

IV.1- Introduction

Vue l'expansion des zones urbaines et industrielles, ainsi que le développement des réseaux de transport, les sols de bonne qualité nécessaires pour la réalisation des ouvrages, deviennent de plus en plus rares. Pour remédier à ce manque, des techniques de renforcement des sols compressibles, afin d'assurer le fonctionnement adéquat et la pérennité de ces ouvrages. *Les colonnes ballastées* constituent une technique intéressante pour l'amélioration en place des sols compressibles.

La technique *des colonnes ballastées* permet de réduire et d'uniformiser les tassements sous les constructions, d'améliorer globalement les caractéristiques mécaniques du sol, d'augmenter la capacité portante du site, de diminuer le temps de consolidation en accélérant le drainage, de participer à la stabilité générale des remblais et massif de sols.

Depuis 1970 environ, cette technique a connu un essor significatif, avec le développement technologique des moyennes de réalisation des divers projets. Les colonnes sont utilisées principalement sous remblais, radiers et dallages mais également sous semelles superficielles des bâtiments industriels et d'habitation.

La littérature traite généralement la justification vis-à-vis la capacité portante *des colonnes ballastées* et le taux de tassements du sol renforcé sous une surcharge apportée par le projet. L'hypothèse communément admise est que la colonne se trouve dans un état de sollicitations triaxiales. Différentes hypothèses sont retenues pour définir l'état de confinement de la colonne par le sol ambiant. Elles s'appuient le plus souvent sur le coefficient des terres au repos K_0 .

En fonction du matériel couramment utilisé, *les colonnes ballastées* ont généralement un diamètre de **0,60 à 1,20 m**. Celles-ci reportent les charges à travers une couche de sol de qualité médiocre, sur une couche sous-jacente plus résistante. Elles ne fonctionnent que grâce à la réaction d'*étreinte latérale* qui peut être fournie par la couche traversée.

IV.2- Colonnes ballastées

IV.2.1- Généralités

Les colonnes ballastées sont des éléments verticaux constitués de matériaux granulaires, sans cohésion, mis en place par refoulement des sols. Le traitement d'un sol par colonnes ballastées conjugue les actions suivantes, dont une seule ou plusieurs peuvent être recherchées :

- Amélioration de la portance ;
- Réduction des tassements ;
- Homogénéisation des caractéristiques géotechniques ;
- Augmentation de la vitesse de consolidation par accélération du drainage ;
- Augmentation des caractéristiques équivalentes du massif de sol traité (*la résistance au cisaillement, l'angle de frottement et les paramètres de déformation*).

IV.2.2- Domaine d'application des colonnes ballastées

Le traitement par *colonnes ballastées* sont fréquemment utilisés dans les ouvrages où existent des dallages et radiers recevant des surcharges et susceptibles de subir des tassements : *halls de stockage ; bâtiments industriels et commerciaux ; silos et réservoirs de toute nature ; ouvrages hydrauliques étanches (réservoirs, station d'épuration)*.

Par extension, on peut les utiliser sous d'autres types d'ouvrages dans la mesure où les déformations résiduelles du sol traité et du sol sous-jacent sont compatibles avec la structure de l'ouvrage et les prescriptions techniques associées : *en génie civil (routes, remblais, ouvrages d'art, murs de soutènement) ou maritime (renforcement de fonds marins, lacustres ou fluviaux) ; sous fondations superficielles des bâtiments.*

Elles peuvent également être utilisées dans des remblais hétérogènes non évolutifs, où un traitement systématique avec un maillage régulier et adapté permet d'améliorer et / ou homogénéiser les caractéristiques, afin de les rendre aptes à fonder superficiellement les ouvrages projetés.

IV.2.3- Techniques de mise en œuvre

Les colonnes ballastées peuvent être réalisées par des vibreurs pendulaires suspendus à une grue. La pénétration de l'outil, ainsi que dans certains cas le compactage, sont facilités par un fluide de lancement. Lorsqu'il s'agit d'air comprimé, on parle de **voie sèche** et lorsqu'il s'agit d'eau sous pression (cas général), on parle alors de **voie humide** ou par **pilonnage**.

Le choix de l'outil, de ses caractéristiques et de la méthode de réalisation dépend étroitement :

- ❖ De la nature et de l'état de saturation du sol ;
- ❖ Du but recherché ;
- ❖ Des caractéristiques des matériaux d'apport.

IV.2.3.1- Colonnes exécutées par voie humide

La mise en œuvre des colonnes ballastées par **voie humide**, dite aussi par vibro-substitution consiste à :

- Faire pénétrer l'outil, dont la puissance et les caractéristiques sont variables en fonction du terrain, jusqu'à la profondeur finale à atteindre, sa pénétration s'opère grâce à l'effet conjugué de son poids, de vibration et de l'eau de lancement. Le débit de l'eau est alors diminué ;
- Remonter le vibreur, avec parfois des ramonages successifs, et laisser tomber gravitairement le ballast dans le forage préalable ;
- Compacter le ballast par passes successives jusqu'à la finition de la colonne.

IV.2.3.2- Colonnes exécutées par voie sèche

Les étapes d'exécution des colonnes ballastées par **voie sèche** (Figure - IV.3), dite encore par vibro-refoulement sont les suivantes :

- La machine est mise en station au-dessus du point de fonçage, et stabilisée sur ses vérins ;
- Un chargeur à godet assure l'approvisionnement en agrégats ;
- Le contenu de la benne est vide dans le sas. Après sa fermeture, l'air comprime permet de maintenir un flux continu de matériau jusqu'à l'orifice de sortie ;
- Le vibreur descend, en refoulant latéralement le sol, jusqu'à la profondeur prévue, grâce à l'insufflation d'air comprimé et à la poussée sur l'outil ;
- Lorsque la profondeur finale est atteinte, le vibreur est légèrement remonté et le matériau d'apport se met en place dans l'espace ainsi formé. Puis le vibreur est redescendu pour expander le matériau latéralement dans le sol et le compacter ;
- La colonne est exécutée ainsi, par passes successives, jusqu'au niveau prévu. Les semelles de fondations sont alors réalisées de manière traditionnelle.

IV.2.4- Matériaux d'apport

Les matériaux d'apport doivent être de qualité et de granulométries contrôlées et les plus homogènes que possibles. Le choix se portera sur des graves naturelles, roulées ou concassées. Les caractéristiques minimales des matériaux d'apport sont les suivantes :

$$\text{LA} < 35 ; \quad \text{MDE} < 30 ; \quad \text{LA} + \text{MDE} < 60$$

- ❖ La granulométrie dépend essentiellement du matériel. Les vibreurs avec alimentation en pied y sont plus sensibles : une granulométrie inadaptée est source de bouchons dans le tube. On peut retenir les valeurs indicatives suivantes : vibreur à tube latéral de remplissage par le bas : en termes de fuseau granulométrique, le plus couramment utilisé est le fuseau **8/40** ;
- ❖ autres procédés : en termes de fuseau granulométrique, celui qui est le plus couramment utilisé est le fuseau **20/75**.

Le critère de propreté est le suivant : le passant inférieur à **80 µm**, est inférieur à **5%**.

IV.3- Comportement des colonnes ballastées

La compréhension du comportement *des colonnes ballastées* depuis leurs construction jusqu'au transfert total de la charge en tête des colonnes est essentielle pour faire un dimensionnement adéquat et choisir le bon matériau d'apport pour cette technique d'amélioration des sols. Leur comportement dépend :

- *De la disposition de la colonne* ;
- *De la charge appliquée* ;
- *Du type de fondation : souple ou rigide* ;
- *De la nature du sol à améliorer* ;
- *Du matériau employé*.

IV.3.1- Principes élémentaires - définitions

En admettant que les déformations radiales s'annulent à mi-chemin entre deux *colonnes ballastées*, ce qui suppose que la colonne est confinée, on peut introduire le concept de la cellule unitaire. La charge verticale appliquée en moyenne à la surface du sol σ_0 , se répartit à la surface du domaine cylindrique, entre les colonnes et le sol en proportion de leurs aires respectives. La figure (IV.6) représente une charge répartie sur une fondation reposant sur un sol traité, les paramètres caractérisant un sol traité sont définis comme suit :

L'aire de la colonne

$$A_c = \frac{\pi D_c^2}{4}$$

L'aire de la cellule unitaire

$$A = \frac{\pi d_c^2}{4}$$

L'aire du sol

$$A_s = A - A_c$$

La relation entre la contrainte moyenne σ_0 appliquée sur l'aire totale A , la contrainte σ_c transférée à la colonne d'aire A_c et la charge σ_s supportée par le sol sur l'aire A_s peut s'écrire, en utilisant les notations des **Figure (1)** et **Figure (2)** :

$$A\sigma_0 = A_c\sigma_c + A_s\sigma_s$$

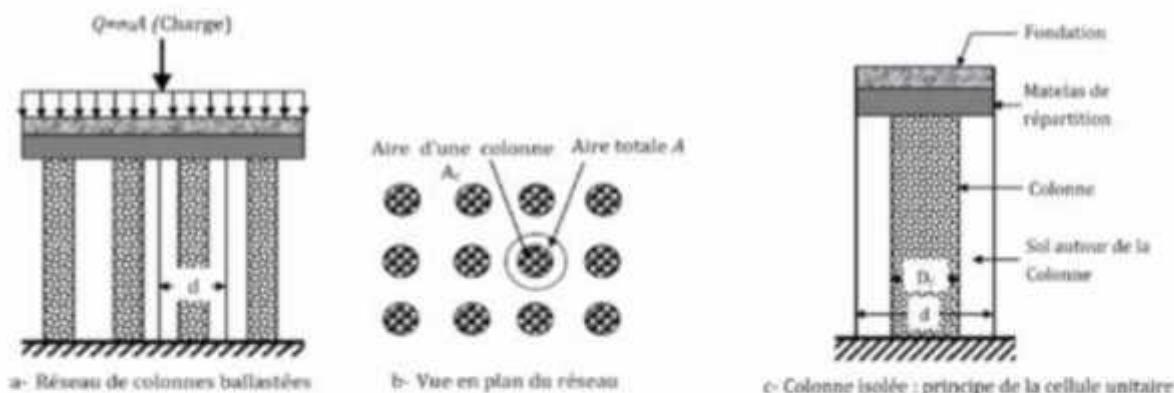


Figure (1) : Réseau de colonnes ballastées et colonne isolée

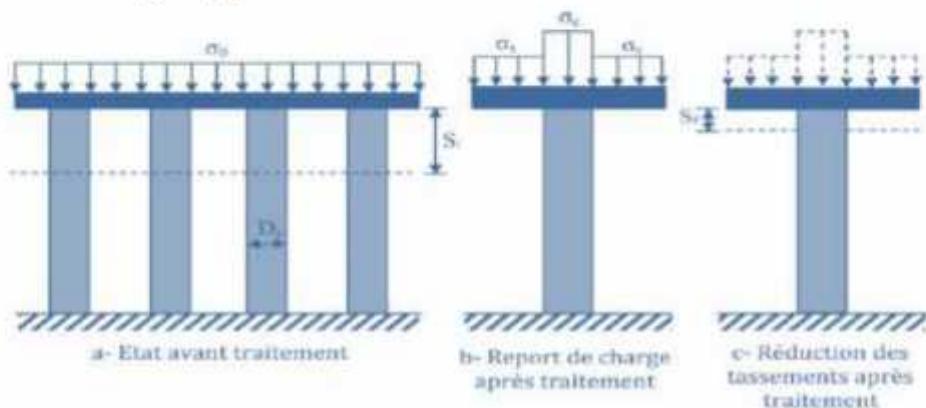


Figure (2) : Principe de concentration des contraintes et réduction des tassements

IV.3.1.1- Taux d'incorporation

Le coefficient d'incorporation a est le rapport de l'aire de la colonne A_c sur l'aire totale A du domaine d'influence de la colonne (Figure - IV.6), soit : $a = A_c / A$

IV.3.1.2- Rapport de concentration des contraintes verticales

Les colonnes ballastées ont des résistances et des modules supérieurs à ceux du sol traité. Il se développe pour cette raison un mécanisme de transfert de la charge σ_0 qui conduit à une concentration de la contrainte verticale sur les colonnes σ_c et une réduction de la charge sur le sol σ_s . Par définition le rapport de concentration des contraintes, est le rapport de la contrainte apportée par la colonne à celle apportée par le sol après traitement σ_s ; $n = \sigma_c / \sigma_s$.

IV.3.1.3- Facteur de réduction des tassements

La charge appliquée par la fondation sur le sol d'assise produirait, avant le traitement de sol, un tassement moyen s_1 . Après le traitement les tassements diminuent globalement. On peut définir le facteur de réduction des tassements β , comme le rapport du tassement s_1 du sol sans traitement sur le tassement s_t du milieu obtenu après traitement, soit : $\beta = s_1 / s_t$.

IV.3.2- Modèles de comportement mécanique d'une colonne isolée

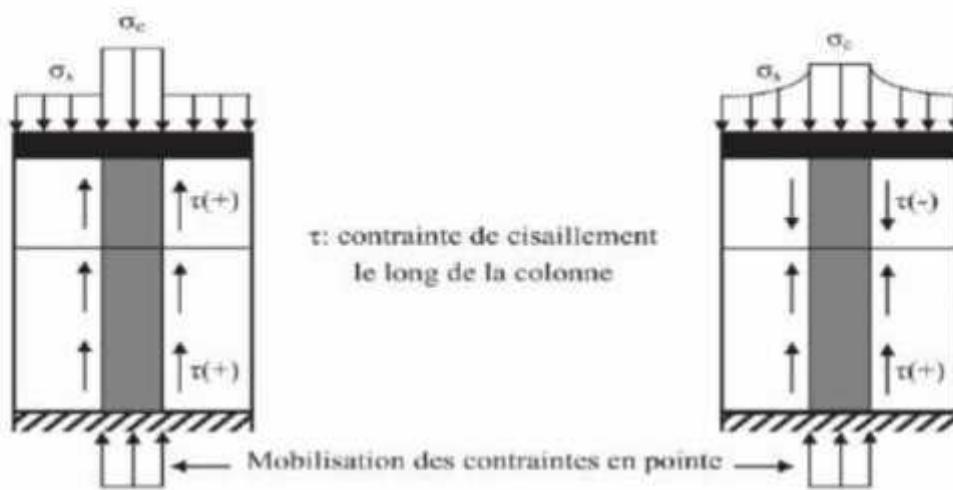
Une colonne ballastée peut tasser sous un chargement, le ballast peut également subir des déformations radiales avec un mécanisme d'interaction sol / colonne, qui dépend de la rigidité relative de la fondation par rapport au sol qu'elle sollicite.

Les fondations souples et rigides sont les deux types des fondations qui peuvent être construit sur *les colonnes ballastées*. Pour ces deux types, la concentration des charges sur la colonne, transmise par l'ouvrage, correspondent à un déchargement du sol autour de la colonne au fur et à mesure de l'évolution de la consolidation primaire du sol, accélérée par le caractère drainant des colonnes.

IV.3.2.1- Interaction entre le sol et la colonne ballastée

L'interaction entre le sol et *la colonne ballastée* (**Figure -3**) dépend de la rigidité relative de la fondation et du sol d'assise. Eggestad, (1983) note, dans le cas des colonnes courtes ou flottantes, que :

- *Lorsque la fondation est rigide* (**Figure -3-a**), les tassements en surface du sol et en tête de la colonne sont uniformes, les contraintes de cisaillement qui s'exercent à l'interface sol / ballast demeurent positives le long de la colonne et le sol a tendance de freiner le ballast (frottement positif) ;
- *Dans le cas de la fondation souple* (**Figure 3-b**), le tassement du sol est plus important que celui de la colonne et le sol a un effet d'entrainement sur le ballast sur une profondeur critique, les contraintes de cisaillement sont négatives (frottement négatif).



a) Sous une fondation rigide **b)** Sous une fondation souple
Figure (3) : Interaction sol-structure : répartition des contraintes de cisaillement le long d'une colonne ballastée courte et effet de pointe

IV.3.2.2- Mécanisme de rupture de la colonne ballastée

Les mécanismes de rupture *d'une colonne ballastée* isolée dans un massif de sol mou homogène sous la charge axiale limite σ_{c-lim} correspondent aux trois configurations schématiques suivantes :

- ❖ *Rupture par expansion latérale de la colonne* ;
- ❖ *Rupture par cisaillement généralisé* ;
- ❖ *Rupture par poinçonnement (colonne flottante)*.

IV.3.3- Modèles de comportement d'un réseau de colonnes ballastées

En général, *les colonnes ballastées* sont disposées suivant un réseau régulier. Il y a trois arrangements possibles représentés sur la figure (4), les colonnes sont disposées aux sommets d'un triangle équilatéral, d'un carré ou d'un hexagone régulier.

Suivant le type de maille retenue, on définit les diamètres des domaines d'influence équivalents choisis le plus souvent cylindriques par commodité de calcul. Le diamètre D_e de la cellule représente donc le diamètre d'influence de la colonne.

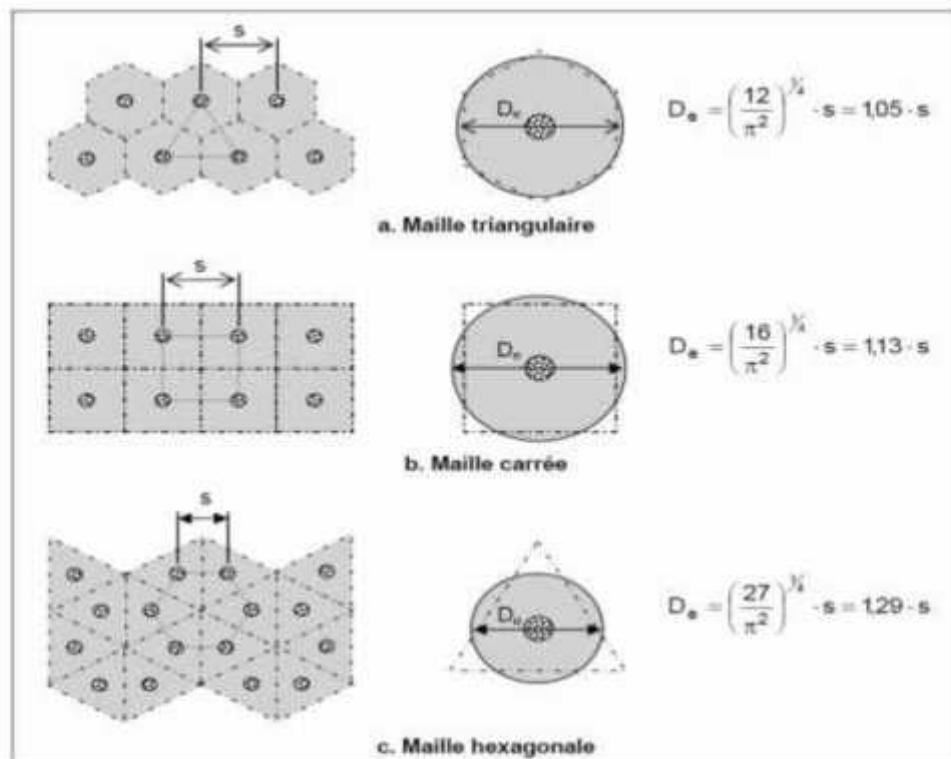


Figure (4) : Réseau de colonnes ballastées : domaine d'influence de la colonne

Dans le cas d'un réseau *de colonnes ballastées* sous un ouvrage de grandes dimensions, il est d'usage de considérer le comportement d'une "**cellule élémentaire**" ou unitaire comprenant une colonne et le sol environnant (**Figure 5-a & -b**). On suppose alors que cette cellule élémentaire est limitée latéralement par une paroi rigide et lisse et que les déformations verticales sont uniformes sur toute la hauteur.

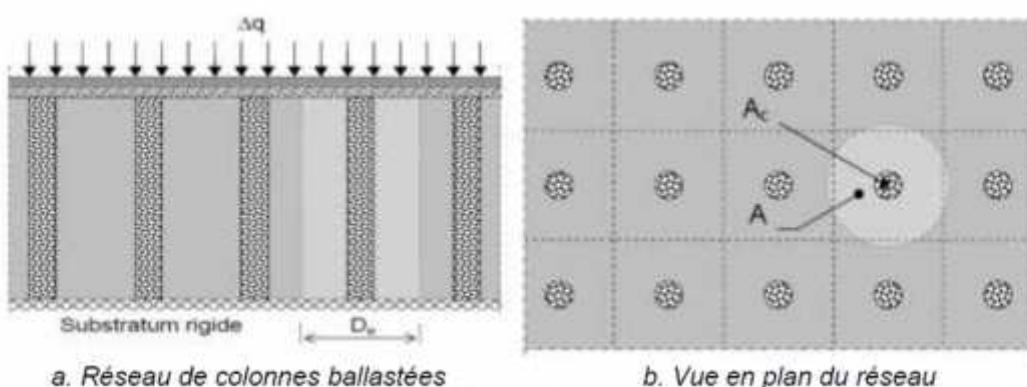


Figure (5) Réseau de colonnes ballastées : notion de cellule élémentaire

IV.4- Les colonnes ballastées "isolées" chargées en tête

IV.4.1- Mécanismes de rupture

D'après Datye (1982), la capacité portante ultime q_c d'une colonne isolée est fonction de la configuration géométrique et permet d'aboutir, comme indiqué sur la figure (IV.15), à trois modes de rupture :

- a) *Rupture par expansion latérale de la colonne ;*
- b) *Rupture par cisaillement généralisé ;*
- c) *Rupture par poinçonnement.*

On distingue les colonnes reposant sur un horizon raide (figure IV.15-a et figure IV.15-b) et les colonnes dites flottantes, (Figure -6).

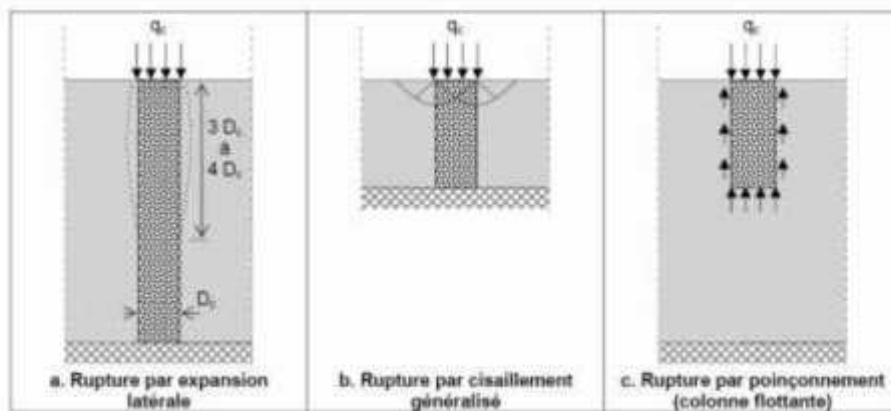


Figure (6) : Mécanisme de rupture d'une colonne ballastées isolée chargée en tête exécutée dans une couche compressible (Datye, 1982)

IV.4.2- Rupture par expansion latérale

L'analyse de la rupture par expansion latérale repose sur la théorie développée initialement par Greenwood en 1970. La colonne est assimilée à une éprouvette composée du même matériau granulaire subissant une compression axiale q_c sous une contrainte de confinement p égale à la résistance latérale maximale offerte par le sol ambiant à la profondeur où ses caractéristiques mécaniques sont minimales, (Figure -7). Le caractère drainant du ballast permet de considérer que la colonne est en état de rupture triaxiale drainée. Ainsi, q_c , Kp_c , p sont respectivement la contrainte verticale agissant sur la colonne au moment de la rupture, le coefficient de butée du ballast et la contrainte effective maximale (**étreinte**) que le sol peut supporter autour de colonne.

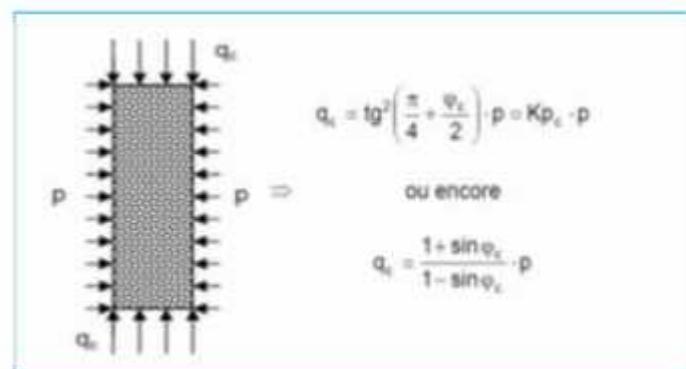


Figure (7) : Analogie colonne ballastée / éprouvette triaxiale

L'expansion latérale de la colonne peut être comparée à celle d'une sonde pressiométrique, ce qui permet de poser : $p = p_l - u$

Avec :

p_l : pression limite du sol ambiant ;

u : pression interstitielle à la périphérie de la colonne.

A défaut d'essai *in situ*, la pression limite d'un sol purement cohérent en conditions non drainées peut être estimée par l'expression :

$$p_l = (\sigma' h_0 + u_0) + k \cdot c_u$$

Avec :

$\sigma' h_0$: contrainte effective horizontale dans le sol avant la réalisation de la colonne ;

c_u : résistance au cisaillement non drainé du sol ;

k : coefficient multiplicateur.

Le tableau (1) donne la définition du coefficient multiplicateur k selon plusieurs auteurs en fonction d'un facteur appelé "indice de rigidité" I_r qui dépend de la cohésion non drainée c_u , du module d'élasticité du sol E_s ainsi que du coefficient de Poisson v_s du sol.

Tableau (1) : – Définition du coefficient multiplicateur k

Expression de k	Auteurs	Remarque
$k = 1 + \ln \frac{E_s}{2 \cdot (1 + v_s) \cdot c_u}$	Hughes et Withers (1974) Wroth et Hughes ⁽¹⁾	⁽¹⁾ $k=4$: valeur conseillée au vu d'essais drainés réalisés avec un pressiomètre autoforeur de Cambridge
$k = 1 + \ln I_r$ $I_r = \frac{E_{sol}}{3 \cdot c_u}$	Brauns (1978) Ghionna et Jamiolkowski (1981) ⁽²⁾ Nahrgang (1976) ⁽³⁾	⁽²⁾ I_r : indice de rigidité pour un sol purement cohérent, lors d'une sollicitation non drainée ⁽³⁾ E_s : Estimation à partir d'essai <i>in situ</i> au pressiomètre autoforeur ⁽³⁾ $k=6,18$: valeur donnée sur la base d'essais sur modèle réduit de colonnes

Le paramètre fondamental de ce type de calcul est l'angle de frottement ϕ_c du matériau constitutif *des colonnes ballastées*. Dans le cas d'un ballast, mis en place par un vibreur de type Keller, une valeur prudente de 38° est couramment recommandée.

IV.4.3- Rupture par cisaillement généralisé

Brauns suppose que la rupture d'un volume de matériau composite ballast-sol est axisymétrique. L'intérêt de sa théorie réside dans le fait qu'elle permet de prendre en compte une surcharge q appliquée à la surface du sol autour de la fondation.

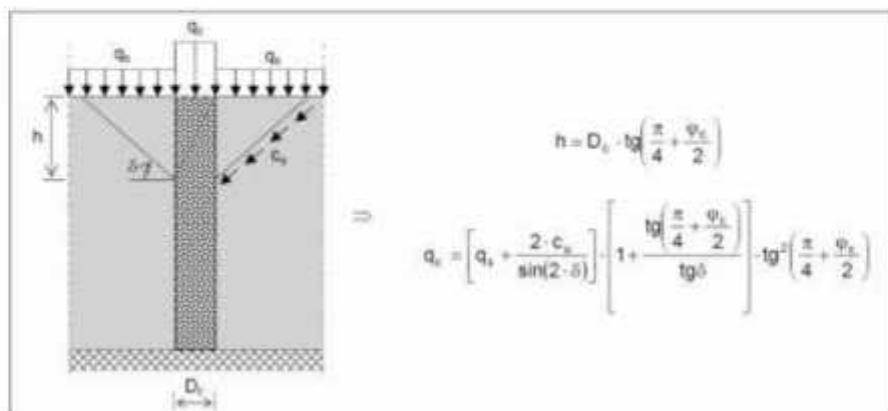


Figure (8) : Caractérisation de la surface de rupture par cisaillement généralisé

La contrainte verticale admissible en tête de colonne est donnée par :

$$\sigma'_{v\lim} = c_u \cdot \left(\frac{q}{c_u} + \frac{z}{\sin(2\delta)} \right) \cdot \left[1 + \frac{\tan(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_c}{2})}{\tan(\delta)} \right] \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_c}{2} \right)$$

Où : c_u est la cohésion non drainée du sol supposée constante sur toute la profondeur et δ l'angle que fait la génératrice du cône avec l'horizontale

Le mécanisme de rupture par cisaillement généralisé du sol prend donc en compte une relation d'interaction entre le sol et la colonne par l'intermédiaire de l'angle φ_c . La détermination de la contrainte verticale limite se fait toujours par le même mécanisme.

$$\sigma'_{v\lim} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_c}{2} \right) \cdot \sigma'_h$$

IV.4.4- Rupture par poinçonnement

En faisant l'hypothèse qu'une colonne flottante travaille comme un pieu rigide, *Hughes et al.* (1975) et *Brauns* (1980) ont cherché à déterminer la longueur minimale nécessaire pour éviter son poinçonnement. Sur la colonne se développent un effort de pointe et des frottements latéraux positif (**Figure -9**). La résistance mobilisée sur la périphérie de la colonne est supposée égale à la résistance au cisaillement non drainé c_u du sol.

L'équilibre d'un tronçon de colonne pesante de poids volumique γ_c conduit à l'expression de la contrainte verticale $q_c(z)$ régnant à la profondeur z à l'intérieur de la colonne :

$$q_c(z) = q_c + z \cdot \left(\gamma_c - 4 \cdot \frac{c_u}{D_c} \right)$$

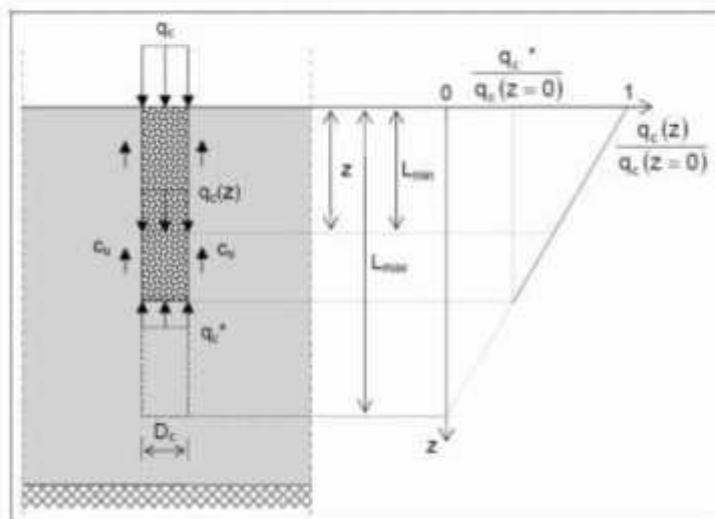


Figure (9) : Rupture par poinçonnement d'une colonne ballastée flottante isolée

Pour éviter tout poinçonnement, la contrainte verticale $q_c(L_{min})$ ne doit pas excéder la contrainte limite qc^* en pointe mobilisable dans la couche d'argile dont la valeur usuellement utilisée pour les pieux est de $9.c_u$. En négligeant le poids propre du ballast, L_{min} est donnée par la relation :

$$L_{min} = \frac{1}{4} \cdot D_c \cdot \left(\frac{q_c}{c_u} - 9 \right)$$

Le traitement devient inutile lorsque $q_c(L_{max}) = 0$, ce qui donne la relation suivante

$$L_{max} = \frac{1}{4} \cdot D_c \cdot \frac{q_c}{c_u}$$

IV.5- Méthodes empiriques pour la justification

IV.5.1- Les courbes de Thorburn

Les courbes de *Thorburn* (1975) permettent le prédimensionnement de la colonne en fonction de la résistance au cisaillement non drainée du sol à traiter. Selon *Soyez* (1985), les valeurs sont données à titre indicatif et une vérification du diamètre efficace des colonnes doit impérativement être réalisée sur le chantier.

Le paramètre nécessaire est la résistance au cisaillement du sol entourant les colonnes. Les hypothèses retenues sont :

- la charge reprise intégralement par les colonnes sans participation du sol environnant ;
- l'association d'un coefficient de sécurité convenable tant au point de vue de la rupture "à court terme" (application de la charge) que de la rupture à "long terme" (consolidation du sol environnant)

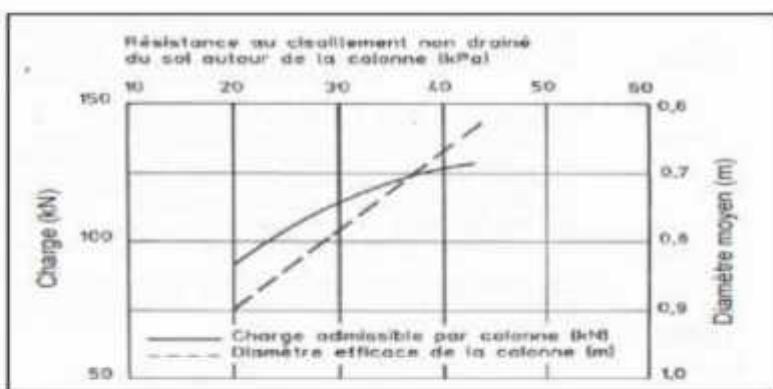


Figure (10) Prévision de la charge admissible en tête et du diamètre efficace d'une colonne ballastée en fonction de la résistance au cisaillement non drainé du sol (d'après Thorburn, 1975)

IV.5.2- L'abaque de Greenwood

L'utilisation de l'abaque de *Greenwood* (1970) permet un prédimensionnement vis-à-vis de la réduction des tassements apportée par la réalisation **de colonnes ballastées** sous fondations de grandes dimensions reposant sur une argile molle homogène. Les paramètres nécessaires sont :

- la résistance au cisaillement du sol entourant les colonnes ;
- le procédé de réalisation des colonnes ;
- l'espacement des colonnes.

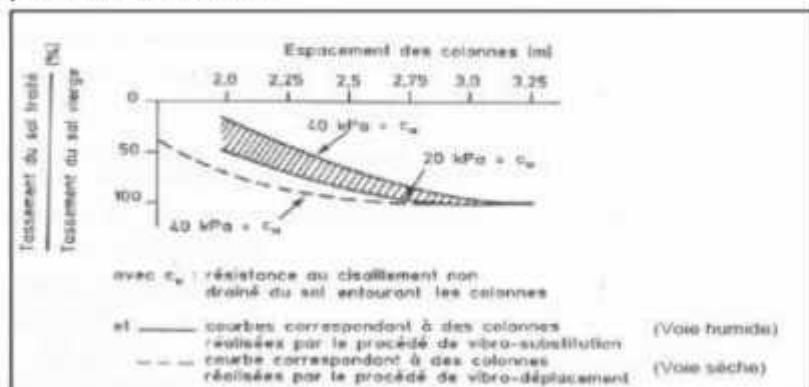


Figure (11) Diagramme des réductions de tassement observées sous des fondations de grandes dimensions reposant sur une argile molle homogène (d'après Greenwood, 1970)

IV.5.3- Les abaques de Mattes et Poulos

Dans de nombreux pays, les travaux de *Mattes et Poulos (1969)* sur les pieux traditionnels sont appliqués *aux colonnes ballastées*. Dans ce cas de chargement, la fondation ne repose pratiquement que sur l'inclusion et les tassements immédiats pseudo-élastiques constituent la partie majeure du tassement final.

Les tassements immédiat s_i et final s_f en tête de colonne peuvent être évalués en introduisant les valeurs des modules drainés et non drainés du sol et de la colonne dans la formule développée par *Mattes et Poulos*. Les différents paramètres sont définis comme suit :

$$s_i = \frac{Q}{L \cdot E_s} \cdot I_p \quad s_f = \frac{Q}{L \cdot E'_s} \cdot I_p$$

s_i (s_f) : tassement immédiat (final) en tête de colonne ;

L : longueur de la colonne ;

D_c : diamètre de la colonne ;

Q : charge aux états limite de service (ELS) appliquée en tête de la colonne ;

E_c : module d'élasticité de la colonne ;

E'_s : module d'élasticité du sol en conditions drainées ;

E''_s : module d'élasticité du sol en conditions non drainées ;

I_p : facteur d'influence dépendant de la rigidité relative E_c/E_s ;

La figure (12) donne une idée sur le facteur d'influence (I_p) en fonction du rapport des modules (E_c/E_s) et du rapport (L/D_c).

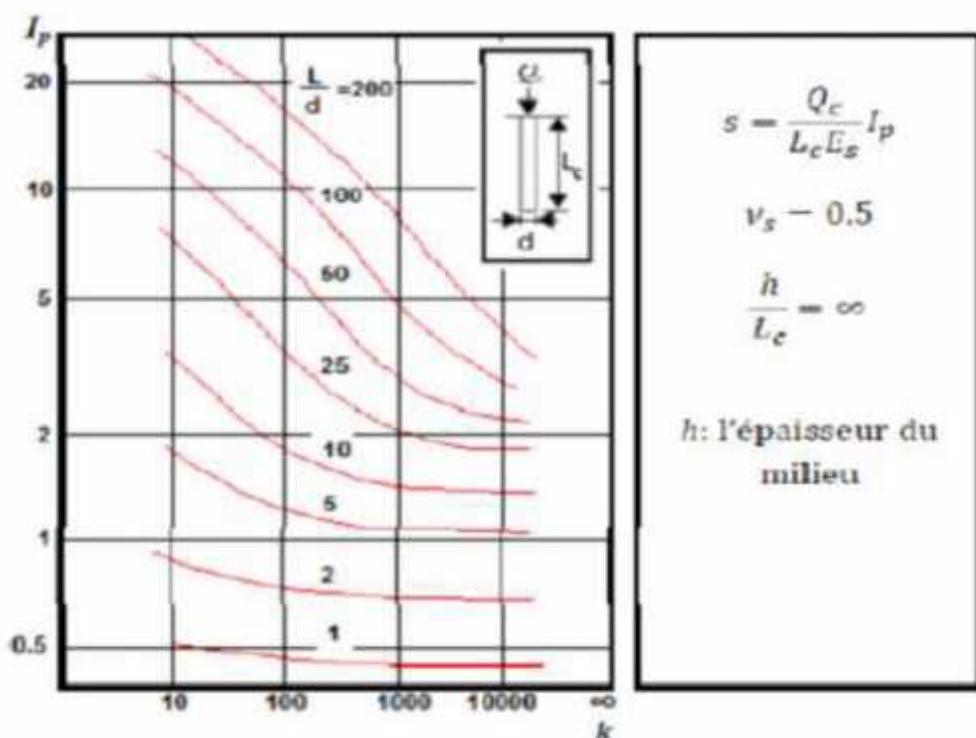


Figure (12) : Facteur d'influence des tassements I_p (Mattes et Poulos, 1969)