de sol	profondeur de la fouille H	environnement & activités parallèles	sécurité vis à vis du soulèvement du fond de fouille	type d'écran	rigidité de l'écran EI	système d'appui
Peck (1969a)		le type de sol est le facteur d'influence déterminant, distinction de S/G, A molles et A raides	facteur d'influence important, déformation donnée relative à H		introduction de l'indice de stabilité $N_b$	PALPL et PBERL; pas d'influence déterminante identifiable	pas de facteur d'influence primordial	pas de facteur d'influence primordial
d'Appolonia (1971)		le type de sol est le facteur d'influence déterminant, distinction de S/G, A molles, A raides, L compressibles	facteur d'influence important, déformation donnée relative à H	cause de déformations supplémentaires	l'indice de stabilité influence nettement l'ordre de grandeur des déformations	PALPL et PBERL; pas d'influence déterminante identifiable	influence probable, mais pas assez de données disponibles	les butons réduisent les déformations : rôle important de la séquence temporelle de l'excavation, de l'installation des butons et de la précontrainte
Goldberg et al. (1976)	63	la résistance du sol est le facteur déterminant, distinction S/G, A très raide, A molles à raides	déformation donnée relative à H	cause de déformations supplémentaires	l'indice de stabilité influence nettement l'ordre de grandeur des déformations	PALPL, PBERL, PMOUL, PIEUX; type d'écran facteur important	facteur déterminant dans les sols mous	définition de la rigidité du système ; la distance des appuis a une influence ; les butons réduisent les déformations plus que les tirants
Burland et al. (1979)		A raide de Londres					EI n'a pas d'influence significative	les butons réduisent les déformations ; la séquence temporelle d'excavation et d'installation des butons est déterminante
Clough et al. (1979) & Mana et Clough (1981)	11	A molles (Oslo, Chicago, Boston, ...), la raideur est déterminante, l'anisotropie a une influence significative	H pris en compte dans le facteur de stabilité, influence significative		$F_{stf}$ est le critère principal de classification	PALPL, PMOUL	influence significative de EI pour $F_{stf} < 1$ , presque pas d'influence pour $F_{stf} > 1,5$	influence significative de la rigidité des appuis et de leur distance verticale à partir de $F_{stf} < 1,5$
O'Rourke (1981)	7	S et A molles (Chicago), le type de sol n'est pas un critère de distinction		cause de déformations supplémentaires		PALPL, PBERL, PMOUL		influence significative du type et de la distance des appuis ; la précontrainte peut réduire les déformations
Clough et al. (1989) & Clough et O'Rourke (1990)		Distinction entre S, A raide, A molle. Le type de sol est déterminant pour l'ordre de grandeur et la répartition de la déformation	déformation donnée relative à H et à la rigidité du système	cause de déformations supplémentaires		PALPL, PBERL, PMOUL, PIEUX, CLOU et MIX-SOL	influence significative seulement dans les sols mous	influence significative de la rigidité des appuis et de leur distance verticale à partir de $F_{stf} < 1,5$ ; la précontrainte peut réduire les déformations
Ou et al. (1993)	10	principalement des sols cohésifs de Taiwan	déformation donnée relative à H			PMOUL, PIEUX		
Fernie et Sucking (1996)	61	principalement A raides du Royaume-Uni	déformation donnée relative à H		$F_{stf}$ - approche basé sur le diagramme de Clough et al. (1989)	PALPL, PMOUL, PIEUX, PBERL	EI pris en compte	influence significative de la distance verticale des appuis h
Masuda (1996)	52	Japon : S, A, sol mixte, différenciation d'après l'épaisseur de la couche molle	déformation horizontale donnée relative à H			PMOUL	EI pris en compte	précontrainte et nombre de lits d'appui pris en compte, l'espacement vertical est important
Duncan et Bentler (1998)	184	S/G, A molle, A raide; type de sol déterminant	pas d'influence significative de H	cause de déformations supplémentaires		tous, observent une application croissante de PMOUL	pas d'influence significative observée	importance de la séquence temporelle de l'installation des butons, butons utilisés plus souvent que les tirants
Yoo (2001)	62	Corée : sols mixtes sur roche ; 48% sols mous, 20-32% roche altérée par rapport à H	déformation horizontale donnée relative à H	cause de déformations supplémentaires		PALPL, PMOUL, PIEUX, PBERL, MIX-SOL	La distance entre appuis a influence plus significative que EI	les systèmes avec tirants produisent moins de déplacements qu'avec des butons, car surexcavation moins probable
Long (2001)	296	sols mous/raides, différenciation d'après l'épaisseur de la couche molle	déformation donnée relative à H		$F_{stf}$ critère de différenciation		rigidité d'écran pris en compte dans rigidité de système, pas d'influence significative	pas déterminant
Moormann (2002, 2004)	536	le type de sol est le facteur d'influence déterminant, distinction de A molles, A raides, S/G, sols mixtes	H est un facteur d'influence important	influence importante	$F_{stf}$ intéresse dans le contexte de comparaison avec les études antérieures	tous, PALPL susceptibles à se déformer le plus	l'augmentation de la rigidité de l'écran ne semble pas avoir d'influence significative	le type du système d'appui n'a pas d'influence, mais l'excavation en taupes tend de produire des déformations plus faibles

Tableau I.1b. Synthèse des résultats d'études empiriques concernant le comportement d'écrans de soutènement (d'après Moormann, 2002, enrichi par Marten, 2005).

Auteur	Observations	Exécution des travaux		Analyse des déformations					
	par exemple : gestion d'eau, consolidation	conduite des travaux	méthode de construction	critère	profils de déformation	$\delta_h^{\max} / H$ [%]	$\delta_v^{\max} / H$ [%]	$\frac{\delta_h^{\max}}{\delta_v^{\max}}$	zone d'influence de tassements
Peck (1969a)	la gestion d'eau et la consolidation produisent des tassements	facteur important		type de sol, indice de stabilité	diagramme avec 3 zones pour la prédiction de tassements	S et A molle à raide : <1% A molle ( $N_b < N_c$ ) : <2% A molle ( $N_b > N_c$ ) : >2%	S et A molle à raide : <1% A molle ( $N_b < N_c$ ) : <2% A molle ( $N_b > N_c$ ) : >2%	1	S, A molle : <2 H A molle ( $N_b < N_c$ ) : <4 H A molle ( $N_b > N_c$ ) : >4 H
d'Appolonia (1971)	les effets dus à la gestion de la nappe ou à l'installation de pieux sont traités à part			type de sol, indice de stabilité	60-80% des déplacements ont lieu en-dessous du fond de fouille		S, A raide : <0,2% A molle, L compressible : 1-2%	1 (A)	A molle, L compressible : 2 à 3 H
Goldberg et al. (1976)	la consolidation augmente la déformation dans les sols fins	facteur important	premières études avec PMOUL ; les risbermes ne conduisent pas à une réduction des déformations	type de sol, rigidité du système		S/G, A raide : <0,35% A molle : >1%	S/G, A raide : 0,5% A molle : <2,5%	0,5 à 1,5 dans A molles jusqu'à 2,0	A : 2,5 H S/G : 2 H
Burland et al. (1979)	influence importante de la gestion d'eau, la consolidation cause des déformations fonction du temps	supposent une conduite de travaux « normale »	les risbermes conduisent à une réduction des déformations, d'autant plus efficace que EI plus grand				A raide : <0,15% A molle : 2% S/G lâche : 0,5%	1 à 3	> 3 H
Clough et al. (1979)				indice de stabilité $N_c$ et $F_{err}$		$F_{err} > 1,5$ : <1% $F_{err} < 1,5$ : de 0,5% à >2,0 %		dépend de $F_{err}$	
O'Rourke (1981)	la consolidation a une influence importante sur $\delta_{h,max} / \delta_{v,max}$		les risbermes produisent une réduction des déformations					0,6 à 1,6	
Clough et al. (1989) & Clough et O'Rourke (1990)	distinction entre les déformations dues au terrassement et celles dues à autres facteurs	facteur important	dans les sols raides, utilisation de risbermes est conseillée, mais pas dans les sols mous	type de sol	proposition de 3 profils de déformation dépendant du type de sol	S, A raide : 0,2%, max 0,5% A molle : $F_{err} > 2$ : <0,5% $F_{err} < 1,2$ : >2,0%	S, A raide : 0,15%, max 0,5% A molle : <2,5% (en fonction de $F_{err}$ )	A raide : 0,6 A molle et S : 1,0	A raide : 3 H A molle et S : 2 H
Ou et al. (1993)			prend en compte EXTAUPE et risbermes	H, t	déformation maximale proche du fond de fouille	0,2% à 0,5%	0,5% à 0,7%	1,4 à 2,0	équation empirique dépendant de H, t et $\phi'$
Fernie et Sucking (1996)				H, h, t, type de sol et $F_{err}$	démarche modifiée de Clough et al. (1989)	0,15% (max = 0,3%)	0,15%	~1	
Masuda (1996)			prend en compte EXTAUPE et l'amélioration des sols			0,05% à 0,5% relation empirique pour PMOUL butonnées			
Duncan et Bentler (1998)	gestion d'eau peut mener à des tassements importants dans des argiles	méthode de travail soignée réduit les déformations	observent une augmentation de l'emploi de EXTAUPE			1990-98 : A molles à raides : 0,42% A très raides : 0,08% S/G : 0,17%	1990-98 : A molles à raides : 0,41% A très raides : 0,1% S/G : 0,08%	forte dispersion : 0,25 à 4,0	
Yoo (2001)				rigidité du système, H, h		0,12 % (max : 0,3%) PBERL : 0,15% PMOUL : 0,05% MIX-SOL : 0,15%			
Long (2001)			trouve des tassements relativement importants aussi pour EXTAUPE	type de sol, épaisseur des couches molles, $F_{err}$		sols raides ( $\hat{t}F_{err}$ ) : 0,05-0,25% sols mous ( $\hat{t}F_{err}$ ) : 0,21% sols mous ( $\hat{t}F_{err}$ ) : 0,5-3,2%	sols raides ( $\hat{t}F_{err}$ ) : 0-0,2%		
Moormann (2002,2004)		une méthode de travail soignée réduit les déformations	EXTAUPE tend à montrer des déformations plus faibles	type de sol, H sont les facteurs les plus importants		A molle : 0,87% A raide : 0,25% S/G, sols mixtes : 0,27%	A molle : 1,07% A raide : 0,18% S/G : 0,33 % sols mixtes : 0,25%	0,5-1,0 (max.2,0)	≤ 0,5 H, mais pour A molle jusqu'à 2 H

Le développement des méthodes numériques à partir des années 1960 a marqué un temps d'arrêt dans le développement des *méthodes empiriques* et *semi-empiriques*. Leur intérêt a pu apparaître en effet moins évident, puisqu'une analyse théorique devait permettre, à partir du comportement du sol et des éléments de structure définis à un niveau local, de prévoir le comportement d'ensemble et, notamment, les phénomènes associés à la cinématique de l'ouvrage.

Ces méthodes numériques connaissent toutefois des limites dans la prédiction du comportement des ouvrages. Ainsi, pour n'en citer que quelques-unes :

\* le passage des propriétés d'un matériau mesurées localement, sur un échantillon testé en laboratoire, au comportement d'un massif de sol ou d'un assemblage de structure reste toujours difficile, compte tenu de l'influence sensible des multiples hétérogénéités qui affectent le massif (minces couches de sables ou de matériaux organiques dans une couche d'argile, conditions réelles d'appui d'un buton sur une paroi moulée, par exemple) ;

\* la prise en compte des conditions réelles de la mise en place des structures n'est pas accessible (cas de l'insertion des palplanches dans le sol, ou de la réalisation des parois moulées, par exemple) ;

\* les modélisations *bidimensionnelles* adoptées ne permettent pas de prendre en compte le caractère *tridimensionnel* de nombreux aspects de la réalisation de l'ouvrage : caractère tridimensionnel de l'ouvrage proprement dit, mais aussi de son mode de réalisation, par exemple.

Compte tenu de ces difficultés, les approches globales du comportement des ouvrages que représentent les approches empiriques trouvent une nouvelle place à côté des approches locales que mettent en œuvre les outils numériques. En particulier, les méthodes observationnelles peuvent constituer un cadre adapté pour l'utilisation conjointe de modèles de prévision du comportement des ouvrages, typiquement des outils numériques, et des critères globaux d'appréciation du comportement des ouvrages, reposant sur la connaissance empirique de leur comportement.

Dans ce cadre, un nouveau développement de ces approches empiriques a été constaté comme en témoignent les travaux présentés dans le paragraphe **1.2.2**. Au-delà de ces travaux, on est en droit de penser que ces méthodes présentent encore un potentiel de développement. Ainsi, les paramètres utilisés pour « expliquer » les comportements observés des ouvrages peuvent être complétés, de façon à réduire la dispersion encore forte des corrélations mises en évidence [voir Masuda, 1996, par exemple]. Une limite cependant de ces méthodes réside dans leur aptitude à traiter de l'ensemble des configurations d'ouvrage qui peuvent être rencontrées, puisque, par nature, elles représentent les cas particuliers qui ont servi de base à leur élaboration. Leur généralisation reste donc une difficulté importante.

## **I.6 EFFET DES COINS DANS LES EXCAVATIONS TRIDIMENSIONNELLES**

### **I.6.1 Comportement tridimensionnel des excavations profondes**

En réalité, les excavations sont à trois dimensions (3D) dans la nature. À chaque plan avec la distance à partir du coin, dû à la variation de la géométrie et l'influence du coin, le comportement est différent, et réagirait réciproquement l'un avec l'autre. Ce comportement 3D est très compliqué. D'où, dans la plupart des pratiques de l'ingénieur, une étude bidimensionnelle (2D) plus simple en déformation plane est souvent utilisée pour se rapprocher du problème 3D.

Les hypothèses pour un problème bidimensionnel supposent réellement qu'il n'y a pas d'interactions entre les plans adjacents. Cette supposition est plus appropriée pour une longue excavation de tranchée, telle qu'une excavation pour la pose de la conduite et les travaux de drainage. Dans une excavation à l'intérieur des **batardeaux**, telle qu'une excavation de sous-sol où la dimension de l'excavation est limitée, il y a des interactions inévitables entre les plans adjacents avec la distance de coin. Pour les sections près de la mi-durée (mid-span) d'une grande excavation, le comportement peut se rapprocher d'un problème 2D. Cependant, la gamme d'influence et sous quelles conditions ceci est valide n'est pas bien établi. A partir de plusieurs illustrations 3D, il est évident que le mouvement de l'écran de soutènement et le sol au coin est plus petit dû à l'effet 3D (Kaan, 2003). Ce coin retenu s'étendrait à une certaine distance loin du coin. D'où, si cet effet de coin est considéré dans une analyse, une conception plus précise et économique peut être réalisée.

### **I.6.2 Compréhension courante sur le comportement 3D des excavations profondes**

Pour une excavation soutenue par un écran de soutènement, la charge déséquilibrée due à l'enlèvement de sol causerait un mouvement. Ce mouvement est retenu par l'écran de soutènement et le système d'appui associé. C'est le problème classique de l'interaction sol-structure, et plusieurs solutions en 2D sont disponibles. Dans la pratique de l'ingénieur, il est reconnu intuitivement que la

présence de l'effet 3D, tel que le coin d'un écran de soutènement, influencerait l'interaction sol-structure prédite par l'analyse 2D. Par exemple, il est généralement accepté que le coin d'un **batardeau** est plus rigide qu'une autre section loin du coin. Il est aussi généralement reconnu que le mouvement d'une petite excavation serait plus petit que celui d'une plus grande excavation. Dans les travaux en tranchée, les ingénieurs réduiraient habituellement la longueur de chaque panneau d'excavation pour contrôler le mouvement du sol. Cependant, il n'y a que quelques références spécifiques qui mesurent l'effet de coin, et presque aucune méthode empirique ou tableaux de calcul existant pour relier l'effet de coin au problème 2D. Ainsi, pour faire mieux à usage de l'effet 3D, existant naturellement presque dans toute excavation, pour réaliser une conception plus économique, une meilleure compréhension sur cet effet est nécessaire.

### **1.6.3 Approche vers une meilleure compréhension sur l'effet de coins dans les excavations profondes**

Actuellement, il y a plusieurs programmes numériques capables d'exécuter les analyses 2D et 3D d'excavation, tels que CRISP, FLAC, ABAQUS, PLAXIS et DIGDIRT. Ces programmes sont capables de modéliser l'interaction sol-structure dans un phasage d'opération réaliste qui suit attentivement la géométrie réelle d'excavation et le phasage de la construction. La modélisation adéquate seulement d'un problème 2D n'est déjà pas une tâche facile. La modélisation précise de l'état de contraintes initial, conditions aux limites, comportement du sol (modèle), phasage d'excavation et l'interaction sol-structure est très compliquée. L'extension de telles analyses pour modéliser un vrai problème 3D créera beaucoup plus de difficultés. Donc, pendant que quelques études avec des analyses 3D d'excavation ont été menées utilisant de tels programmes numériques, seulement des tendances générales de comportement 3D d'excavation ont été présentées. Il n'y a que quelques études sur les aspects fondamentaux des effets 3D de coin dans une excavation. Cela est principalement dû au fait que le niveau de la confiance sur telle analyse numérique ne justifie pas l'étude approfondie de la mécanique. Le niveau de confiance sur telles analyses numériques peut être amélioré sans aucun doute par calibrage adéquat de telles analyses avec les bonnes données physiques (expérimentales).

Les données physiques sont habituellement obtenues de projets réels instrumentés. Du processus de retour d'analyse de données sur projets réels qui utilisent un programme et de subséquentes règles approfondies, la précision du modèle numérique peut être améliorée. Bien que les données de projet représentent la situation la plus réaliste, il est compliqué et n'est pas habituellement idéal pour le calage. Les complexités de données sur dite surviennent de plusieurs situations qui sont difficiles à éviter. Les majeurs facteurs contribuant est la complexité de profils du sol, conditions initiales généralement inconnues, condition aux limites et des procédures d'excavation qui ne sont pas bien définies. D'où, l'utilisation seulement de données de projet n'est pas aussi satisfaisant pour les études approfondies de l'effet de coin en géotechnique.

La centrifugeuse est un outil bien accepté dans l'ingénierie de géotechnique. Cependant, son utilisation a certaines limitations. En plus, pour effectuer un test d'excavation 3D réaliste dans la centrifugeuse est très difficile (Kaan, 2003).

Il est noté que la plupart des théories, tableaux empiriques et analyses par éléments finis existants en littérature sont consacrées pour les problèmes 2D. Par ailleurs, il est reconnu que la plupart des excavations en réalité sont 3D dans la nature, il y a peu de compréhension consacrée aux problèmes 3D. Ceci est principalement parce que les problèmes 3D sont très compliqués, et ainsi que des analyses 2D sont habituellement plus conservatrices, est jugées suffisantes dans la plupart de conceptions. Le fait que les ressources étendues de l'informatique nécessaires pour mener des analyses 3D décourage aussi les ingénieurs de s'orienter vers les 3D analyse. Cependant, dû aux exigences plus strictes pour le contrôle du mouvement exigé par les autorités, et la conscience croissante de contrôle du mouvement, il y a des besoins croissants pour la prédiction plus précise des incidences d'excavation : prédiction de mouvements d'excavation provoqués surtout pour les excavations adjacents aux structures critiques. D'où, le besoin pour l'analyse 3D survient pour une prédiction plus exacte du problème de l'interaction sol-structure. De plus, le développement

croissant et rapide dans la technologie de l'informatique a baissé le coût de calcul radicalement et permet une analyse 3D plus accessible. Comme il a été signalé par Lee *et al.*, 1998, il est attendu que l'économie de coût de la construction peut compenser facilement le coût de mener une analyse 3D, il doit que l'analyse 3D soit menée correctement. D'où, le vrai défi est de mener une analyse 3D adéquate, et pour achever ceci, une meilleure compréhension sur le comportement 3D doit être cherchée en premier lieu.

Pour l'instant, la compréhension sur le comportement 3D d'excavation est très limitée. Cela est principalement dû au manque de bonnes données physiques pour caler les analyses numériques et pour permettre des études approfondies en mécanique afin d'être menées. Souvent, pendant que les données sur site représentent la situation la plus réaliste, son profil du sol complexe, conditions initiales mal définies, et les procédures d'excavation compliquées limitent son usage pour étude de la mécanique. Ainsi, le premier objectif du présent travail est d'effectuer des tests numériques sur des excavations 3D adéquates pour fournir une vision momentanée réaliste du comportement d'excavation autour d'un coin sous les conditions initiales et aux limites assez simples. Cela facilitera l'interprétation de résultats et permettra la compréhension de comportement 3D d'excavation, ainsi de vérifier les limites d'utilisation des méthodes en 2D. La procédure de modélisation numérique 3D sera discutée dans les chapitres qui suivent.

À travers des expérimentations numériques exécutées avec soin, l'effet 3D sur les résultats de calcul hydraulique et la réponse du sol et écran de soutènement pourraient être obtenus. La mécanique de comportement d'excavation autour du coin d'une excavation peut être alors étudiée.

#### **1.6.4 Appréciation générales sur le comportement tridimensionnel des excavations**

- De Moor, 1994 dans son étude sur l'effet de l'installation d'une paroi moulée, a étudié le changement de contraintes dans le sol autour des tranchées soutenues par la paroi moulée. Il est informé de l'inconvénient de l'analyse 2D qui peut surestimer les changements autour de la tranchée, et a reconnu que l'analyse **axisymétrique** pourrait fournir la meilleure prédiction qu'une analyse 2D. Cependant, pour une meilleure prédiction, il a proposé en alternative de considérer le comportement 3D des travaux en tranchées.
- Depuis les années 1980, dû à l'avancement de technologie de l'informatique, les ressources de calcul capables de manier des analyses 3D devient disponibles et aisément accessibles. D'où, beaucoup d'études sur des excavations 3D supportées ont été poussées depuis lors. Quelques unes de ces études ont été rapportés par Ou et Chiou, (1993), Fernandes *et al.* (1994), Lee *et al.* (1998), Ou *et al.* (1996) et Lin *et al.* (2003).
- La constatation générale des études précitées est qu'une analyse 3D fournit habituellement une prédiction plus précise pour le mouvement de l'écran dans une excavation qu'une analyse 2D, surtout pour des petites excavations (Ou et Chiou, 1993 ; Chew *et al.* 1998).

**En résumé**, l'analyse des travaux antérieurs disponibles dans la littérature, montre la nécessité de faire recours aux analyses 3D. Ces analyses montrent que dû au manque de données physiques pour le calage des analyses numériques, il y a un manque sérieux de compréhension fondamentale sur le comportement 3D d'excavation. En particulier, comment l'effet 3D de coin développé dans une excavation n'a pas été étudié auparavant. D'où, la signification de faire recours aux analyses numériques 3D sera présenté dans les prochaines chapitres de ce travail. Par la suite (**chapitre II**), une description en détail de la méthode numérique utilisée dans la procédure de modélisation pour simuler approximativement l'excavation sera présentée.

- Il est clair à partir de la littérature traitant la quantification d'effet de coin, que bien que l'effet 3D de coin soit reconnu et intuitivement considéré dans la conception, il est insuffisant, si en, compréhension sur comment mesurer cet effet. La méthode de mesure de rapport PSR (Plane Strain Ratio) utilisé pour mesurer l'effet de coin montre que cette méthode est innovatrice, mais a une limitation dû à la difficulté pour comparer directement les résultats 2D et 3D de l'analyse numérique par éléments finis.
- L'analyse des travaux antérieurs présents en littérature concernant l'étude de la gamme d'influence de l'effet du coin de nombreuse observation sur site et études de cas, montre que, la

gamme d'influence observée sur site était dans 2 fois de la profondeur d'excavation. Cependant, la gamme prédite uniquement par des analyses en élément finis est plus grande que celle qui a été observée sur site.

- Plusieurs facteurs qui peuvent influencer les caractéristiques d'effets de coin peuvent être : la largeur et la longueur de l'excavation, les caractéristique de force du sol et formation de strate, l'effet de buttons et de la configuration de l'excavation.
- **Cependant**, il a été observé que toutes les données expérimentales capturées étaient consistantes et quelques caractéristiques d'effets de coin dans une excavation ont été identifiées. Premièrement, à partir des résultats de tests 3D, montrent que le mouvement au coin est plus petit qu'à une distance loin dû à la présence de l'effet restreint du coin. Cet effet restreint du coin est montré pour être augmenté avec la rigidité de l'écran.
- L'influence de l'effet de l'écran sur les coins d'une excavation, y compris l'effet 'yielding' facile est ainsi important d'être établi pour acquérir une compréhension meilleure sur le comportement de coin d'excavation.

### **I.6.5 Etude paramétrique sur les effets de la rigidité et de l'épaisseur de l'écran**

Quelques facteurs importants qui peuvent être étudiés à travers des études paramétriques sont:

- i) effet 2D en fonction l'effet 3D dans une excavation
- ii) Effet de la rigidité de l'écran de soutènement. Il est connu que la rigidité de l'écran de soutènement joue un rôle important dans le comportement d'une excavation. En variant les caractéristiques de l'écran de soutènement, tel que la rigidité de l'écran, tels effets sur le comportement total d'une excavation peuvent être évalués avec soin. La rigidité latérale en flexion de l'écran de soutènement fournie par les coins restreints, se manifeste comme un support supplémentaire pour restreindre le mouvement de l'écran.
- iii) Effets de propriétés du sol. Les effets de propriétés du sol dans une excavation peuvent aussi être évalués à travers des études paramétriques.

En effet, en tenant compte de l'influence de l'épaisseur de l'écran sur les résultats attendus, la rigidité de l'écran de soutènement est un facteur important qui contrôle le comportement d'une excavation. Plus loin, dans les chapitres qui suivent, des analyses numériques seront effectuées pour évaluer l'effet de la rigidité de l'écran sur les résultats d'une excavation en conditions axisymétriques.

## **I.7 CONCLUSIONS**

L'analyse bibliographique montre que, si l'approche **empirique** du comportement des écrans de soutènement d'excavations est restée finalement peu connue en **France**, au contraire des développements réalisés dans le domaine des fondations, elle a connu un développement tout à fait important en **Allemagne** et aux **États-Unis**. Ainsi, les centres de recherche de ces pays disposent d'un ensemble très significatif et correctement étayé de données sur les comportements des ouvrages, tant pour ce qui concerne les efforts auxquels ils sont soumis que leurs déformations. Ces données ont donné lieu à des méthodes de calcul des ouvrages aujourd'hui d'usage courant dans l'ingénierie de ces pays. Ces méthodes ont initialement été proposées comme solution palliative au développement d'approches théoriques du comportement des écrans de soutènement d'excavations, tenant compte des formes complexes d'interactions sol-structure. Ainsi ces méthodes sont restées sans alternative jusqu'à l'apparition de la *méthode des éléments finis* à partir des années 1960. Néanmoins, l'apparition de la méthode des éléments finis n'a pas condamné ces méthodes. On peut même observer qu'en liaison avec le développement important de la construction d'ouvrages enterrés, ces méthodes empiriques ont connu un regain d'intérêt à partir des années 1980. Leur centre d'intérêt s'est toutefois déplacé, des efforts qu'elles se sont initialement attachées à prédire, aux déformations qui font l'objet de l'essentiel des développements aujourd'hui, la maîtrise des déformations constituant un des enjeux principaux en matière d'excavation en *zone urbaine*.

Ces méthodes constituent en effet un complément des *méthodes numériques*, dans la mesure où

elles fournissent un ensemble de comportements « repères » utiles à toutes les phases du projet. Ainsi, en phase d'étude, elles permettent de quantifier les principaux phénomènes en jeu et d'en fixer les bornes. Elles sont donc utiles pour évaluer une solution calculée par ailleurs, notamment pour ce qui concerne les déformations qui sont encore mal approchées par les outils de calcul. En phase d'exécution d'ouvrage, elles permettent de fixer les seuils des comportements normalement attendus et constituent donc un outil utile à la conduite des chantiers sensibles. Notamment, elles s'inscrivent naturellement dans le cadre des méthodes *observationnelles*.

Dans ce contexte, ces méthodes sont appelées à se développer et à être affinées sur la base de comportement observé. Leur développement justifie la pratique d'une instrumentation plus systématique que par le passé des soutènements de grandes excavations.

L'analyse des origines du *comportement observé* d'un écran de soutènement et de ses alentours est liée à une bonne connaissance des paramètres en jeu, de leur poids et de leur interaction éventuelle. La faisabilité et l'utilité de la définition de comportements repères dépend fortement de la qualité de cette analyse. Le travail à entreprendre dans ce but est très complexe car chaque chantier constitue un ouvrage unique, dont les caractéristiques sont plus difficiles à classer que dans d'autres domaines de l'ingénierie favorisant une production en chaîne. Afin de comparer un ouvrage à l'autre, on doit définir les principaux facteurs déterminant leur comportement et les différences doivent être soulignées afin de pouvoir en exclure certains aspects.

Comme on a pu le constater dans ce **chapitre**, les études empiriques ou semi-empiriques synthétiques mènent à des résultats relativement hétérogènes, selon les différents critères de distinction et le poids attribué aux différents facteurs d'influence. Ainsi, il n'existe pas actuellement d'approche universelle comparable à une base de comportements repères, malgré les nombreux efforts entrepris.

Un facteur qui limite fortement la fiabilité générale des études empiriques synthétiques (basées principalement sur des publications) est le fait que la qualité des données d'origine n'est que difficilement jugeable. Pour donner un exemple, sans savoir comment les déplacements latéraux ont été mesurés (inclinomètres, topographie, etc.), et à quels endroits (suivi en tête de l'écran uniquement ? où se trouvent les déplacements maximaux ?), il est quasiment impossible de juger s'il s'agit de déformations de l'écran ou de déplacements absolus de la structure. Les résultats des mesures inclinométriques supposent que le pied de l'inclinomètre soit fixe, ce qui n'est pas le cas si le tube inclinométrique ne dépasse pas le pied de l'écran, lequel est susceptible de bouger. Dans les études de Long, 2001 ou Moormann (2002, 2004), le grand nombre des cas intégrés dans la base de données peut réduire l'influence de cas extrêmes, mais ne peut pas l'éliminer car l'analyse des données reste assez abstraite.

Néanmoins, ces études présentent l'assemblage du savoir-faire accumulé dans le domaine de la construction des soutènements au cours du siècle dernier. On constate une amélioration remarquable vis-à-vis de la réduction des effets de l'excavation grâce à des méthodes de construction plus perfectionnées, notamment l'utilisation de parois moulées et de systèmes d'appuis performants (Duncan et Bentler, 1998).

On note, comme la rigidité du système est moins significative pour le comportement de l'écran (Long, 2001, et Moormann, 2002, constatent que la rigidité des systèmes de soutènement a atteint un tel niveau que les faibles déformations qui en résultent sont peu affectées par une nouvelle augmentation de la rigidité), les paramètres « secondaires », dépendant largement de l'exécution des travaux, gagnent de l'importance.

A partir des tests sur centrifugeuse et analyses par éléments finis, Kaan, 2003, montre que la gamme d'influence de l'effet de coin est indépendante de la rigidité de l'écran. En plus, il a été trouvé que le comportement d'effet de coin est insensible à la profondeur d'excavation.

Enfin, pour faire face aux différents problèmes posés (débit d'exhaure, phénomène de renard, déplacements de l'écran et du massif de sol, l'effet important de la troisième dimension ...,etc), on a fait recours à un outil numérique basé sur la méthode des différences finies explicites : Flac2D et Flac3D dont leur description et présentation fera l'objet du chapitre qui suit.