

Méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées

Bertrand SOYEZ
Ingénieur des TPE
Section des ouvrages en terre
Laboratoire central des Ponts et Chaussées

RÉSUMÉ

Cet article présente un panorama des travaux publiés depuis 1970 et consacrés au dimensionnement des colonnes ballastées. Un soin particulier a été apporté à leur classification, en tenant compte de la géométrie du traitement (colonne isolée ou réseau d'inclusions) et de l'objectif recherché (diminution des tassements, capacité portante des colonnes, stabilité générale de l'ouvrage). Pour chacun des aspects du problème, on s'est attaché à dégager la « philosophie » des deux ou trois écoles faisant autorité en la matière, en précisant les hypothèses sous-jacentes aux formulations pratiques permettant le dimensionnement.

Des abaques ont été reproduits, chaque fois que possible, afin de faciliter la tâche du projecteur.

MOTS CLÉS : 42 - Colonne ballastée - Dimensionnement - Méthode - Exposé de mise au point - Classification - Portance - Tassement - Abaque.

Les techniques d'amélioration ou de renforcement des sols en place connaissent actuellement un essor considérable, tant du point de vue de la conception et de l'amélioration des matériels d'exécution que de celui des méthodes de dimensionnement des projets.

L'utilisation des colonnes ballastées pour résoudre certains des problèmes de construction d'ouvrages sur sols compressibles est maintenant suffisamment répandue en France pour que ce procédé vienne « naturellement » à l'esprit des ingénieurs concernés par ce type de difficultés. Nombre d'entre eux « butent » cependant encore sur le dimensionnement du traitement, généralement parce que les principes de calcul à leur disposition leur semblent trop sommaires ou mal adaptés au cas précis auquel ils sont confrontés.

L'objectif de cet article est de présenter un panorama des divers travaux publiés à ce jour sur ce sujet. Il n'est pas possible en quelques pages de reproduire la totalité des développements mathématiques exposés dans plusieurs dizaines de publications. On s'est donc attaché à dégager la « philosophie » des deux ou trois « écoles » faisant autorité à l'heure actuelle en se bornant, pour chaque auteur cité, à préciser les principales hypothèses faites et à donner les formules finales permettant d'aboutir pratiquement au dimensionnement recherché. En outre, un certain nombre d'abaques, destinés à faciliter la tâche du projecteur, ont été reproduits.

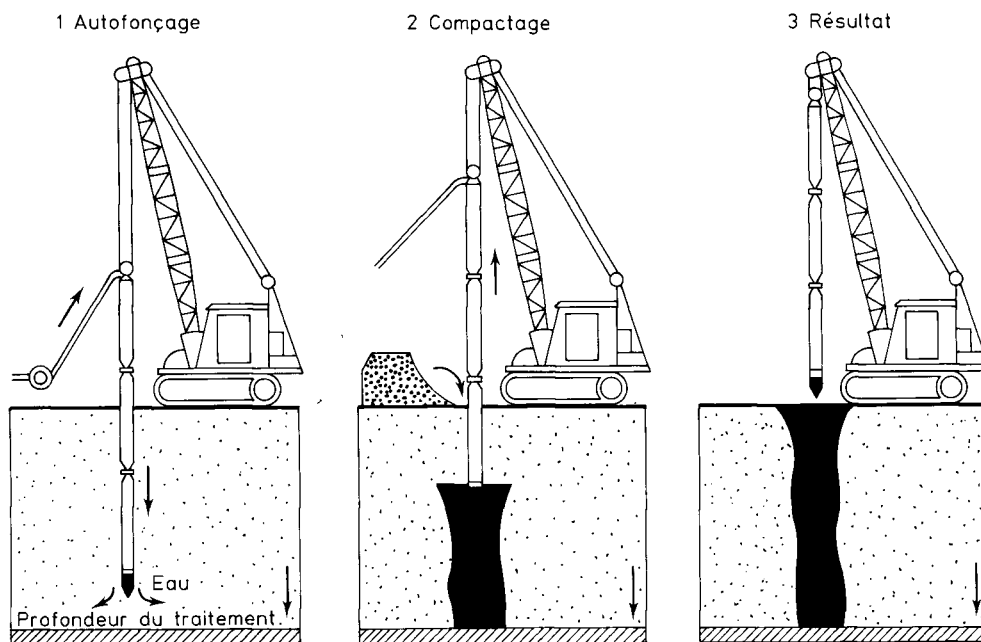


Fig. 1 — Schématisation de l'exécution d'une colonne ballastée (document SIF-Bachy).

Le terme *colonnes ballastées* est souvent employé par souci de simplification et d'illustration. La colonne ballastée réalisée avec lançage à l'eau d'un vibreur « torpille » du type Keller ou équivalent est cependant la forme « d'inclusion de matériau frottant de grandes dimensions exécutée dans la masse » répondant à cette définition [DTU 13-2].

La figure 1 présente les phases successives de la réalisation d'une colonne de ce type. Bien que la nature du matériau d'apport et la technologie permettant sa mise en œuvre aient une influence considérable sur les performances de la colonne, les travaux qui seront exposés par la suite s'appliquent théoriquement aussi bien aux inclusions réalisées grâce à des procédés aussi divers que :

- les pieux de sable compacté exécutés avec le procédé japonais « Compozer » [Aboshi et al., 1979];
- les pieux de sable compacté mis en place en utilisant le matériel Franki traditionnellement réservé au pieu du même nom, ou d'autres techniques reposant sur un tubage récupérable;
- la substitution dynamique, qui est une variante possible d'utilisation du matériel développé par Menard pour le compactage dynamique;
- les colonnes réalisées avec des vibreurs dérivés du vibreur torpille Keller mais utilisant l'air comprimé comme fluide de lançage (vibreurs « à sas »).

Il existe d'ailleurs une classification plus générale de la majorité de ces divers procédés en considérant qu'ils travaillent suivant le principe du vibro-refoulement (de l'anglais *vibro-displacement*) ou de la vibro-substitution (*vibro-replacement*), en fonction du mode de réalisation de la cavité qui sera ultérieurement remplie de matériau compacté.

La quasi-totalité des publications originales disponibles se rapportant au dimensionnement des colonnes ballastées, telles que définies précédemment, peuvent d'emblée être scindées en deux groupes, correspon-

dant à chacun des deux cas limites d'utilisation de ce type de renforcement :

- la colonne isolée, chargée en tête par une fondation de faibles dimensions;
- le réseau de colonnes, disposé suivant un maillage régulier, généralement triangulaire ou carré, et destiné à améliorer les caractéristiques d'une couche compressible sous une fondation de dimensions infinies, cette fondation pouvant être rigide ou souple.

Les figures 2a et 2b illustrent deux configurations « intermédiaires » par rapport aux deux cas limites précisés ci-dessus. L'amélioration de la capacité portante d'une fondation superficielle circulaire qui se produit lorsqu'on vient la « ceinturer » par une série de colonnes ballastées disposées suivant une couronne cylindrique (fig. 2a) est une technique intéressante dans le cas de la reprise en sous-œuvre des structures de certains réservoirs d'hydrocarbures. Madhav et al. (1979) ont utilisé la méthode des éléments finis pour proposer une solution paramétrique à ce cas de figure bien précis.

Paradoxalement, la disposition de la figure 2b, correspondant à un cas pratique beaucoup plus courant dans la réalité, n'a pas suscité d'études plus poussées que les simples règles d'interpolation développées par Priebe (1976) et reprises par Ghionna et Jamiolkowski (1981). C'est pourtant ce type de géométrie de traitement qui est utilisé pour produire l'amélioration du sol sous les semelles destinées à supporter les murs porteurs d'un bâtiment.

D'un point de vue historique, c'est à Greenwood que revient le mérite d'avoir formulé en 1970 la première méthode de détermination de la capacité portante d'une colonne isolée; cependant, ce n'est en pratique que depuis 1974 qu'a été publiée la quasi-totalité des travaux théoriques recensés à ce jour. Leur analyse montre que, depuis 1978, les colonnes isolées chargées en tête n'ont suscité aucun développement analytique original, alors que les réseaux de colonnes constituent

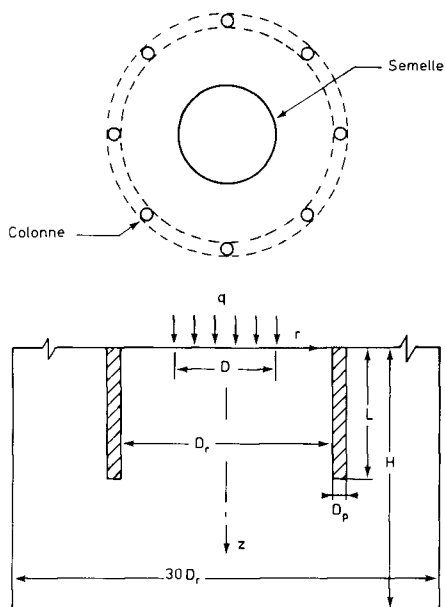


Fig. 2 a — Disposition des colonnes ballastées autour d'une fondation circulaire étudiée par Madhav et al. (1979).

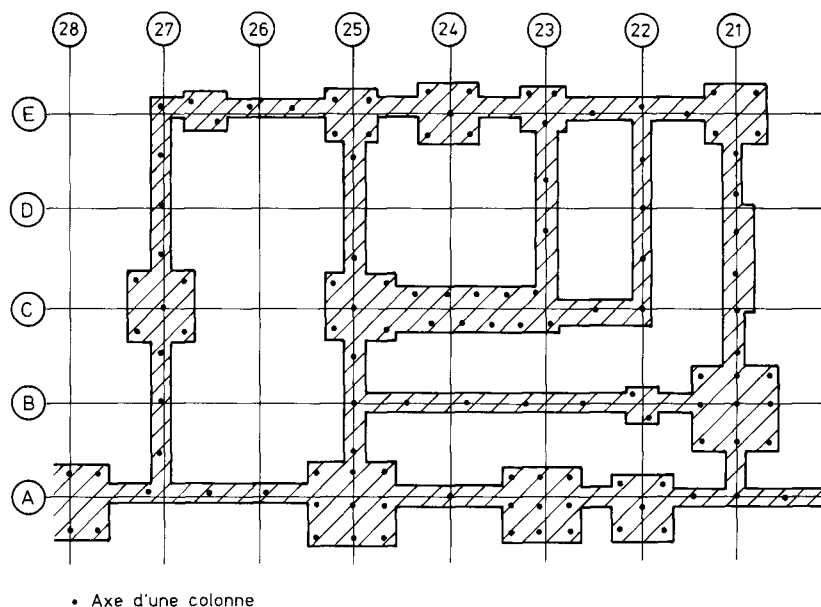


Fig. 2 b — Exemple typique d'implantation de colonnes ballastées correspondant à la trame d'un bâtiment (d'après Hilmer, 1977).

un sujet, certes bien « défriché », mais encore propice à de nouvelles études.

Les travaux consacrés aux colonnes « isolées » chargées en tête l'ont été principalement à la détermination de leur capacité portante ultime; le calcul du tassement de l'inclusion sous la charge de service a souvent été abordé d'une manière indépendante; ce n'est que plus récemment que des chercheurs de l'Université de Sydney ont proposé une approche d'ensemble du comportement de l'inclusion grâce à la méthode des éléments finis [Balaam et al., 1976; Balaam et Poulos, 1978].

Les travaux relatifs aux réseaux de colonnes ballastées ont été principalement consacrés à la prévision de la réduction des tassements sous les ouvrages. Une particularité de la majorité de ces publications est d'introduire la mise en plasticité du ballast dans les calculs de tassement, fournissant ainsi une approche plus « globale » du problème.

Il nous a enfin semblé utile d'inclure dans cette étude quelques-unes des méthodes empiriques de dimensionnement qui ont été à la base de nombreuses réalisations sur le terrain, avant la publication des premiers travaux de Greenwood.

DIMENSIONNEMENT EMPIRIQUE DES COLONNES BALLASTÉES

Remarques préliminaires

Comme nous l'avons dit précédemment, les premières méthodes « théoriques » de dimensionnement des colonnes ballastées ont été développées bien après que les spécialistes de la vibroflotation eurent étendu aux sols cohérents l'usage de leur matériel, conçu au départ pour l'amélioration dans la masse des sols granulaires.

Ce décalage, d'une quinzaine d'années environ, a permis à ces praticiens de collecter un nombre suffisant de données soit directement sur les chantiers, soit à partir d'essais de laboratoire sur modèles réduits, pour proposer des courbes empiriques concernant tant la capacité portante des colonnes que la réduction des tassements apportée par celles-ci.

Il nous a semblé judicieux d'inclure les plus célèbres de ces travaux dans cet article puisqu'ils fournissent

des ordres de grandeur très acceptables pour le dimensionnement rapide d'un traitement.

Les courbes de Thorburn (1975) et Thorburn et Mac Vicar (1968)

En 1968, Thorburn et Mac Vicar avaient proposé une règle de dimensionnement graphique de la charge admissible d'une colonne ballastée, règle valable pourvu que l'on utilise les vibreurs torpille Keller ou ceux mis au point par la Société Cementation Ltd., ces matériels se plaçant dans la même gamme de puissance.

Cette règle avait été établie, de manière semi-empirique, à partir d'essais de laboratoire d'un modèle de comportement du sol autour du ballast fondé sur la théorie de Rankine pour les états limites de poussée-

butée, convenablement modifiée pour tenir compte de l'aspect radial des déformations, et de recalages faits sur les diamètres réels de colonnes exécutées sur divers sites.

Cette règle était valable aussi bien pour des colonnes isolées chargées en tête que pour des colonnes appartenant à des files d'inclusions situées sous des semelles filantes ou à des réseaux sous des fondations étendues, pourvu que l'on suppose dans ces deux derniers cas que toute la charge est reprise intégralement par les colonnes sans participation du sol environnant. Elle associait dans l'esprit des auteurs un coefficient de sécurité convenable tant au point de vue de la rupture « à court terme », au moment de l'application de la charge, que de la rupture « à long terme », après consolidation du sol autour du ballast.

Cette règle a été proposée de nouveau par Thorburn en 1975, sous la forme indiquée dans la figure 3, où l'on trouvera à la fois la capacité portante de la colonne et son diamètre « efficace », à prendre en compte dans des calculs plus poussés, en fonction de la résistance au cisaillement non drainé du sol à traiter.

On insistera cependant sur le caractère indicatif de ces valeurs; une vérification du diamètre efficace des colonnes devra impérativement être réalisée sur le

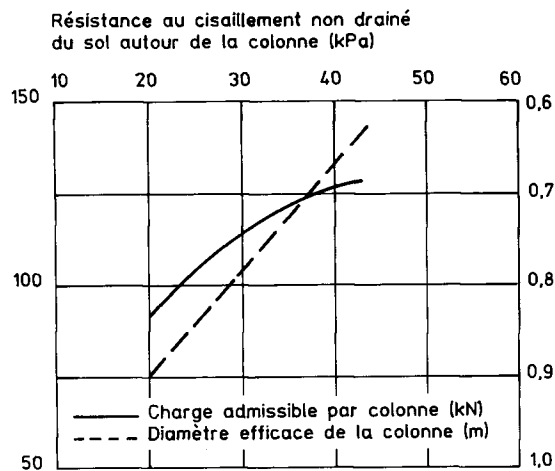


Fig. 3 — Prédiction de la charge admissible en tête et du diamètre efficace d'une colonne ballastée en fonction de la résistance au cisaillement non drainé du sol (d'après Thorburn, 1975).

chantier, ne serait-ce que par le biais du contrôle de l'incorporation du matériau d'apport.

L'abaque de Greenwood (1970)

A cette même période, Greenwood proposait des courbes permettant d'effectuer un prédimensionnement du point de vue de la réduction des tassements apportée par la réalisation de colonnes ballastées sous des fondations de grandes dimensions. Ces courbes, présentées dans la figure 4, avaient l'avantage de paramétrer, ne serait-ce que de façon grossière, deux facteurs importants, à savoir la résistance au cisaillement du sol entourant les colonnes et le procédé de réalisation des colonnes.

Pour les paramètres indiqués, ces courbes se situent dans la moyenne des résultats obtenus à partir des méthodes théoriques plus sophistiquées.

Les hypothèses correspondant à leur élaboration sont les suivantes :

- les colonnes reposent sur une couche plus ferme,
- le calcul ne tient pas compte des tassements « immédiats » ni des déplacements induits par les divers cisaillements mobilisés.

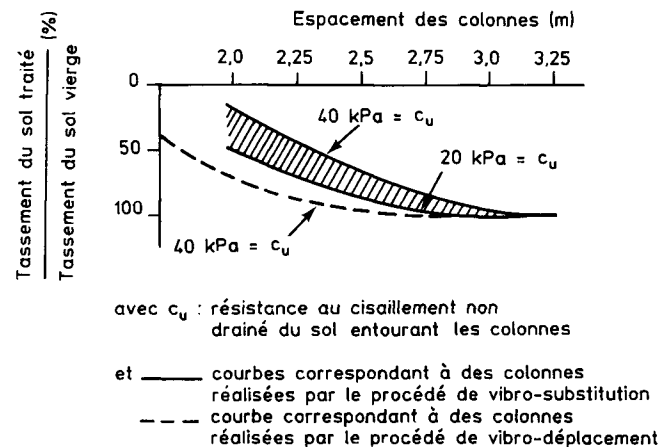


Fig. 4 — Diagramme des réductions de tassement observées sous des fondations de grandes dimensions reposant sur une argille molle homogène (d'après Greenwood, 1970).

DIMENSIONNEMENT DES COLONNES BALLASTÉES « ISOLÉES », CHARGÉES EN TÊTE

Charge limite en tête d'une colonne ballastée

Mécanismes de rupture

Les différentes publications se rapportant à la capacité portante ultime d'une colonne isolée s'articulent autour de trois modes de rupture correspondant, d'après Datye (1982), à des configurations géométriques bien différentes (fig. 5).

Les colonnes dont la base repose sur un horizon raide doivent, selon que leur longueur est (ou non) supérieure à quatre fois leur diamètre, être dimensionnées vis-à-vis d'une rupture par expansion latérale de la colonne ou vis-à-vis d'une rupture par cisaillement généralisé du sol traité.

Les colonnes « flottantes » doivent quant à elles vérifier une condition supplémentaire de « non poinçonnement », à l'instar d'un pieu classique.

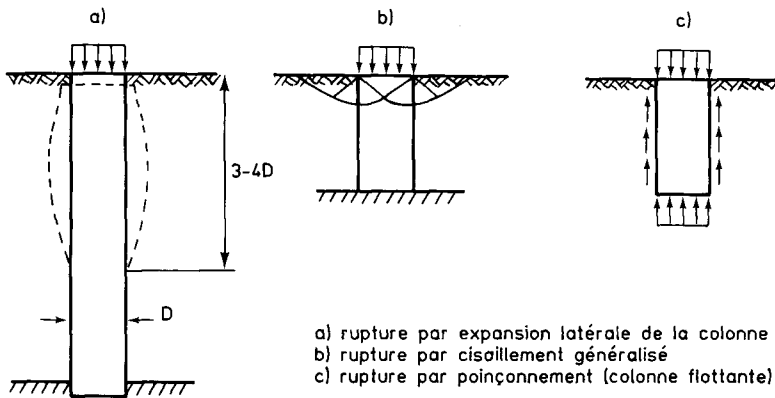


Fig. 5 — Types de rupture d'une colonne isolée chargée en tête exécutée dans une couche compressible homogène (d'après Datye, 1982).

La valeur de quatre diamètres indiquée sur la figure 5 est le résultat d'observations faites sur des colonnes réelles excavées sur divers chantiers ainsi que sur des modèles réduits exploités en laboratoire [Hughes et Withers, 1974].

Mise en équation de la rupture par expansion latérale

Toutes les formulations publiées se rattachant à la rupture par expansion latérale de la colonne ne sont finalement que des variantes de la théorie élaborée par Greenwood en 1970, dont nous avons dit qu'elle était la première tentative de mise en équations du comportement des colonnes ballastées.

Cette théorie repose sur une analogie entre la colonne et une éprouvette de matériau pulvérulent (de même angle de frottement φ_{col} que le ballast) subissant une compression triaxiale sous une contrainte de confinement égale à la résistance latérale maximale offerte par le sol entourant la colonne, à la profondeur où ses caractéristiques mécaniques sont minimales.

Le caractère drainant du ballast fait que l'on raisonne en contraintes effectives à l'intérieur de la colonne, ce qui permet d'écrire :

$$\sigma'_{v\ lim} = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_{col}}{2}\right) \sigma'_{h\ max} = K_{p\ col} \sigma'_{h\ max}$$

où $\sigma'_{v\ lim}$, $K_{p\ col}$ et $\sigma'_{h\ max}$ sont respectivement la contrainte verticale agissant sur la colonne à l'instant de la rupture, le coefficient de butée du ballast et la contrainte effective maximale que le sol peut supporter autour de la colonne.

L'expansion latérale de la colonne a été unanimement comparée à celle d'une sonde pressiométrique, ce qui permet de poser :

$$\sigma'_{h\ max} = p_{lim} - u$$

avec :

p_{lim} : pression limite du sol ambiant,

u : pression interstitielle à la périphérie de la colonne.

Deux « écoles » se dégagent à ce sujet. La première, représentée par Ghionna et Jamiolkowski (1981) et Smolczyk (1983) tend à donner à u la valeur u_0 de la pression hydrostatique régnant avant traitement; la seconde, avec Greenwood et Kirsch (1983) et Broms (1983), considère que $u=0$, ce qui revient à travailler en contraintes totales dans le sol ambiant.

Il a été fait mention de variantes au début de ce paragraphe dans la mesure où les différentes formulations proposées dans la littérature sont autant d'expressions analytiques possibles de la pression limite du sol ambiant.

Celles-ci peuvent se mettre sous la forme générale :

$$p_{lim} = (\sigma'_{h_0} + u_0) + k c_u$$

avec :

σ'_{h_0} : contrainte effective horizontale existant dans le sol avant la réalisation de la colonne,

c_u : résistance au cisaillement non drainé du sol,

k : coefficient multiplicateur.

Hughes et Withers (1974) ont proposé pour k l'expression $1 + \ln \frac{E_{sol}}{2(1 + \nu_{sol}) c_u}$ utilisée par Wroth et Hughes lors de l'étude du pressiomètre autoforeur de Cambridge (Camkomètre). Au vu d'essais drainés réalisés avec cet appareil, ils ont conseillé d'adopter $k=4$.

Brauns (1978 a) a utilisé la relation $k=(1 + \ln I_r)$ déduite des travaux de Vesic sur l'expansion des cavités cylindriques dans les milieux cohérents, dans laquelle I_r est un indice de rigidité ayant pour valeur $I_r = E_{sol}/3 c_u$ dans le cas d'un sol purement cohérent, lors d'une sollicitation non drainée. Des essais de laboratoire sur modèle réduit de colonne effectués par Nahrgang (1976) ont donné à k la valeur de 6,18, sur la base de cette théorie. Ghionna et Jamiolkowski (1981) proposent d'estimer E_{sol} à partir d'essais *in situ* au pressiomètre autoforeur.

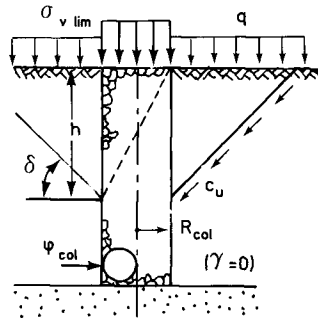
Le paramètre fondamental de ce type de calculs est l'angle de frottement φ_{col} du matériau constitutif de la colonne. Dans le cas d'un ballast, mis en place par un vibreur type Keller, une valeur prudente de 38° est couramment recommandée [Schulze, 1978].

Mise en équation de la rupture par cisaillement généralisé

La contribution la plus connue, et certainement la plus utile, sur ce sujet est celle de Brauns (1978 a, 1978 b et 1980) qui a envisagé le cas de la rupture axisymétrique d'un volume de matériau composite « ballast-sol » limité par une surface tronconique centrée sur l'axe de la colonne, ainsi que l'illustre la figure 6.

Fig. 6 — Caractérisation de la surface de rupture (d'après Brauns, 1978-b).

$$h = 2 R_{col} \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_{col}}{2} \right)$$



L'intérêt de la théorie développée par Brauns est de pouvoir prendre en compte une surcharge q appliquée à la surface du sol, autour de la fondation placée en tête de la colonne.

Moyennant quelques hypothèses simplificatrices (en particulier l'absence de cisaillement à l'intérieur de la surface de rupture et la conservation des volumes) la contrainte verticale limite $\sigma_{v \text{ lim}}$ en tête de colonne vérifie l'équation :

$$\frac{\sigma_{v \text{ lim}}}{c_u} = \left[\frac{q}{c_u} + \frac{2}{\sin(2\delta)} \right] \left[1 + \frac{\operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_{col}}{2} \right)}{\operatorname{tg} \delta} \right] \times \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_{col}}{2} \right)$$

dans laquelle :

- c_u est la cohésion non drainée du sol, supposée constante sur toute la profondeur du traitement,
- q la surcharge appliquée à la surface du sol,
- δ l'angle que fait la génératrice du cône avec l'horizontale.

Cet angle δ peut être déterminé rapidement grâce à l'abaque de la figure 7 a. Dans le cas particulier où q est égal à zéro, la courbe de la figure 7 b donne directement δ en fonction de φ_{col} .

Mise en équations de la rupture par poinçonnement d'une colonne flottante

On peut reformuler le problème en se préoccupant de savoir quelle doit être la longueur minimale d'une colonne ballastée pour éviter son poinçonnement sous une charge donnée. Hughes et al. (1975) et Brauns (1980) ont considéré que la colonne travaillait comme un pieu rigide avec développement d'un effort de pointe et d'un frottement latéral positif. Ils ont fait l'hypothèse que la résistance au cisaillement mobilisée sur la périphérie de la colonne est égale à la résistance au cisaillement non drainé c_u du sol; cette hypothèse ne semble pas avoir été jusqu'à présent infirmée sur le plan expérimental. Dans le calcul, cette cohésion non drainée c_u sera supposée constante sur toute l'épaisseur de la couche compressible.

Considérons la colonne ballastée de la figure 8, caractérisée par un poids volumique γ et un rayon initial R_{col} . La contrainte verticale régnant à la profondeur z à l'intérieur de la colonne est :

$$\sigma_{v, z} = \sigma_{v, 0} + z \left(\gamma - 2 \frac{c_u}{R_{col}} \right)$$

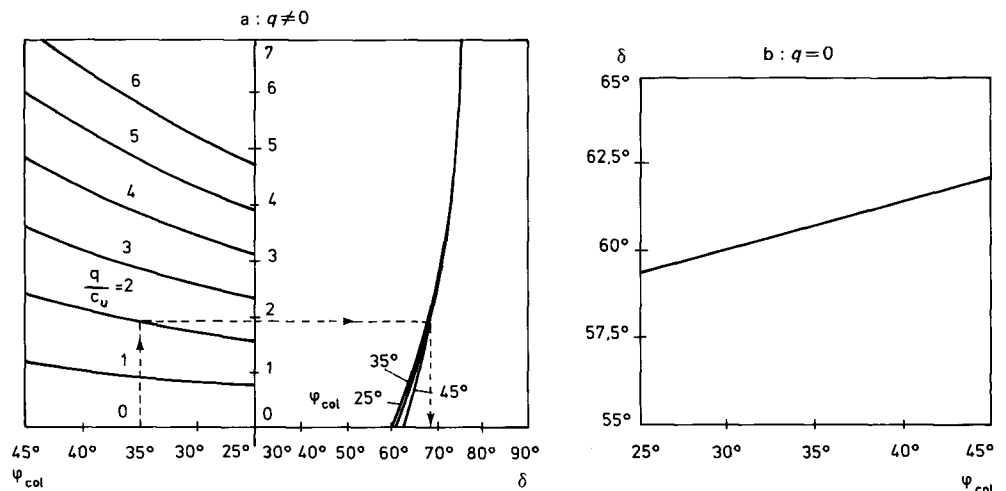
$\sigma_{v, 0}$ représentant la contrainte verticale qui lui est appliquée en tête.

Il existe une longueur minimale (L_{min}) de colonne telle que tout poinçonnement soit évité. On peut la déterminer en considérant que la contrainte correspondante $\sigma_{v, L_{min}}$ est égale à l'effort limite σ^* en pointe mobilisable par la couche d'argile, c'est-à-dire $9c_u$, valeur admise dans les dimensionnements de pieux traditionnels.

Si l'on néglige le poids propre du ballast, L_{min} est donné par la relation :

$$L_{min} = \frac{1}{2} R_{col} \left(\frac{\sigma_{v, 0}}{c_u} - 9 \right)$$

Fig. 7 — Détermination pratique de δ (d'après Brauns, 1978-b).



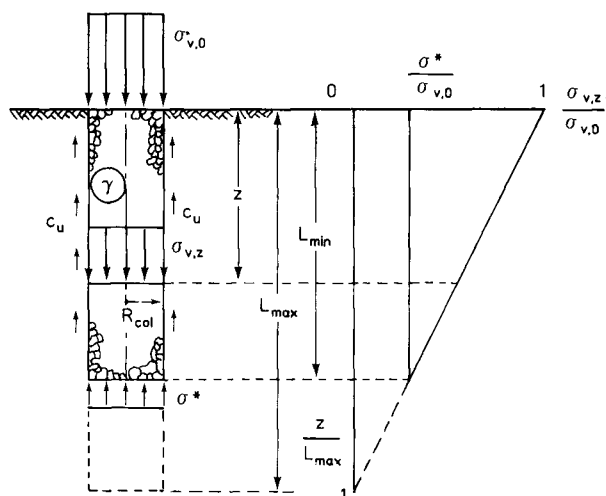


Fig. 8 — Définition des longueurs L_{min} et L_{max} d'une colonne ballastée vis-à-vis de la rupture par poinçonnement (d'après Brauns, 1980).

Dans le même temps, il existe une longueur de traitement L_{max} , caractérisée par $\sigma_{v, L_{max}} = 0$, au-delà de laquelle le traitement est inutile.

Si l'on néglige le poids propre du ballast, L_{max} est égal à :

$$L_{max} = \frac{1}{2} R_{col} \frac{\sigma_{v,0}}{c_u}$$

Les calculs précédents sont aisément adaptables à une couche molle au sein de laquelle c_u varie avec la profondeur. Il suffit d'opérer par tâtonnements, à partir d'une profondeur z_0 choisie au départ en intégrant $c_u(z)$ le long du fût au-dessus de cette cote et de vérifier si :

$$\sigma_{v, z_0} \leq 9 c_u(z_0) \text{ ou } \sigma_{v, z_0} = 0$$

suivant que l'on désire déterminer L_{min} ou L_{max} et recommencer l'équation avec une autre profondeur z_1 si le critère choisi n'est pas vérifié.

La profondeur de traitement, sur le terrain, sera finalement déterminée en fonction de L_{min} ou L_{max} suivant que l'on tolère ou non qu'une partie de la charge en tête soit reportée en profondeur, au vu des tassements totaux admissibles dans le projet.

Tassement d'une colonne isolée chargée en tête

Remarques préliminaires

Cet aspect du problème a suscité peu de publications originales dans la littérature spécialisée. De nombreux auteurs [entre autres Greenwood et Kirsch, 1983; Madhav, 1982] rappellent qu'une méthode d'un emploi courant dans de nombreux pays consiste à appliquer aux colonnes ballastées les travaux développés par Mattes et Poulos (1969) pour les pieux traditionnels, travaux dont l'originalité tient à ce qu'ils prennent en compte la compressibilité propre du pieu. Hughes et al. (1975), de leur côté, ont proposé l'utilisation du pressiomètre, et en particulier du pressiomètre

autoforeur, pour résoudre ce problème de manière pratique. Cependant, l'approche la plus intéressante nous semble due aux chercheurs de l'Université de Sydney qui ont, pour ce faire, utilisé intensivement la méthode des éléments finis.

Application des travaux de Mattes et Poulos (1969)

Il convient de rappeler tout d'abord que dans ce cas de chargement la fondation ne s'applique pratiquement que sur l'inclusion, et que les tassements immédiats pseudo-élastiques de celle-ci constituent la majeure partie de sa déformation finale [Greenwood et Kirsch, 1983]. Ces deux valeurs peuvent être évaluées en introduisant les valeurs des modules drainés et non drainés du sol et de la colonne dans la formule développée par Mattes et Poulos :

$$s = \frac{P}{L \cdot E_{sol}} I_p$$

dans laquelle :

- s est le tassement en tête de la colonne,
- L sa longueur,
- P la charge appliquée à celle-ci,
- E_{sol} le module d'élasticité du sol,
- I_p un facteur d'influence dépendant du facteur de rigidité relative $k = E_{col}/E_{sol}$ où E_{col} est le module d'élasticité de la colonne.

La figure 9 donne une idée des valeurs de I_p à employer dans ce genre de calcul, une estimation raisonnable de k se situant dans la fourchette 10 à 25. Une analyse plus poussée ayant montré la faible influence de l'épaisseur de la couche, pour la gamme des valeurs de k citées plus haut, on pourra utiliser pour tous les cas de figure cet abaque, dressé pour un milieu d'épaisseur h infinie.

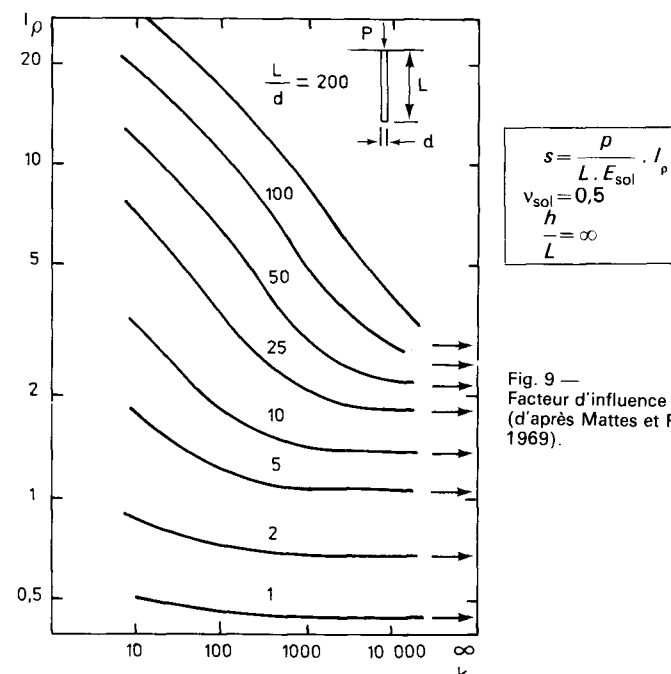


Fig. 9 — Facteur d'influence I_p (d'après Mattes et Poulos, 1969).

Greenwood et Kirsch (1983) rappellent également la faible influence du coefficient de Poisson du sol dans ces travaux, faisant que, tous paramètres confondus, la différence entre les tassements immédiat et final obtenus par cette méthode n'est que de l'ordre de 10 %.

Travaux de Balaam et al. (1976)

Une intéressante simulation d'un essai de chargement statique d'une colonne ballastée a été effectuée à l'Université de Sydney par la méthode des éléments finis. Dans cette analyse, le sol, purement cohérent, suivait une loi de comportement élastoplastique tandis que le ballast était considéré comme un matériau élasto-

plastique dilatant avec possibilité de loi d'écoulement non associée. L'intérêt de la modélisation était la présence à l'interface sol-ballast d'éléments de liaison permettant de suivre les trois types de rupture possibles :

- par plastification du ballast,
- par rupture d'éléments au sein de la masse du sol entourant la colonne,
- par glissement à l'interface sol-colonne.

Les modèles évoqués ci-dessus n'ont été calés que sur un seul essai de chargement en vraie grandeur, ce qui restreint *a priori* la portée générale de ce travail, dont l'intérêt reste cependant manifeste [Balaam et Poulos, 1978].

DIMENSIONNEMENT DES RÉSEAUX DE COLONNES BALLASTÉES

Le dimensionnement des réseaux de colonnes ballastées a fait l'objet d'un certain nombre de publications destinées à apprécier les divers effets bénéfiques du traitement. Nous ne détaillerons dans ce qui suit que les travaux traitant la réduction des tassements et l'amélioration de la stabilité générale des ouvrages en terre.

En ce qui concerne l'influence des colonnes ballastées sur la consolidation du sol traité, nous indiquerons seulement que la plupart des auteurs concluent que l'on peut appliquer à celles-ci les méthodes de calcul développées sur les drains verticaux.

Hypothèses restrictives

Nous ne considérerons que le cas où les colonnes sont exécutées sur toute la profondeur de la couche compressible.

La quasi-totalité des auteurs ont adopté une démarche analogue à celle couramment employée pour le dimensionnement des réseaux de drains verticaux, à savoir la réduction du problème complet, pour des raisons de symétrie, à l'étude des phénomènes intervenant dans le domaine d'influence d'une de ces colonnes. La figure 10 montre que les domaines d'influence équivalents, choisis le plus souvent cylindriques pour la commodité des calculs, correspondent à ceux adoptés pour le traitement numérique de la consolidation radiale.

Cette méthode offre l'intérêt de restreindre dès le départ l'étude des phénomènes mécanique et hydraulique (ce dernier dû au caractère drainant du ballast) au même domaine géométrique, d'où un dimensionnement plus commode de l'ensemble. Des variantes sont cependant possibles, comme nous le verrons dans ce qui suit avec les travaux de Van Impe et al. (1983).

Réduction des tassements sous ouvrage

Généralités

Les mécaniciens des sols confrontés au calcul des tassements d'ouvrages sur sols compressibles ont l'habitude, par souci de simplification, de simuler la réalité en considérant trois phases successives, indépendantes les unes des autres, à savoir un tassement instantané, non drainé, un tassement de consolidation primaire et un tassement de consolidation secondaire ou fluage.

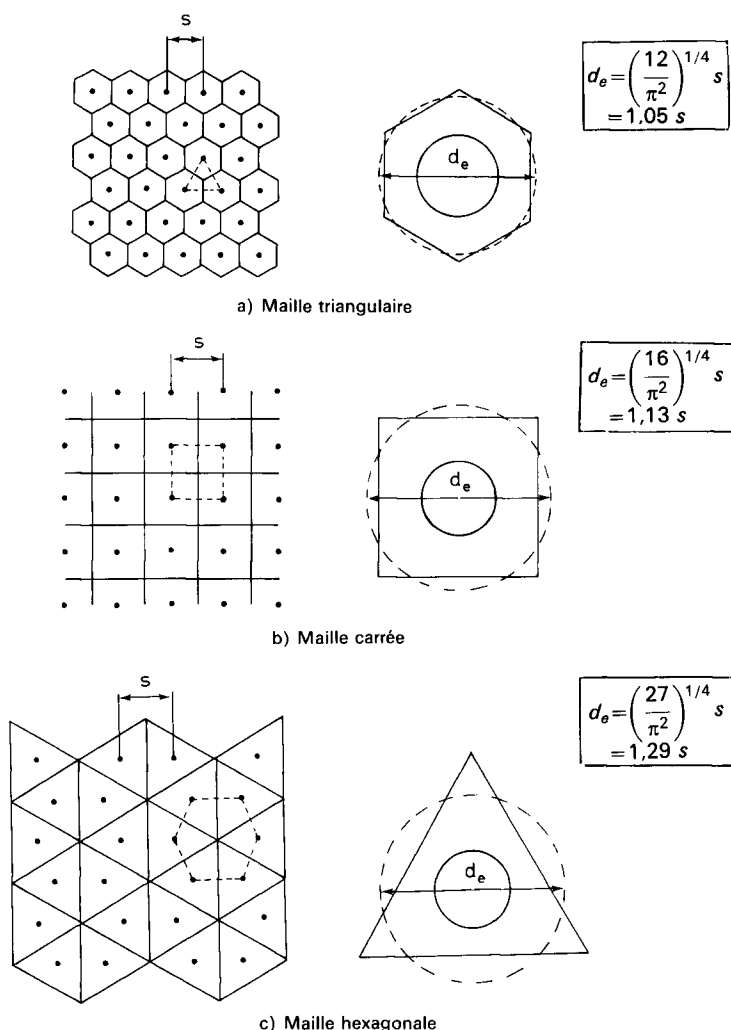


Fig. 10 — Réduction du problème pour l'étude des réseaux de colonnes ballastées (d'après Balaam et Poulos, 1983).

Dans le cas où la couche compressible est renforcée par un réseau de colonnes ballastées, la consolidation primaire du sol ambiant est accélérée par le caractère drainant des inclusions. C'est principalement autour de ce mécanisme qu'ont d'ailleurs été développés les travaux que nous allons décrire par la suite. Il convient de noter, à ce niveau de l'exposé, que la possibilité d'une phase de consolidation secondaire n'a été abordée dans aucune publication.

Quant au tassement instantané non drainé, la totalité des auteurs, à l'exception de Baumann et Bauer (1974), le considèrent soit d'amplitude négligeable devant celle du tassement de consolidation primaire, soit d'amplitude nulle. La première démarche se retrouve dans les travaux de Balaam et Booker (1978), la seconde chez Goughnour et Bayuk (1979) qui fondent leur argumentation à court terme sur l'incompressibilité postulée du ballast et de l'argile saturée placés dans une « cellule » n'admettant pas de déformations latérales.

Un paramètre fondamental de l'analyse traditionnelle de l'interaction « sol-structure » est la rigidité relative de la fondation par rapport à celle du sol qu'elle sollicite. Il est raisonnable de penser que ce facteur influe sur le comportement du domaine cylindrique défini précédemment. La figure 11 donne une idée des mécanismes qui se développent dans le cas d'un radier rigide et d'une charge idéalement souple.

Quelques travaux, utilisant la méthode des éléments finis, ont été consacrés aux fondations souples [Balaam et al., 1976; Balaam et Poulos, 1983]. Toutes les solutions analytiques proposées pour résoudre le problème des tassements de consolidation primaire reposent sur des hypothèses correspondant en principe au cas des radiers rigides; leurs auteurs ont soit explicitement réservé leur application à ce type de fondation, soit considéré qu'elles étaient applicables à tout ouvrage de grande dimension, indépendamment de sa rigidité.

Cette seconde démarche se justifie en pratique au vu de considérations numériques ou expérimentales. Balaam et Poulos (1983) indiquent que le rapport théorique de réduction des tassements prévisibles sous des ouvrages souples et rigides ne diffère que de quelques pour-cent pour la gamme des géométries de traitement les plus courantes. De plus, les phénomènes de report de charge sur les colonnes et d'égalité des tassements de surface du sol et de la colonne ont été observés sous des ouvrages habituellement considérés comme « souples », à savoir des remblais [Vautrain, 1980] et des cuves de station d'épuration [Faure, 1982].

Position du problème - définitions

Dans le domaine d'influence cylindrique de la colonne, défini précédemment et caractérisé par ses dimensions H , A , A_{col} et le coefficient de substitution a (fig. 12), les apports dus à l'installation de la colonne ballastée sont essentiellement la substitution d'une partie du sol mou par un matériau de meilleures caractéristiques mécaniques et hydrauliques et la concentration sur la colonne des charges transmises par l'ouvrage. Cette concentration, qui correspond à

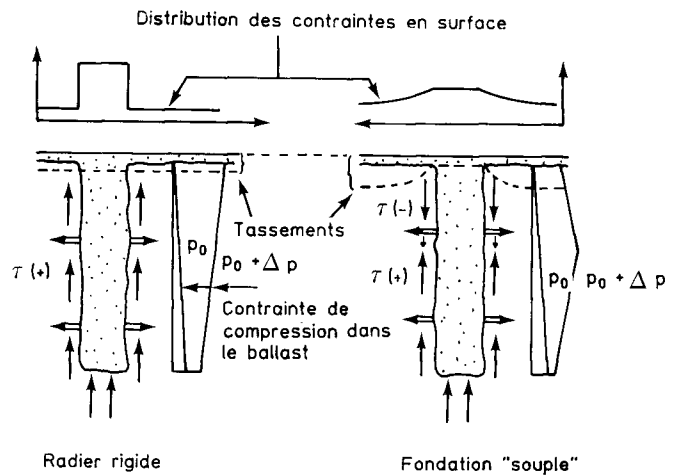


Fig. 11 — Report des charges sur les colonnes dans le cas d'un radier rigide et d'une fondation souple (d'après Eggstad, 1983).

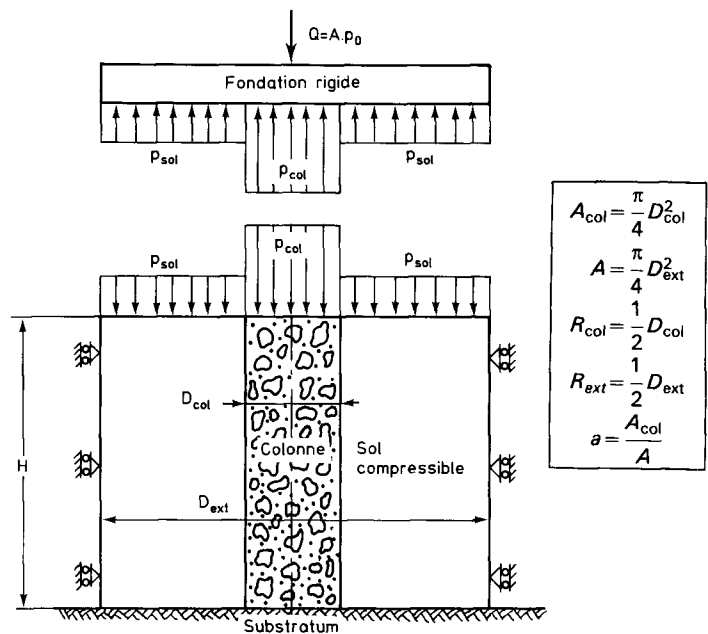


Fig. 12 — Répartition des contraintes en surface à long terme (d'après Ghionna et Jamiolkowski, 1981).

un déchargement du sol autour de la colonne, n'est pas immédiate mais se développe au fur et à mesure de l'évolution de la consolidation primaire du sol autour de l'inclusion. Cette progressivité du report des charges est en accord avec les observations et les mesures faites sur de nombreux sites. Ce phénomène de concentration des charges sur la colonne est décrit par l'équation suivante (fig. 12) :

$$p_0 A = p_{col} A_{col} + p_{sol} (A - A_{col})$$

dans laquelle p_0 , p_{sol} , p_{col} représentent respectivement la contrainte verticale moyenne correspondant à la charge appliquée, uniformément distribuée sur toute la surface de la maille à l'instant initial, la contrainte verticale appliquée sur le sol autour de la colonne à long terme et la contrainte verticale en tête de colonne à la fin de la consolidation du sol.

Une deuxième hypothèse commune également, que ce soit explicitement ou implicitement, à tous les travaux qui seront exposés par la suite est l'égalité des tassements en surface du sol et de la colonne. L'équation correspondante est :

$$s_{col} = s_{sol}$$

dans laquelle s_{sol} et s_{col} représentent respectivement les tassements de la surface du sol et de la tête de la colonne à la fin de la consolidation primaire.

L'égalité des tassements en surface n'est d'ailleurs que le corollaire de l'hypothèse plus générale de conservation des sections planes, qui repose sur le fait que les cisaillements le long du fût de la colonne sont nuls ou négligeables [Goughnour et Bayuk, 1979].

Wallays et al. (1983) ont essayé de dégager l'influence sur le plan théorique de ces cisaillements (en amplitude et direction). Malheureusement, ce travail original et intéressant, mais dont les applications auraient été de toutes façons retardées jusqu'à la sortie d'abaques pratiques, a été critiqué [Smolczyk, 1983] dans son fondement mathématique. Il ne fait aucun doute que la version définitive de ces travaux permettra d'aboutir à des conclusions très intéressantes sur ce point précis.

On peut à ce stade définir deux paramètres essentiels pour l'efficacité du traitement :

- le rapport n de concentration des contraintes défini par $n = \frac{p_{col}}{p_{sol}}$,
- le coefficient β de réduction des tassements donné par :

$$\beta = \frac{\text{tassement attendu du sol ambiant sous la charge de l'ouvrage en l'absence de traitement}}{\text{tassement observé en présence des colonnes, sous cette même charge}}$$

Une des inconnues sous-jacentes à la définition du coefficient β est l'évaluation de l'amélioration des propriétés géotechniques du sol apportée par la réalisation des colonnes, avant le chargement proprement dit. L'unanimité s'est faite autour de l'hypothèse que les propriétés du terrain naturel ne sont pas modifiées. Il faut noter que cette hypothèse est une hypothèse « moyenne ».

Certains auteurs considèrent en effet qu'il y a lors de l'exécution des colonnes une chute des caractéristiques mécaniques du sol à l'interface avec le ballast, mais que la nature drainante des colonnes facilite une « reconsolidation » de cette couronne de sol mou qui retrouve ses propriétés mécaniques dans un laps de temps très court. D'autres, au contraire, envisagent un « serrage » du sol autour des colonnes, dû au compactage du ballast. Le débat reste ouvert. Cependant, si l'on ne constate pas en général de modification des caractéristiques pénétrométriques et pressiométriques du terrain entre deux colonnes, après leur réalisation, une augmentation des cohésions non drainées mesurées au scissomètre peut se produire dans les horizons les plus mous [Vautrain, 1980]. Quoi qu'il en soit, on considérera dans ce qui suit que les modules d'élasticité (et de compressibilité) du sol restent inchangés.

L'égalité des tassements en surface permet de caractériser le tassement d'ensemble de la maille par le tassement du sol.

La conservation des modules de compressibilité permet donc d'écrire :

$$\beta = \frac{p_0}{p_{sol}}$$

La combinaison des équations précédentes donne alors :

$$\beta = 1 + (n - 1) a.$$

Le rôle des travaux résumés ci-après est donc de permettre la détermination de la valeur de n correspondant à un coefficient de substitution dans le maillage a donné. Ces travaux peuvent être regroupés en deux grandes catégories, selon que l'on considère :

- une approche *tout élastique*, dans laquelle la colonne et le sol qui l'entoure ont un comportement élastique, généralement linéaire;
- une approche *à la rupture*, dans laquelle la colonne est à long terme plastifiée par mobilisation du cisaillement maximal, le sol subissant un processus de consolidation jusqu'à ce qu'un état d'équilibre en contraintes effectives soit finalement atteint.

Smolczyk (1983) a proposé les schématisations rhéologiques suivantes (fig. 13) pour illustrer ces deux démarches, auxquelles se rattachent les travaux que nous allons maintenant détailler.

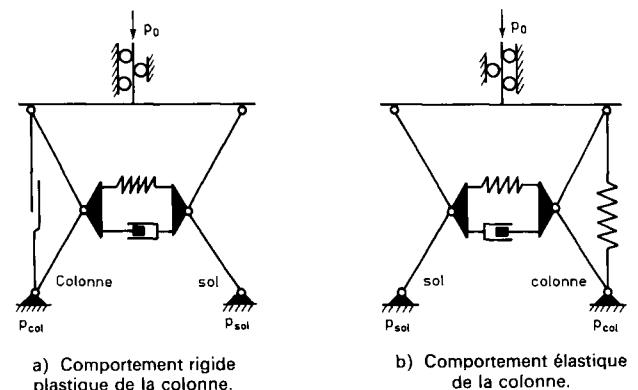


Fig. 13 — Modèles rhéologiques d'un sol renforcé par colonnes ballastées (d'après Smolczyk, 1983).

Méthodes dans lesquelles la colonne est dans un état d'équilibre limite contenu à long terme

- Les modèles de simulation du comportement de l'ensemble « sol-colonne » développés par Priebe (1976) et Ghionna et Jamiolkowski (1981) ne sont que deux variantes autour d'une hypothèse commune qui assimile les déformations élastiques du sol entourant la colonne à celles d'un tube épais, de mêmes caractéristiques drainées E' et ν' que le terrain compressible.

L'ensemble « sol-colonne » est supposé vérifier les hypothèses suivantes :

- a) les tassements en surface sont égaux ($s_{sol} = s_{col}$);
- b) le matériau constitutif de la colonne se trouve en état d'équilibre plastique « actif » contenu; les déformations de la colonne « suivent » celles du sol;
- c) le matériau de la colonne est incompressible; les déformations de la colonne se font à volume constant;
- d) le terrain compressible situé dans la couronne cylindrique autour de la colonne a un comportement élastique linéaire, caractérisé par un module d'élasticité E'_{sol} et un coefficient de Poisson ν'_{sol} constant sur toute la profondeur;

e) il y a conservation des sections planes;

f) dans tous les cas, les déformations du sol et du ballast sont dues à des incréments de contrainte causés par l'application d'une surcharge p_0 en surface, c'est-à-dire que l'on considère comme égaux les poids volumiques de ces deux matériaux et que la géométrie initiale est celle existant après la réalisation de la colonne.

Priebe considère les déformations élastiques d'un tube épais infiniment long, soumis à une pression interne normale $\Delta\sigma = \Delta\sigma_{h\ col} - \Delta\sigma_{h\ sol}$. Dans cette relation :

– $\Delta\sigma_{h\ col}$ représente l'accroissement de la contrainte horizontale dû à p_{col} avec,

$$\Delta\sigma_{h\ col} = p_{col} K_{a\ col} = p_{col} \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_{col}}{2} \right)$$

– $\Delta\sigma_{h\ sol}$ représente l'accroissement de la contrainte horizontale dû à p_{sol} .

Priebe fait l'hypothèse d'un état hydrostatique du sol à l'interface avec le ballast, attribué aux conditions d'exécution :

$$\Delta\sigma_{h\ sol} = p_{sol}$$

La seconde condition aux limites est la nullité du déplacement radial des points de la surface extérieure du tube.

Tous calculs faits, on aboutit à :

$$\beta = \frac{p_0}{p_{sol}} = 1 + \frac{A_{col}}{A} \left[\frac{1/2 + f(\nu', A_{col}/A)}{K_{a\ col} \cdot f(\nu', A_{col}/A)} - 1 \right]$$

avec :

$$f(\nu', A_{col}/A) = \frac{1 - \nu'^2}{1 - \nu' - 2\nu'^2} \frac{(1 - 2\nu')(1 - A_{col}/A)}{1 - 2\nu' + \frac{A_{col}}{A}}$$

Pour $\nu' = 1/3$, on retrouve ces résultats sur l'abaque de la figure 14.

Ghionna et Jamiolkowski étudient, quant à eux, un tube épais chargé radialement et longitudinalement

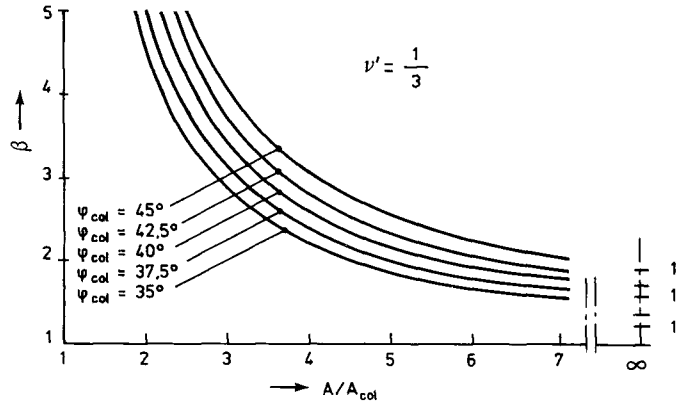


Fig. 14 — Abaque de dimensionnement de Priebe.

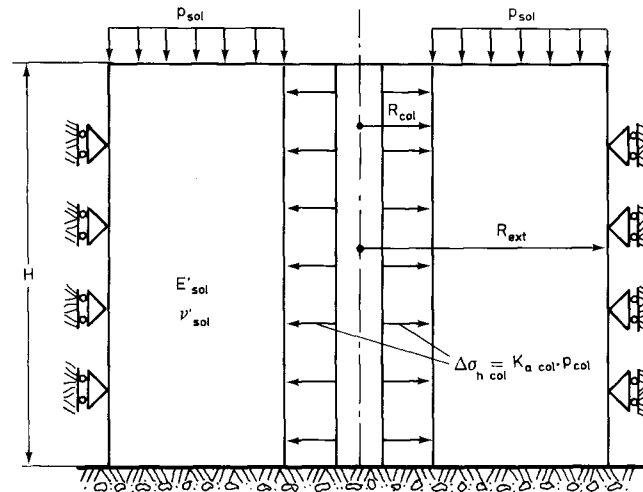


Fig. 15 — Conditions aux limites sur le sol (d'après Ghionna et Jamiolkowski, 1981).

(fig. 15) avec la simplification supplémentaire que l'accroissement de contrainte verticale p_{sol} est constant avec la profondeur.

Ils n'aboutissent pas comme Priebe à une formulation simple du rapport de tassement dans la mesure où la valeur de p_{sol} est solution de l'équation :

$$p_{sol} \left[\frac{1}{M_{sol}} + \frac{1}{E'_{sol}} \frac{2\nu'_{sol}}{(1 - \nu'_{sol})^2} \right] = 1 + \frac{2K_{0\ sol} \Delta\sigma_{h\ col}}{E'_{sol}} \frac{1}{\left\{ \frac{\Delta\sigma_{h\ col} - K_{0\ sol} p_{sol}}{E'_{sol}} \left[\left(\frac{R_{ext}}{R_{col}} \right)^2 - 1 \right] + 1 \right\}^2}$$

avec :

$$M_{sol} = E'_{sol} \frac{1 - \nu'_{sol}}{(1 + \nu'_{sol})(1 - 2\nu'_{sol})}$$

$$K_{0\ sol} = \frac{\nu'_{sol}}{1 - \nu'_{sol}}$$

$$E'_{sol} = E'_{sol} \left[\frac{1}{(1 - \nu'_{sol})} + \frac{1}{(1 + \nu'_{sol})} \left(\frac{R_{ext}}{R_{col}} \right)^2 \right]$$

$$\Delta\sigma_{h\ col} = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_{col}}{2} \right) \frac{A p_0 - (A - A_{col}) p_{sol}}{A_{col}}$$

Dans ce cas particulier, β doit être calculé par la relation d'origine :

$$\beta = \frac{s_0}{s_{sol}}$$

avec :

$$s_0 = H \frac{p_0}{M_{sol}}$$

$$s_{sol} = H \left[\frac{p_{sol}}{M_{sol}} + \frac{p_{sol}}{E'_{sol} (1 - \nu'_{sol})^2} - \frac{2 K_{0 sol} \Delta \sigma_{h col}}{E'_{sol}} \right]$$

• La méthode de calcul du coefficient β proposée par Van Impe et De Beer (1983) repose sur les mêmes hypothèses que celles exposées précédemment mais procède d'une réduction initiale du problème très différente (fig. 16. a).

Elle n'est *a priori* directement applicable qu'aux maillages rectangulaires ou carrés et est basée sur l'équivalence entre une file de colonnes et un mur ballasté.

La résolution du problème n'est plus faite de manière axisymétrique, mais en déformations planes (fig. 16. b). La figure 16. c permet la définition graphi-

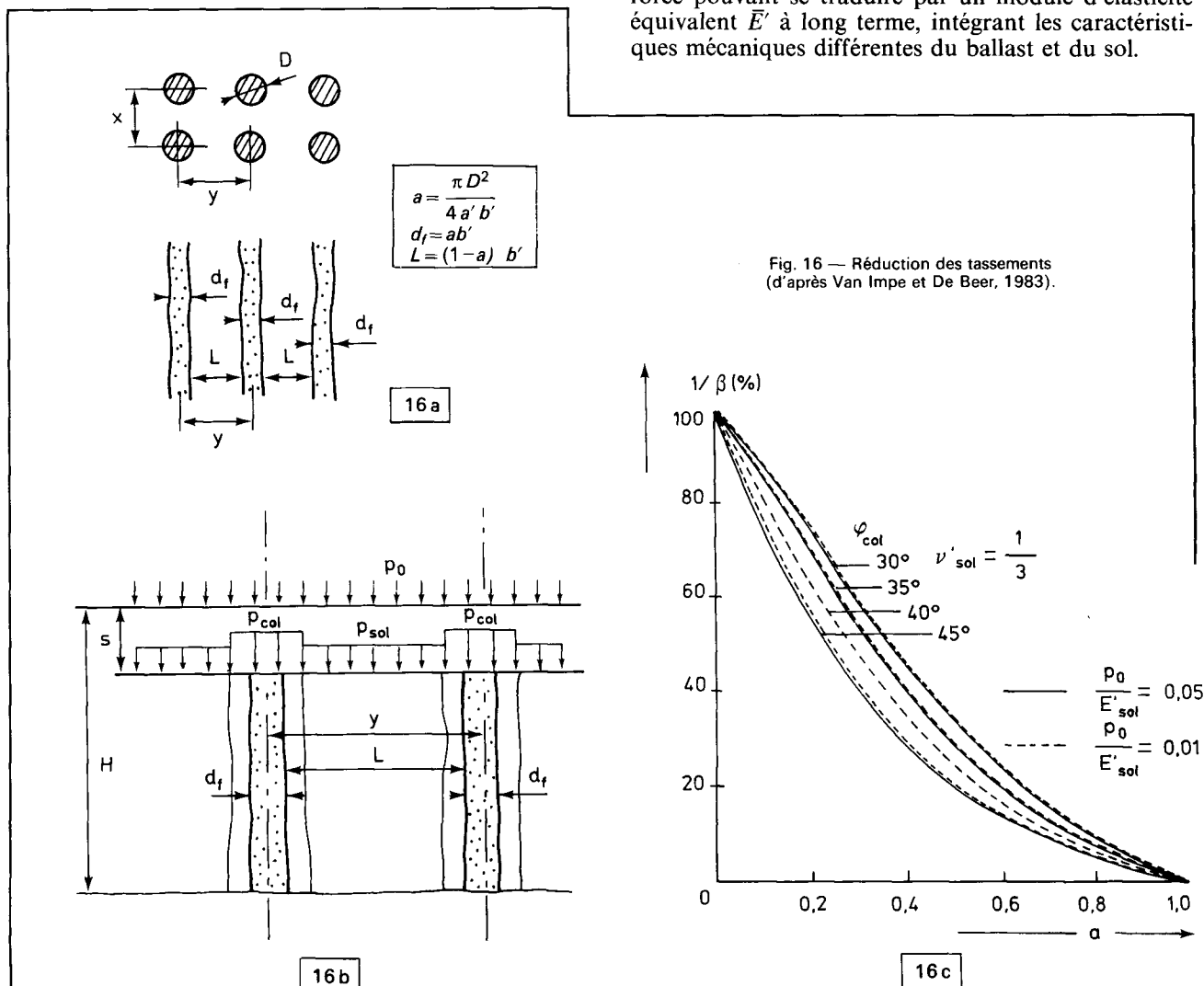
que de β pour plusieurs valeurs de l'angle de frottement du ballast et des conditions initiales, représentées par le paramètre p_0/E'_{sol} .

• L'approche du problème développée par Goughnour et Bayuk (1979) est certainement la contribution la plus complète qui ait été proposée depuis ces dernières années. Le grand nombre de paramètres pris en compte dans ces calculs complexes, qui permettent d'intégrer en particulier l'état des contraintes effectives initiales après réalisation des colonnes, et le fait que les abaques correspondants proposés ultérieurement par Goughnour (1983) restent d'un maniement délicat constituent un obstacle à l'utilisation courante de ces travaux.

Approche élastique du problème

On trouvera dans la figure 17 l'abaque proposé par Balaam et Booker (1978) dans le cas de radiers rigides, travaux dont on a dit précédemment qu'ils pouvaient être raisonnablement utilisés dans le cas d'ouvrages souples.

Une autre manière d'appréhender le problème de la réduction des tassements sous ouvrages est de considérer qu'à long terme la contrainte moyenne p_0 est toujours appliquée en surface, l'évolution du sol renforcé pouvant se traduire par un module d'élasticité équivalent \bar{E}' à long terme, intégrant les caractéristiques mécaniques différentes du ballast et du sol.



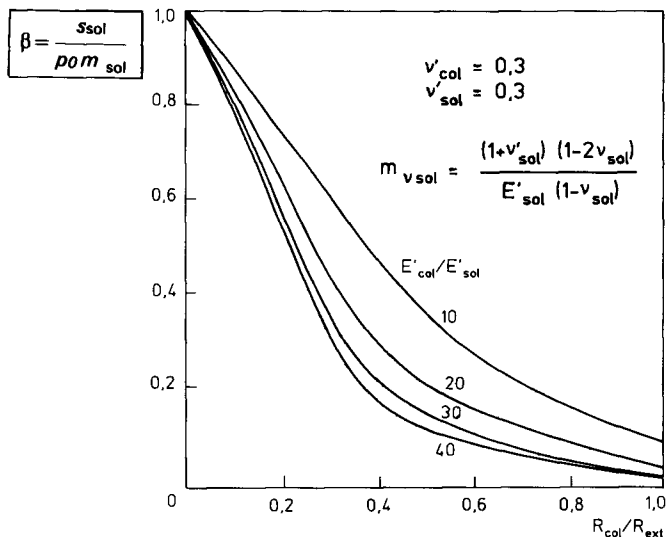


Fig. 17 — Réduction des tassements sous une fondation rigide (d'après Balaam et al., 1978).

La formulation la plus simple, dérivée de la théorie de l'élasticité, consiste à écrire que :

$$\bar{E}' = \frac{E'_{col} A_{col} + E'_{sol} (A - A_{col})}{A},$$

ce qui correspond à $\beta = 1 + \frac{A_{col}}{A} \left(\frac{E'_{col}}{E'_{sol}} - 1 \right)$.

Dans la réalité, on pourra donner à ce rapport des modules d'élasticité des valeurs comprises entre 5 et 10. Schulze (1978) a proposé la relation suivante :

$$\frac{E'_{col}}{E'_{sol}} = \frac{1 + 2 \ln \frac{D_{ext}}{R_{col}}}{\text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_{col}}{2} \right) \ln \frac{D_{ext}}{R_{col}}}$$

qui n'est que la version simplifiée du résultat proposé par Baumann et Bauer (1974).

Amélioration de la stabilité générale d'un ouvrage en terre

Cette question a été abordée dans la littérature spécialisée par le biais de l'évaluation des caractéristiques d'un matériau homogène équivalent dans son comportement au matériau composite réel.

En ce qui concerne le poids volumique équivalent, il semble naturel d'utiliser la formule proposée par Di Maggio (1978) :

$$\bar{\gamma} = \gamma_{col} a + \gamma_{sol} (1 - a).$$

En ce qui concerne l'évaluation de la résistance au cisaillement mobilisable le long d'une ligne de rupture, Di Maggio (1978) et Priebe (1978) ont fondé leur approche sur l'utilisation d'une cohésion et d'un angle

de frottement équivalents déterminés par des formules générales du type :

$$\bar{c} = (1 - m) c_{sol} + m c_{col}$$

et

$$\bar{\text{tg}} \varphi = (1 - m) \text{tg} \varphi_{sol} + m \text{tg} \varphi_{col}.$$

Di Maggio pondère les caractéristiques du sol et du ballast par des coefficients tenant compte de leurs volumes respectifs dans une maille et pose en pratique: $m = a = A_{col}/A$.

Priebe, quant à lui, considère que les états de contrainte au sein du sol et du ballast et les caractéristiques géotechniques du sol ambiant influent sur le résultat du traitement et raisonne en terme « d'efficacité » des reports de charge, ce qu'il traduit pour le facteur m par :

$$\frac{A_{col} p_0}{A p_0} = m_{min} \leq m \leq m_{max} = \frac{A_{col} p_{col}}{A p_0}.$$

Dans la pratique, la valeur de m est une fonction très complexe des caractéristiques intrinsèques c'_{sol} et φ'_{sol} du terrain à traiter. Si l'on fait un calcul de stabilité à court terme, et que l'on considère que la contrainte p_0 n'a pas eu le temps de se répartir, on est en droit de prendre $m = m_{min} = a$.

A long terme, Mitchell (1981) considère que l'approximation de m par m_{max} est suffisante.

La stabilité à court terme est habituellement la plus défavorable, cependant l'approche de Priebe peut s'avérer intéressante dans le cas d'ouvrages édifiés par étapes.

La formulation proposée par Aboshi et al. (fig. 18) rejoint celle de Priebe dans la prise en compte des états de contrainte dans la colonne. La résistance au cisaillement moyenne mobilisée dans la zone traitée est calculée par :

$$\bar{\tau}(z) = (1 - a) \tau_{sol}(z) + a \tau_{col}(z) \cos \alpha$$

avec :

$$\tau_{col}(z) = p(z) \cos \alpha \text{tg} \varphi_{col}$$

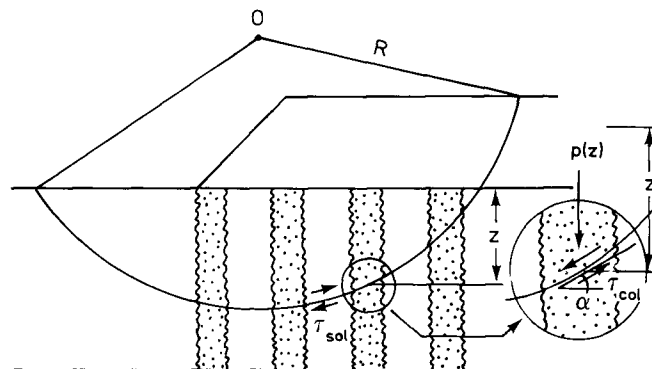


Fig. 18 — Caractérisation des paramètres à prendre en compte pour l'étude des cisaillements le long d'une ligne de rupture (d'après Aboshi et al., 1979).

Dans leur article, Aboshi *et al.* posaient :

$$p(z) = p_{\text{col}} + \gamma'_{\text{col}}(z), (\gamma'_{\text{col}} \text{ déjaugé})$$

et $\tau_{\text{sol}}(z) = c_{u0}$ (cohésion non drainée initiale du sol naturel).

Une utilisation plus rigoureuse de ces formules nous semble cependant préférable; on peut imaginer, comme précédemment, de considérer à court terme c_{u0} , γ_{col} et p_0 et de ne tenir compte de p_{col} qu'à long terme, lorsque le report des charges est maximal.

SYNTHÈSE

L'examen des travaux présentés dans les paragraphes précédents amène quelques commentaires.

Dimensionnement complet des colonnes ballastées sous les ouvrages de grande étendue

L'analyse des méthodes de détermination du coefficient β de réduction des tassements sous ouvrage montre qu'un nombre important d'auteurs envisagent l'hypothèse d'un état limite, certes contenu, de la colonne, dont la stabilité propre n'est de fait plus assurée. Devant cette conclusion, qui sous-entend le problème du choix du coefficient de sécurité à adopter dans les projets, deux attitudes sont possibles.

La première, courante en France, consiste à privilégier la stabilité individuelle des colonnes, de façon à dimensionner un maillage dont on vérifie par la suite qu'il correspond à des tassements compatibles avec les tassements admissibles définis par le projet. Pratiquement, le maillage du traitement est déterminé en considérant que les colonnes reprennent seules la charge de l'ouvrage; la capacité portante admissible d'une colonne est prise égale à une fraction de la charge limite calculée suivant une des méthodes exposées dans le chapitre consacré aux colonnes isolées. Le DTU 13-2 *Colonnes ballastées* conseille de prendre un coefficient de sécurité de 2 à ce stade et cette valeur convient parfaitement pour un prédimensionnement. Une simple division donne alors le nombre des colonnes nécessaires au mètre carré sous l'ouvrage et, à partir de là, le choix d'une disposition (triangulaire, carrée) fournit l'espacement des colonnes. Dans la réalité, on est souvent amené à donner au coefficient de sécurité une valeur différente de 2, mais très généralement comprise entre 1,2 et 2,5 [Besançon, 1983]. La valeur retenue intègre des paramètres aussi nombreux et variés que la sensibilité de l'ouvrage à édifier aux tassements (différentiels surtout), le rythme de chargement prévu, le matériau envisagé pour l'exécution des colonnes, la nature exacte du sol à traiter, l'expérience de chantiers comparables...

Le fait d'adopter une valeur plus faible du coefficient de sécurité dans ce type de calcul, surtout quand on descend au-dessous de 1,5, peut se justifier pour plusieurs raisons, entre autres :

— le faible angle de frottement interne du ballast généralement utilisé (38°, alors qu'en Allemagne ce paramètre est pris dès le départ supérieur ou égal à 42° dans de nombreux cas);

— la réduction de la section théorique efficace de la colonne par rapport à la section correspondant au matériau incorporé;

— le fait que, dans la réalité, le sol est également sollicité, contribuant ainsi à augmenter l'étreinte autour de la colonne.

Tous ces facteurs contribuent à ce qu'en pratique la colonne soit moins chargée que prévu, ce qui justifie le choix d'une méthode *tout élastique* pour la détermination des tassements totaux attendus sous l'ouvrage.

La seconde démarche possible a été préconisée en Italie par Ghionna et Jamiolkowski (1981). Elle consiste, à l'inverse de la précédente, à privilégier les tassements et à effectuer un prédimensionnement du maillage grâce à une des méthodes du paragraphe précédent. Un des corollaires du premier calcul mené est de donner une valeur de la contrainte verticale p_{col} qui s'exercera sur l'inclusion à la fin de la consolidation primaire du sol autour de celle-ci. Cette valeur de la contrainte va servir à vérifier la stabilité de la colonne. Ghionna et Jamiolkowski proposent en effet de considérer que le dimensionnement est valable si cette valeur de p_{col} est inférieure ou égale à la moitié (soit $F=2$) de la contrainte limite en tête de la colonne, considérée comme isolée, calculée selon une des formules du paragraphe « colonnes isolées », dans laquelle seraient introduites les caractéristiques du sol après consolidation primaire.

Ainsi, on introduira dans la formule choisie, non pas, par exemple, la cohésion non drainée initiale du sol avant traitement mais une valeur $c_{u1} = c_{u0} + \Delta c_u$, correspondant à la consolidation acquise en fin de chargement.

Si, pour le maillage calculé, ce critère n'est pas vérifié, on examinera un second dimensionnement dans lequel l'entraxe des colonnes diminuera par rapport au précédent.

Il faut noter que le coefficient de sécurité de 2 sur la capacité portante d'une colonne isolée, qui intervient dans les deux approches décrites ci-dessus, correspond à des états de rupture très différents. Dans le premier cas, c'est une analyse à court terme qui est menée, la colonne étant vraisemblablement plus chargée qu'elle ne l'est dans la réalité. L'analyse à long terme, envisagée dans le second cas, correspond à un chargement plus proche de la réalité (bien que l'on ne considère pas l'influence de la contrainte p_{sol} sur le sol), mais fait appel à des paramètres géotechniques plus délicats à déterminer (comme $\varphi_{c_{u \text{ sol}}}$ pour le calcul de Δc_u).

Quelle est la validité des modèles exposés ?

Cette question importante n'a pas reçu à l'heure actuelle de réponse définitive.

Les figures 19 et 20 rassemblent sur un même graphique respectivement la capacité portante d'une colonne isolée en fonction de la cohésion non drainée initiale du sol et le facteur de réduction des tassements β par rapport à la caractéristique géométrique du maillage $1/a$; les courbes correspondent à plusieurs des théories exposées ci-dessus, pour des caractéristiques géotechniques couramment rencontrées sur le terrain.

En ce qui concerne la figure 19, due à Brauns (1978 a) et complétée par Greenwood et Kirsch (1983), les résultats d'essais de chargement *in situ* qui y sont reportés ne permettent pas de trancher en faveur de l'une des formulations. Cet état de fait est surtout dû, d'après Greenwood, à la faiblesse des méthodes d'essai et de détermination des paramètres caractéristiques de la colonne, qui devront être améliorées avant qu'un choix définitif puisse être fait.

L'examen de la figure 20 ne permet pas non plus d'aboutir à une conclusion nettement en faveur d'une méthode de dimensionnement particulière. On remarquera que les résultats empiriques proposés par Greenwood (1970) (partie hachurée du graphique) se situent à l'intérieur du fuseau obtenu grâce aux travaux théoriques, pour les maillages les plus fréquemment réalisés dans la réalité ($4 \leq 1/a = A/A_{col} \leq 9$).

Quant aux résultats de chantiers reportés sur la figure 20, plusieurs remarques sont à faire à leur sujet. Un examen très attentif des publications dont ils sont tirés montre d'abord que, souvent, les valeurs de A_{col} qui ont servi à les placer sur la figure ont été calculées directement à partir des volumes bruts de matériau

« à l'état foisonné » incorporés et qu'aucun coefficient réducteur n'a été utilisé pour passer à la section théorique en tenant compte du compactage.

De même, pour recalculer les valeurs de β , Greenwood et Kirsch ont parfois divisé des calculs prévisionnels de tassement sans traitement par un tassement avec traitement mesuré sur chantier. Or, ces calculs prévisionnels sont entachés d'une incertitude d'autant plus importante que bien souvent les publications originales dont ils sont extraits n'offraient pas de renseignements en nombre suffisant pour vérifier ou recalculer les valeurs fournies.

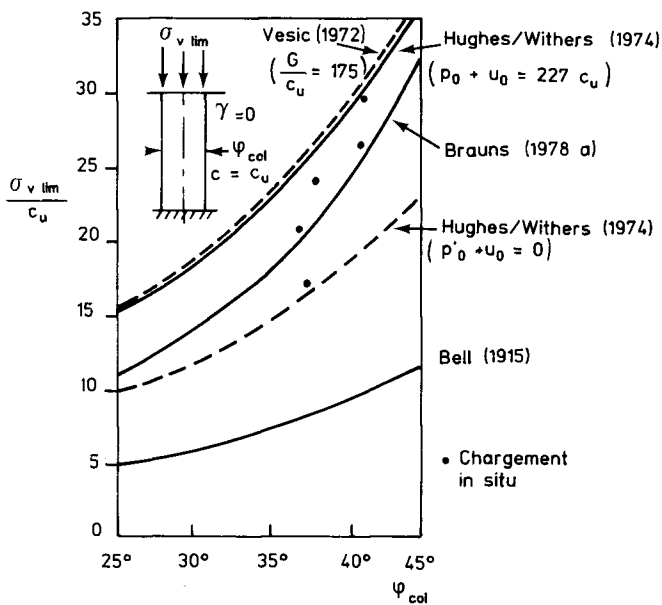


Fig. 19 — Comparaison de différentes formulations de la capacité portante ultime d'une colonne isolée avec des résultats d'essais de chargement réels (d'après Greenwood, 1983).

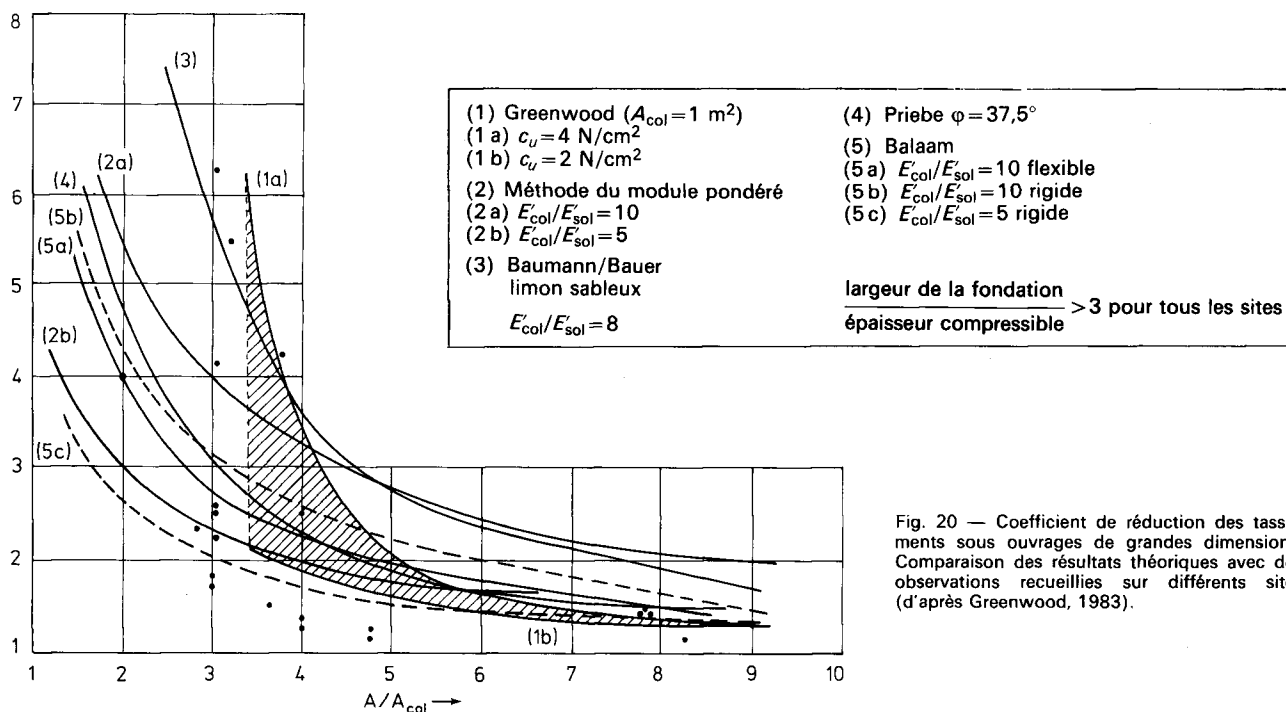


Fig. 20 — Coefficient de réduction des tassements sous ouvrages de grandes dimensions. Comparaison des résultats théoriques avec des observations recueillies sur différents sites (d'après Greenwood, 1983).

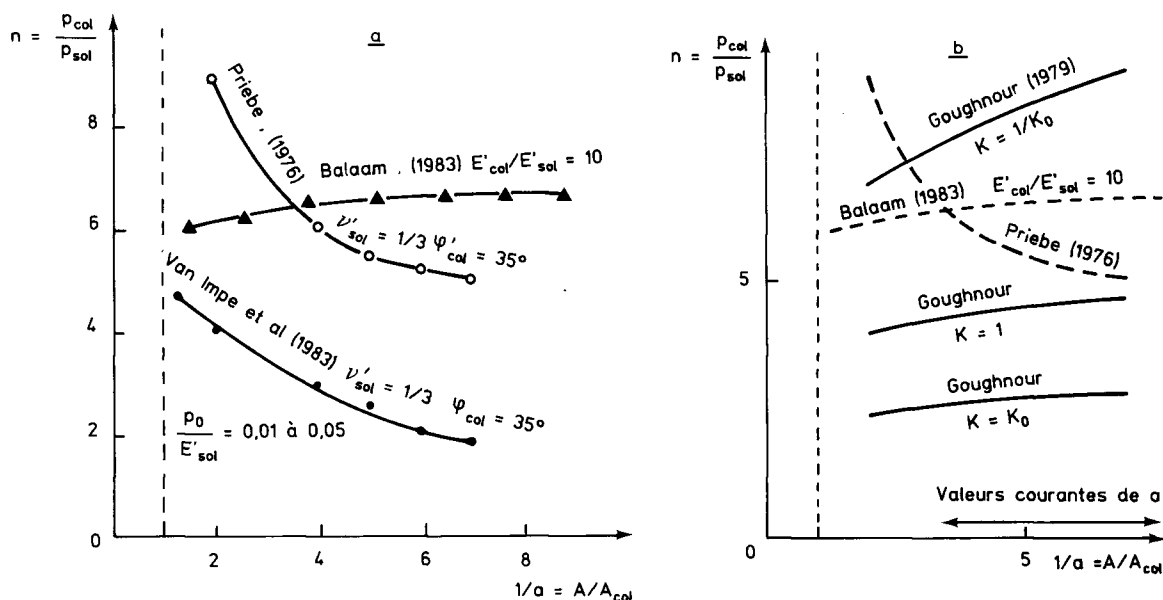


Fig. 21 — Influence de la géométrie du maillage sur le report des contraintes sur les colonnes (d'après Schlosser et al., 1983).

On peut quand même, au vu de la figure 20, conclure que les méthodes de calcul qui y sont reproduites (à l'exception peut-être de la méthode de Baumann et Bauer, reconnue d'ailleurs d'un emploi délicat, Greenwood, 1983) donnent un ordre de grandeur convenable de la réduction réelle des tassements.

Le choix d'une méthode *tout élastique* ou, au contraire, d'une méthode dans laquelle la colonne sera en état limite contenu dépendra donc surtout du fait que l'on adoptera telle ou telle des deux philosophies décrites au paragraphe précédent. En ce qui concerne les méthodes moins fréquemment utilisées, la

figure 21 a montre que, pour les paramètres choisis, la méthode proposée par Van Impe et al. (1983) tend à sous-estimer le report des contraintes sur les colonnes, alors que, sur la figure 21 b, les méthodes de Priebe et de Goughnour et Bayuk (avec $K=1$) convergent vers une valeur commune du coefficient de concentration des contraintes.

Pour cette valeur particulière du coefficient K , le sol situé à l'interface avec le ballast est en effet dans un état « hydrostatique » vis-à-vis de la transmission horizontale des efforts verticaux, ce qui est également le cas dans les travaux de Priebe.

CONCLUSION

L'éventail des méthodes de calcul disponibles est actuellement suffisant pour permettre une évaluation correcte des divers paramètres nécessaires au dimensionnement d'un projet de renforcement par colonnes ballastées.

Dans le cas le plus fréquent d'amélioration des propriétés géotechniques d'une couche compressible sous une fondation de grandes dimensions, des méthodes couramment utilisées à travers le monde, comme la méthode de Priebe ou les schémas de calcul fondés

sur une approche élastique du problème, ont prouvé leur efficacité.

Il nous semble cependant nécessaire de préciser que la mise en œuvre de ces procédés de calcul nécessite une bonne maîtrise préalable des paramètres fondamentaux de la technique des colonnes ballastées, et en particulier de la section efficace des inclusions; ce paramètre est, à notre avis, suffisant pour expliquer, dans une large proportion, les discordances observées entre les prévisions et le comportement des ouvrages sur les sites convenablement instrumentés.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- ABOSHI H., ICHIMOTO E., ENOKI M., HARADA K., (1979), The "Compozer", a method to improve characteristics of soft clays by inclusion of large diameter sand columns, *C.R. Colloque int. sur le renforcement des sols : Terre armée et autres méthodes*, Paris, mars 1979, Vol. 1, pp. 211-216.
- BALAAM N. P., BOOKER J. R., (1978), *Analysis of rigid rafts supported by granular piles*, Univ. of Sydney, School of Civil Engineering, Research Report R 339.

- BALAAM N. P., BOOKER J. R., POULOS H. G., (1976), *Analysis of granular pile behaviour using finite elements*, Univ. of Sydney, School of Civil Engineering, Research Report R 295.
- BALAAM N. P., POULOS H. G., (1978), *Methods of analysis of single stone columns*, Univ. of Sydney, School of Civil Engineering, Research Report R 335.

- BALAAM N. P., POULOS H. G., (1983), The behaviour of foundations supported by clays stabilized by stone columns, *C.R. 8th european Conf. on SMFE*, Helsinki, mai 1983, Vol. 1, pp. 199-204.
- BALAAM N. P., POULOS H. G., BROWN P. T., (1977), *Settlement analysis of soft clays reinforced with granular piles*, Univ. of Sydney, School of Civil Engineering, Research Report R 305.
- BAUMANN V., BAUER G. E. A., (1974), The performance of foundations on various soils stabilized by the Vibro-compaction process, *Rev. canadienne de Géotechnique*, Vol. 11, n° 4, nov. 1974, pp. 509-530.
- BESANÇON G., (1983), Communication personnelle.
- BRAUNS J., (1978 a), Die Anfangstraglast von Schottersäulen im bindigen Untergrund, *Die Bautechnik*, Vol. 55, n° 8, pp. 263-271.
- BRAUNS J., (1978 b), Initial bearing capacity of stone columns and sand piles, *CR. Symposium "Soil reinforcing and stabilizing techniques in Engineering practice"*, Sydney, oct. 1978, Vol. 1, pp. 497-512.
- BRAUNS J., (1980), Untergrund Verbesserung mittels Sandpfählen oder Schottersäulen, *Tiefbau* 22 (1980), n° 8, pp. 678-683.
- BROMS B., ANTIKOSKI U., (1983), Soil Stabilization. General Report, *C.R. 8th european Conf. on SMFE*, Helsinki, mai 1983, Speciality Session 9, Vol. 3, pp. 1289-1301.
- DATYE K. R., (1982), Settlement and bearing capacity of foundation system with stone columns, *C.R. Symposium on Soil and rock improvement techniques including geotextiles, reinforced earth and modern piling methods*, AIT, Bangkok, 1982, paper A. 1, pp. A. 1.1-A. 1. 27.
- DI MAGGIO J. A., (1978), *Stone columns: a foundation treatment*, Demonstration project n° 46, juin 1978, pp. 1-69, FHWA, Washington D.C.
- DTU 13.2. (Document technique unifié) (1978), *Colonnes ballastées*, ch. VIII.
- EGGESTAD A., (1983), Improvement of cohesive soils. State-of-the-Art Report, *C.R. 8th european Conf. on SMFE*, Helsinki, mai 1983, Main Session A, Vol. 3, pp. 991-1007.
- FAURE C., (1982), Communication personnelle.
- GHIONNA V., JAMIOLKOWSKI M., (1981), Colonna di ghiaia. X Ciclo di conferenze dedicate ai problemi di meccanica dei terreni e ingegneria delle fondazioni metodi di miglioramento dei terreni, Politecnico di Torino Ingegneria, atti dell'istituto di scienza delle costruzioni, n° 507, nov. 1981.
- GOUGHNOUR R. R., (1983), Settlement of vertically loaded stone columns in soft ground, *C.R. 8th european Conf. on SMFE*, Helsinki, mai 1983, Vol. 1, pp. 235-240.
- GOUGHNOUR R. R., BAYUK A. A., (1979), Analysis of stone column-soil matrix interaction under vertical load, *C.R. Colloque int. sur le renforcement des sols : Terre armée et autres méthodes*, Paris, mars 1979, Vol. I, pp. 271-277.
- GREENWOOD D. A., (1970), Mechanical improvement of soils below ground surface, *C.R. Conf. on Ground Engineering, Institution of Civil Engineers*, Londres, paper II, pp. 11-22.
- GREENWOOD D. A., KIRSCH K., (1983), Specialist ground treatment by vibratory and dynamic methods, State of the art, *C.R. int. Conf. Advances in piling and ground treatment for foundations*, Londres, mars 1983, Version provisoire, pp. 17-45.
- HILMER K., (1977), *Untergrundverbesserung durch Tierfenrüttler (Kurzfassung)*, Vortrag zum Seminar "Baugrundverbesserungen" an der Akademie Wuppertal, mai 1977.
- HUGHES J. M. O., WITHERS N. J., (1974), Reinforcing of soft cohesive soils with stone columns, *Ground Engineering*, Vol. 7, n° 3, mai 1974, pp. 42-49.
- HUGHES J. M. O., WITHERS N. J., GREENWOOD D. A., (1975), A field trial of reinforcing effect of a stone column in soil, *Geotechnique*, Vol. 25 (1975), n° 1, pp. 31-44.
- MADHAV M. R., (1982), Recent developments in the use and analysis of granular piles, *C.R. Symposium on soil and rock improvement techniques including geotextiles, reinforced earth and modern piling methods*, AIT, Bangkok, 1982, paper A. 9, pp. A. 9.1-A. 9. 16.
- MADHAV M. R., IYENGAR N. G. R., VITKAR P. P., NANDIA A., (1979), Increased bearing capacity and reduced settlements due to inclusions in soil, *C.R. Colloque int. sur le renforcement des sols : Terre armée et autres méthodes*, Paris, mars 1979, Vol. II, pp. 329-333.
- MATTES N. S., POULOS H. G., (1969), Settlement of single compressible pile, *J. Soil Mech. Found. Div., ASCE*, Vol. 95, SM 1, pp. 189-207.
- MITCHELL J. K., (1981), Soil Improvement. State of the art report, *C.R. 10e Conf. int. Mécanique des sols et travaux de fondations*, Stockholm, 1981, Vol. 4, pp. 509-565.
- NAHRGANG E., (1976), Untersuchung des Tragverhaltens von eingrüttelten Schottersäulen an Hand von Modellversuchen, *Baumaschine und Bautechnik*, Vol. 23 (1976), n° 8, pp. 391-404.
- PRIEBE H., (1976), Abschätzung des Setzungsverhaltes eines durch Stopfverdichtung verbesserten Baugrundes, *Die Bautechnik*, Vol. 53 (1976), n° 5, pp. 160-162.
- PRIEBE H., (1978), Abschätzung des Scherwiderstandes eines durch Stopfverdichtung verbesserten Baugrundes, *Die Bautechnik*, Vol. 55 (1978), n° 9, pp. 281-284.
- SCHLOSSER F., JACOBSEN H. M., JURAN I., (1983), Soil-reinforcement-General Report, *C.R. 8th european Conf. on SMFE*, Helsinki, mai 1983, Speciality Session 5, Vol. 3, pp. 1159-1180.
- SCHULZE G., (1978), Consolidation des sols par vibration profonde et par compactage dynamique, *C.R. Séminaire sur la consolidation des sols et des roches in situ dans le génie civil*, Stresa, mai 1978, pp. 83-115.
- SMOLTZYK U., (1983), Deep compaction-General Report, *C.R. 8th european Conf. on SMFE*, Helsinki, mai 1983, Speciality Session 3, Vol. 3, pp. 1105-1116.
- THORBURN S., (1975), Building structures supported by stabilized ground, *Géotechnique*, Vol. 25 (1975), n° 1, pp. 83-94.
- THORBURN S., MAC VICAR R. S. L., (1968), Soil stabilization employing surface and depth vibrators, *The structural engineer*, Vol. 46 (1968), n° 10, pp. 309-316.
- VAN IMPE W., DE BEER E., (1983), Improvement of settlement behaviour of soft layers by means of stone columns, *C.R. 8th european Conf. on SMFE*, Helsinki, mai 1983, Vol. 1, pp. 309-312.
- VAUTRAIN J., (1980), Comportement et dimensionnement des colonnes ballastées, *Rev. française de Géotechnique*, n° 11, mai 1980, pp. 59-73.
- WALLAYS M., DELAPIERRE J., VAN DEN POEL J., (1983), Load transfert mechanism in soils reinforced by stone or sand columns, *C.R. 8th european Conf. on SMFE*, Helsinki, mai 1983, Vol. 1, pp. 313-318.