

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Djilali Bounaama Khemis-Miliana
Faculté des sciences de la nature et des sciences de la terre
Département des sciences de la terre
Spécialité : Géotechnique

Année universitaire : 2018/2019

Intitulé : Cours - 2^{ème} année Master (S3)

Spécialité : Géotechnique

Intitulé de la matière : Traitement des sols

Chargé de cours : Dr. GADOURI Hamid

Intitulé de l'UE : UEF1

Intitulé de la matière : Géotechnique routière (Crédits: 1 - Coefficients: 1)

— Objectifs de l'enseignement Contenu de la matière —

Objectifs de l'enseignement : procurer à l'étudiant de lutter contre les différentes pathologies qui peuvent surgir dans les sols. . Instabilités des excavations souterraines par excès de contraintes. Stabilité à court terme et à long terme. Soutènement naturel et artificiel.

Connaissances préalables recommandées : MDS Contenu de la matière

Chapitre 1 : Rappels de mécanique

Chapitre 2 : Pathologies des sols

Chapitre 3 : Amélioration des caractéristiques des sols

- Le vibrocompactage
- Les colonnes ballastées
- Compactage de surface
- La consolidation dynamique
- Le jet grouting

Chapitre 4 : Stabilisation et renforcement des sols

Mode d'évaluation : *Contrôle continu (40%) examen (60%)*

Références (*Livres et photocopiés, sites internet, etc.*).

Soil dynamics Das

— Chapitre III : Amélioration des caractéristiques des sols —

1.1 Introduction

La nécessité d'utiliser des terrains de plus en plus médiocres pour les constructions de génie civil n'a fait que croître au cours de ces dernières décennies. D'une part le développement impose de réaliser dans les zones de terrains en place non encore construite, qui sont souvent les plus médiocres, des fondations, des grandes excavations, des tunnels...etc. D'autre part le sol est devenu de plus en plus un matériau de construction que l'on cherche, où les raisons souvent économiques nous conduisent à utiliser des sols de qualité médiocre dont il faudra les améliorer.

Il en résulte le développement d'un très grand nombre de techniques destinées à améliorer les caractéristiques mécaniques globales des sols en place ou apportés d'ailleurs. Nous pouvons donc distinguer deux grandes catégories de techniques à savoir: celles où la structure du sol est améliorée par un additif, un liant, ou modifiée par réduction des vides entre les grains. Il y a aussi celles où l'on place dans le sol des éléments structuraux pour augmenter principalement la résistance mécanique: ce sont des techniques de renforcement des sols.

1.2 Les mauvais sols

Le sol supporte les fondations d'ouvrages, sert comme matériaux de construction (barrages, remblai), peut comporter des ouvrages souterrains (tunnels), reçoit des matériaux à stocker (déchets industriels et nucléaires) et sert à extraire des minéraux et autres ressources de production de l'énergie et des matériaux. Il est donc très important de se renseigner des caractéristiques des mauvais sols (principalement les sols argileux et organiques qui sont la cause d'instabilité des structures projetées) pour qu'on puisse les améliorer.

1.2.1 Les argiles

Les argiles sont des roches sédimentaires à grains fins, de taille inférieure à $5\mu\text{m}$, composées pour une large part de minéraux spécifiques, silicates en général, d'aluminium plus ou moins hydratés, qui présentent une structure feuilletée qui explique leur plasticité, ou bien une structure fibreuse qui explique leurs qualités d'absorption.

Elles absorbent l'eau et forment une pâte imperméable (perméabilité inférieure à $0,2\text{ mm/h}$), appelée couramment terre glaise, colorée par des oxydes de fer en ocre, rouge, vert. Les argiles peuvent être gonflantes, notamment celles de la famille des Montmorillonites lorsqu'elles absorbent de l'eau et, au contraire, diminuer de volume sous l'effet de la sécheresse. Par ailleurs, sous l'effet d'une charge, par exemple celle d'une construction, une partie de l'eau absorbée contenue entre les grains d'argile est chassée, ce qui a pour conséquence de provoquer un tassement sensible du sol.

Les argiles constituent en général une assise acceptable lorsqu'elles sont recouvertes par d'autres couches de terrain. En revanche, elles sont dangereuses lorsqu'elles affleurent au niveau du sol, du fait de leur instabilité, se traduisant par des variations de volume et un fluage dans les terrains en pente.

1.2.2 Les limons

Les limons (constitués principalement de silt) possèdent un squelette siliceux à silico-calcaire à grains fins. Leur taille est située entre celle des sables et celle des argiles; mais sa teneur en argile est variable. Ils sont peu perméables.

1.2.3 Les marnes

Les marnes sont à la fois argileuses et calcaires. On considère, selon le taux de CaCO_3 , trois grandes catégories:

- les marnes argileuses qui contiennent 5 à 35% de carbonate de calcium (CaCO_3) ;
- les marnes proprement dites contenant 35 à 65% de CaCO_3 ;
- les calcaires marneux qui possèdent 65 à 95% de CaCO_3 .

Comme pour les argiles, les marnes argileuses présentent notamment l'inconvénient de se fissurer sur une certaine profondeur en cas de sécheresse. Les marnes ont souvent fait l'objet d'exploitation en carrières à ciel ouvert où en souterrain pour donner respectivement :

- de la chaux avec les marnes argileuses ;
- de la chaux hydraulique avec les marnes proprement dites ;
- du ciment avec les marnes calcaires ou calcaires marneux.

D'une façon générale, les marnes sont une assise de fondations très bonne en l'absence du gypse. En revanche, elles sont médiocres, voire dangereuses, lorsqu'elles sont très argileuses en affleurement ou lorsqu'elles se situent au-dessus d'une masse de gypse, avec risque de formation de Karsts.

Les marnes sont des roches relativement tendres, elles subissent une géodynamique très active à leur surface et leur fragilité les rend très vulnérables aux aléas de la nature.

Nous pouvons conclure que l'évolution des sols fins est due à la présence des minéraux argileux dans les sols tels que : les marnes, les argiles...etc., qui manifestent une grande sensibilité à l'air (retrait, fissuration désagrégation progressive des couches de sols) et une forte affinité à l'adsorption de l'eau (gonflement, déconsolidation, perte des caractéristiques mécaniques).

1.3 Techniques d'amélioration des sols

Lorsque les sols posent des problèmes de tassements, de portance ou de liquéfaction pour un ouvrage, les améliorations et les renforcements du sol sont en général la première option à étudier, car ils peuvent permettre de préserver le mode de fondation le plus économique et le plus simple à mettre en œuvre, à savoir les fondations superficielles.

Il existe plusieurs techniques servant de valoriser les sols présentant des mauvaises caractéristiques géotechniques. Ces différentes techniques d'amélioration permettent d'augmenter la densité du sol, de diminuer ou augmenter la perméabilité, de réduire la compressibilité, de minimiser la sensibilité à l'eau, de modifier la fraction argileuse, ou de changer le comportement du sol par traitement. Il s'agit de la stabilisation:

- par le **remplacement** du sol (remplacement du mauvais sol par le bon) ;
- mécanique (compactage de surface, compactage dynamique, vibrocompactage...etc.) ;
- **hydrodynamique** (préchargement ou précompression, accélération de la consolidation par les drains verticaux...etc.) ;
- **thermique** (congélation, cuisson...etc.) ;

- **chimique** (ajouts de produits minéraux: chaux, ciment, pouzzolane naturelle, fumé de silice, cendres volantes, laitier...etc.) ;
- par **renforcement** du sol (terre renforcé, matériaux synthétiques...etc.) ;
- par **substitution** ou inclusion souples constituées de gravier (colonnes ballastées, inclusion solide...etc.) ;
- **hydraulique** (drainage, rabattement de la nappe...etc.) ;
- **électrique** (électro-osmose, électrochimie...etc.) ;

La résistance au cisaillement des sols compressibles est augmentée pour assurer une meilleure portance. La compressibilité est réduite du fait que la consolidation des sols est accélérée dans le cas d'inclusions du gravier ou du sable et une augmentation du coefficient de sécurité à la liquéfaction.

1.3.1 Amélioration par remplacement du sol

D'après [Gaafer et al. \(2015\)](#), le remplacement du sol est l'une des méthodes les plus anciennes et les plus simples qui améliorent les conditions du sol support. Le sol support peut être amélioré par le remplacement des sols médiocres (les sols organiques et argiles molles) avec des matériaux de capacité portante élevée tels que les sables, les graviers ou de pierres concassées. Cependant, certains sols sont plus difficiles à compacter que d'autres, lorsqu'ils sont utilisés en tant qu'une couche de remplacement. Le tassement vertical diminue avec l'augmentation de l'épaisseur de la couche de remplacement. D'ailleurs, [Gabr \(2012\)](#) avait observé que l'utilisation du sol de remplacement peut réduire considérablement les tassements ainsi que les coûts de construction. Pratiquement, l'utilisation du sol de remplacement sous une fondation superficielle est facile et peut être aussi une solution moins chère par rapport à son utilisation sous une fondation profonde.

1.3.2 Compactage de surface

Le compactage est la densification des sols par application d'énergie mécanique en vue d'améliorer les propriétés géotechniques des sols ([Figs. III.1 et III.2](#)). La densité obtenue après compactage dépend de la teneur en eau du sol. En effet, la masse volumique sèche du sol augmente avec la teneur en eau jusqu'à un optimum, puis elle décroît avec l'augmentation de la teneur en eau. Donc il est important de déterminer cet optimum pour obtenir des sols suffisamment denses.



Fig. III.1 — Stabilisation par compactage de surface (Cas d'une digue de barrage en terre de Kef-Eddir construit à Tipaza en 2009, Algérie).

La technique du compactage est fonction de quatre paramètres essentiels : (l'énergie et le mode de compactage, la masse volumique du sol sec, la teneur en eau et le type du sol), elle sert à :

- augmenter la densité jusqu'à l'optimum ;
- améliorer la résistance donc la capacité portante du sol ;
- diminuer la déformabilité ainsi qu'une réduction de la perméabilité ;
- réduire ou éliminer les risques de tassement ;
- augmenter la stabilité des talus ;
- prévenir la liquéfaction des sols ;
- limiter les variations de volumes indésirables causées, plus souvent, par le phénomène retrait-gonflement.



Fig. III.2 — Compactage de surface aux références de compactages d'une chaussée routière.

La **quantification de la masse de l'eau et du sol** à utiliser dans un **ouvrage de remblai** (digue de barrage, voies routières ou ferroviaires, etc.) peut se faire par rapport aux **références de compactage** [densité sèche maximale (équation 1) et Teneur en eau optimale (équation 2)] déterminées au niveau du laboratoire par **l'essai de Proctor modifier** (PM) à savoir :

$$\gamma_{dmax} = \frac{P_s}{V} \dots \dots \dots (1)$$

$$W_{opt} = \frac{P_w}{P_s} \dots \dots \dots (2)$$

Où :

Wopt : Teneur en eau optimale (%)

γdmax : Densité sèche maximale (kN/m³)

Ps : Poids des grains solides du matériau à utiliser comme remblai (kN puis doit être converti en Kg ou en tonne)

Pw : Poids de l'eau à utiliser dans le chantier pour l'arrosage du remblai (kN puis doit être converti en mètre cube d'eau)

V : Volume du sol dont on a besoin sur le chantier (m³)

Remarque :

- Les paramètres **V**, **Wopt**, et **γ_{dmax}** sont connus, donc on pourra calculer la masse du sol (**Ps**) et la quantité de l'eau (**Pw**) qui correspondent aux références de compactage.
- La vérification des quantités du sol (**Ps**) et de l'eau (**Pw**) peut se faire par l'utilisation des équations suivantes (équations 4, 5 et 6):

$$Ph = Ps + Pw \dots \dots \dots (4)$$

$$\gamma h = \frac{Ph}{V} \dots \dots \dots (5)$$

$$\gamma_{dmax} = \frac{\gamma h}{1 + W_{opt}} \dots \dots \dots (6)$$

Où :

Ph : Poids humide du matériau à utiliser comme remblai (kN)

γ_{dmax} : Poids volumique humide du matériau à utiliser comme remblai (kN/m³)

1.3.3 Compactage dynamique

Le compactage dynamique permet de densifier les sols à grande profondeur sous l'effet d'impacts de forte énergie obtenus par la chute d'une masse sur la surface à compacter. Le principe de base consiste à transmettre des chocs de forte énergie à la surface d'un sol initialement compressible et de faible portance afin d'en améliorer en profondeur les caractéristiques mécaniques. Le pilonnage est associé à un contrôle géotechnique particulièrement intensif de manière à atteindre le plus rationnellement possible le but recherché. Cette technique est applicable dans tous les types de sols à comportement granulaire. Il s'applique particulièrement bien aux remblais hétérogènes ainsi qu'aux terrains de composition variable. Il peut s'appliquer aussi bien à des sols non saturés qu'à des sols situés sous la nappe.



Fig. III.3 — Densification d'un terrain par compactage dynamique à très haute énergie (4000 T.m) (Cas réel de l'aéroport de Nice 1978, France).

En pratique, la technique consiste à laisser tomber en chute libre, d'une hauteur de 10 à 30 mètres, une masse pesant de 10 à 35 tonnes, ou voire plus (Fig. III.3). Les impacts sont répétés selon un maillage défini en fonction du site à traiter et du futur ouvrage (Fig. III.4). Les paramètres du compactage, à savoir l'espacement entre les impacts, le nombre de coups par impact, le nombre de passes de compactage...etc., sont déterminés sur site en fonction de différents essais de contrôle (mesures de tassements, contrôles des caractéristiques mécaniques du sol par essais in situ et même de laboratoire, etc.).

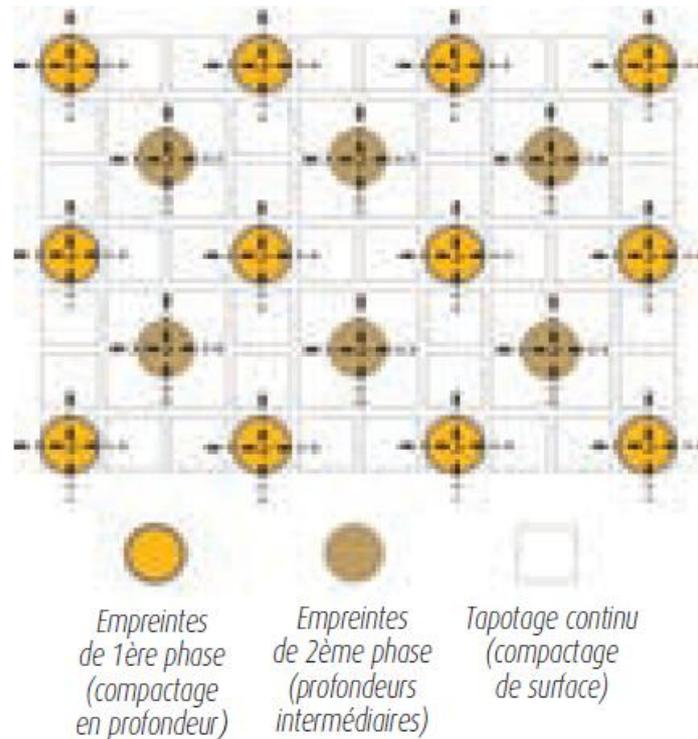


Fig. III.4 — Maillage du compactage dynamique

Lors du compactage, on distingue un effet immédiat qui est prépondérant dans la plupart des applications pratiques. Il s'agit d'une réduction immédiate de l'indice des vides du sol traduite par le tassement du terrain et d'une augmentation de la pression interstitielle durant l'impact qui peut aller jusqu'à la liquéfaction locale du sol. Celle-ci est suivie par une phase de dissipation progressive de la surpression interstitielle et par la restructuration du matériau en un état plus dense.

Cette technique présente plusieurs champs d'applications à savoir:

- traitement sous bâtiments industriels, plate-formes portuaires et aéroportuaires, remblais routiers et ferroviaires...etc. ;
- particulièrement adaptée pour le traitement des sols de composition variable ou des remblais hétérogènes inertes contenant des blocs, source de faux-refus pour les solutions de renforcement de sol (inclusions, colonnes ballastées...etc.) ;
- bien adaptée pour les ouvrages de grande surface par sa très grande vitesse d'exécution ;
- bien adaptée et couramment utilisée pour réduire, ou voire éliminer, le risque de la liquéfaction des sols.

Selon [Jean-Pierre Magnan \(2010\)](#), la profondeur efficace du traitement ([Tableau III.1](#)) dépend de l'énergie unitaire du compactage calculée par la l'équation (7) suivante :

$$Eu = W * H \dots \dots \dots (7)$$

Où :

Eu : énergie unitaire (T.m)

W : Poids de la masse (t)

H : Hauteur de chute (m)

Tableau III.1 : Profondeur efficace du traitement fonction de l'énergie unitaire du compactage (Jean-Pierre Magnan, 2010)

Energie unitaire (T.m) = Poids de la masse * Hauteur de chute	Profondeur efficace du traitement (m)
200	5/6
300	7/8
400	9/10
600	11/12

Figure III. 5 Présente la relation entre l'énergie de l'impact et la profondeur traité de certains sols types (D'après J.K. Mitchell).

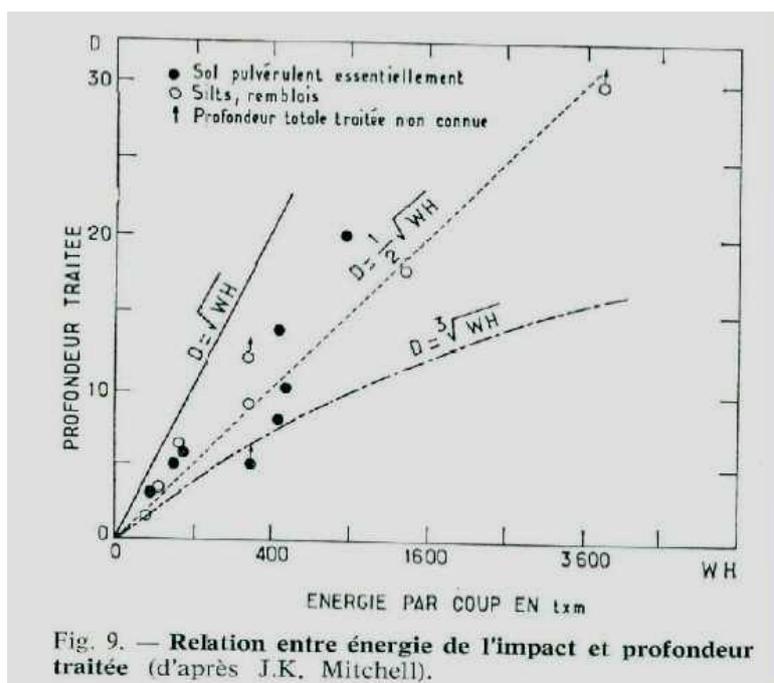


Fig. III.5 — Relation entre l'énergie de l'impact et la profondeur traité de certains sols types (D'après J.K. Mitchell)

Calcul de la profondeur traitée (D) (D'après J.K. Mitchell):

- Pour un sol pulvérulent (sable) : $D = \sqrt[3]{W * H} \dots \dots \dots (8)$
- Pour un silt (limon) ou remblai : $D = \frac{1}{2} * \sqrt{W * H} \dots \dots \dots (9)$

1.3.4 Vibrocompactage

1.3.4.1 Principe

La technique du vibrocompactage (ou compactage par résonance vibratoire ou compactage du sol in-situ sous l'effet des vibrations) consiste en la vibration de profilés spécialement développés à l'aide de vibreurs verticaux fortement puissants à fréquence variable, installés et adéquatement fixés à la tête du profilé (Fig. III.6).

- Domaine de profondeur : 3 m à 65 m
- Maille de traitement : 2,0 m à 5,5 m
- Densité relative atteinte : $D_r = 60\%$ à 80%



Fig. III.6 — Densification par vibrocompactage (Cas d'un sable lâche ayant 5m d'épaisseur d'un hall industriel construit en Belgique) (De Cock and Bottiau, 2004).

L'énergie vibratoire est transmise sur toute la longueur du profilé et provoquant le compactage du sol en place, sans qu'un matériau de remplacement soit nécessaire. Ce type de densification fonctionne de façon optimale dans des **sols sableux saturés**, les vibrations font développer alors des **pressions interstitielles**. La mobilité des particules de sable augmente et elles **se réorganisent** donc plus facilement (Fig. III.7).

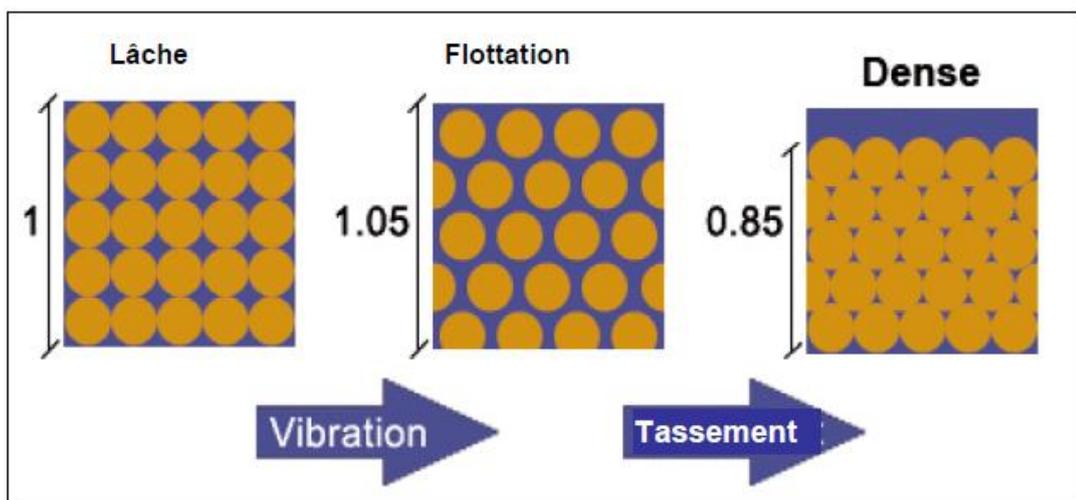


Fig. III.7 — Densification des sols par la technique du vibrocompactage.

1.3.4.2 Objectif du vibrocompactage

Le but principal de cette technique est d'améliorer la densité relative et/ou la résistance pour limiter le risque de liquéfaction des sols lors des séismes.

1.3.4.3 Contrôle qualité durant et après traitement

Il est important, **pendant** le vibrocompactage, d'effectuer les mesures suivantes :

- Enregistrements « profondeur/intensité » ;
- Consommation de sable et/ou gravier par point de traitement ;
- Temps de traitement par point.

Après : des essais de pénétration statiques ou CPT, mesure des tassements doivent être effectués.

1.3.4.4 Inconvénients

Dans les **sols non saturés**, ces pressions interstitielles ne se développent pas et la cohésion capillaire rend par ailleurs la réorganisation des particules encore plus difficile (De Cock and Bottiau, 2004). Il est important de signaler que les nuisances vibratoires liées à l'utilisation des compacteurs vibrants doivent être prises en considération par les concepteurs d'infrastructures. En effet, les dégâts occasionnés par exemple sur les structures environnantes constituent actuellement la principale source de contentieux en travaux publics. En effet, on peut assister à une interruption des travaux et des surcoûts importants si une fois les contraintes vibratoires ne sont pas prises en compte au préalable.

1.3.5 Préchargement ou Précompression

La technique de précompression ou de préchargement est tout simplement de placer une surcharge en supplément au dessus du sol qui nécessite un grand tassement de consolidation qui doit avoir lieu avant que la construction soit réalisée (Fig. III.8).

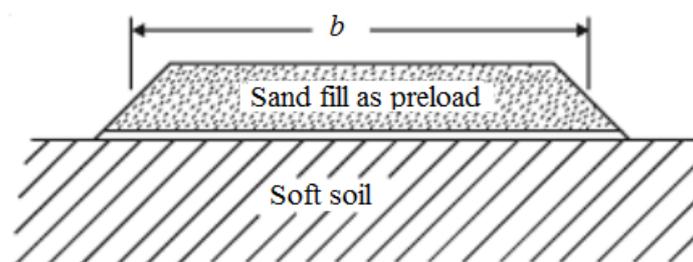


Fig. III.8 — Amélioration d'un sol mou par la technique de préchargement (Varghese, 2005).

Une fois la consolidation suffisante a eu lieu, la surcharge peut être retirée et le processus de construction peut être entamé. D'une manière générale, cette technique est plus efficace et adéquate dans le sol argileux. Comme les sols argileux ont une faible perméabilité, la consolidation souhaitée prend très longtemps à se produire, même avec une surcharge en supplément très élevée. Par conséquent, avec les calendriers de construction serrés, le préchargement peut ne pas être une solution réalisable. A ce moment là, des drains de sable verticaux peuvent être utilisés pour accélérer le processus de consolidation en diminuant la longueur des chemins de drainage. L'installation des

drains de sable verticaux offre une meilleure solution pour accélérer le processus de consolidation pour acquérir une suffisante résistance au cisaillement (Radhakrishnan et al. 2010).

1.3.6 Accélération de la consolidation par les drains verticaux

Les drains verticaux est une technique où les drains sont installés sous une charge en supplément pour accélérer le drainage des sols relativement imperméables et d'accélérer ainsi la consolidation. Ces drains fournissent un chemin plus court pour l'eau de circuler à travers le sol. Ainsi, le temps de drainage des couches d'argile peut être réduit de plusieurs années à quelques mois. Les types courants de drains verticaux sont des drains de sable et des drains verticaux préfabriqués (Gaafer et al. 2015).

Les drains de sable (Fig. III.9) sont construits en perçant des trous à travers la couche d'argile à l'aide d'un forage rotatif ou de tarière continue dans le sol. Les trous sont ensuite remplis de sable. Quand un supplément de surcharge est appliqué à la surface du sol, la pression de l'eau interstitielle dans l'argile va augmenter, et elle sera dissipée par le drainage dans les deux directions verticales et horizontales. Le tassement est alors accéléré.

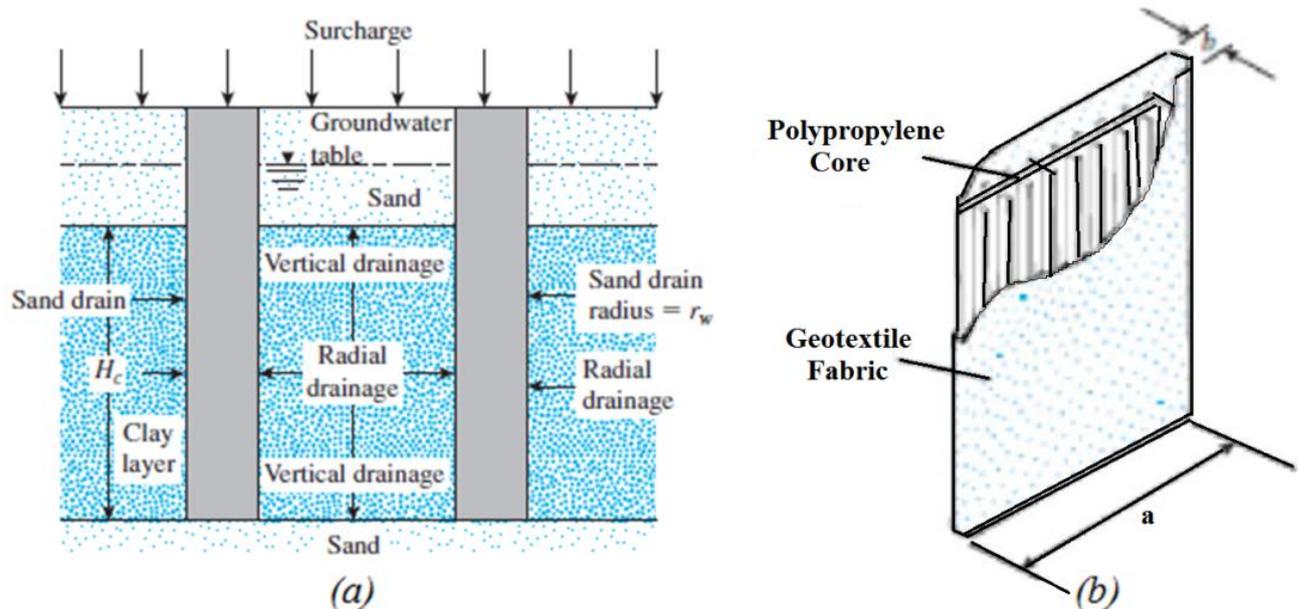


Fig. III.9 — Amélioration des mous par la technique de l'Accélération de la consolidation par les drains verticaux, (a): drains de sable verticaux, (b): drains verticaux préfabriqués (Das, 1983).

Cependant, les drains verticaux préfabriqués sont également appelés drains verticaux constitués de matières synthétiques canalisés avec un noyau enveloppé dans un tissu de géotextile comme le montre la (Fig. 1.11b). Ils sont flexibles, durables, peu coûteux et ne nécessitent pas de forage. Les drains verticaux préfabriqués sont les mieux adaptés pour les argiles, les limons, les couches argileuses organiques et le sable limoneux. Ils sont placés dans une plaque d'ancrage en acier puis les pousser dans le sol à la profondeur voulue. Ensuite, les drains verticaux préfabriqués seront coupés légèrement au-dessus du sol après drainage (Taube, 2008).

Le drain vertical vise à diminuer le temps requis pour la consolidation des sols mous en accélérant, à l'aide d'une surcharge, l'expulsion de l'eau qu'ils contiennent. Il est constitué d'une plaquette ondulée ou surmontée de "chevilles" en polymère flexible. Cette plaquette, mesurant 100 mm de largeur sur 6 mm d'épaisseur, est enrobée d'une membrane géotextile synthétique, choisie en

fonction des propriétés de filtration recherchées et de sa capacité à résister à l'abrasion lors de son installation. Le drain est inséré dans le sol à l'aide d'un mandrin creux fixé à une flèche verticale rattachée à une rétro-caveuse ou à une grue sur chenilles. Une force statique est utilisée pour enfoncer le mandrin et ancrer le drain à la profondeur désirée. En présence de couches de matériaux raides, un vibreur est ajouté au mandrin, ou des avant-trous sont pratiqués pour passer à travers des couches très raides. Après leur installation, un coussin de sable filtrant et une surcharge placée au-dessus de la surface de travail pour provoquer l'acheminement de l'eau interstitielle vers les drains qui, à leur tour, l'amèneront vers la surface, accélérant dès lors la consolidation des sols mous.

1.3.7 Inclusion rigide

Le procédé de renforcement de sol par inclusions rigides associe un réseau d'inclusions rigides verticales non armées et un matelas intercalaire situé entre les têtes d'inclusions et l'ouvrage. Contrairement aux pieux, ce procédé se caractérise par l'absence de liaison structurelle entre les ouvrages et les inclusions (Fig. III.10).

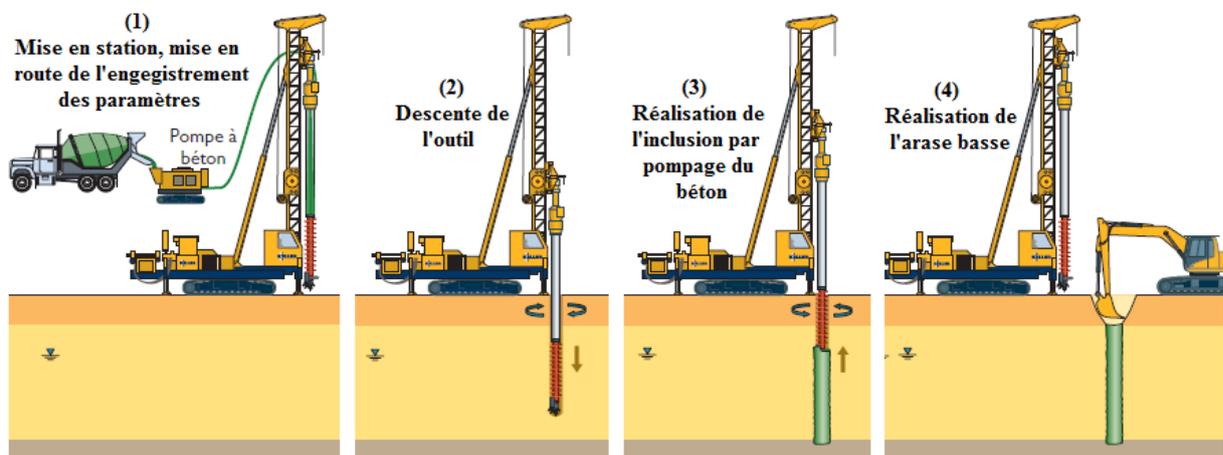


Fig. III.10 — Principe de renforcement des sols compressibles par inclusion rigide.

D'ailleurs, le renforcement des sols compressibles par inclusions rigides permet de réaliser la fondation d'ouvrages de grandes longueurs (remblais routiers, ferroviaires...etc.) ou de grandes dimensions (bâtiments industriels, réservoir de stockage...etc.) sur des sols à caractéristiques médiocres. Ce procédé, en superposant un matelas granulaire à un réseau d'inclusions rigides verticales. Cette technologie, par la mise en œuvre d'un matelas granulaire associé ou non à un rigides permet de reporter vers le réseau de pieux un maximum de charge.

1.3.8 Amélioration des sols par injection (Jet grouting)

Une injection classique est une injection qui agit à priori sans déplacement des terrains ; sa mise en œuvre n'est en tout cas pas destinée à resserrer ceux-ci. C'est donc une technique de comblement et d'imprégnation, destinée à remplir des vides naturels, qui sont, soit des fissures (terrains cohérents, rocher), soit les vides des terrains granulaires. Le remplissage se fait avec un coulis sans déformation intentionnelle du sol (Fig. III.11).

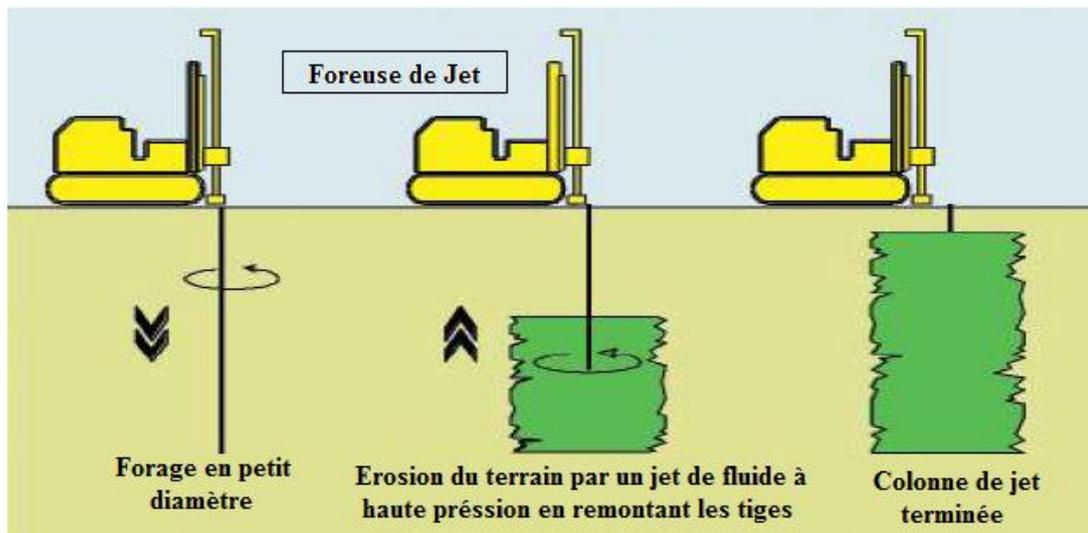


Fig. III.11 — Principe de réalisation d'une colonne de jet grouting.

Le traitement par jet grouting conduit à réaliser des éléments rigides d'un mélange de sol ciment, dont la mise en œuvre fait appel à trois phénomènes distincts intervenant indépendamment ou en combinaison:

- une déstructuration des terrains en place sous un jet à très grande vitesse ;
- une extraction d'une partie des éléments constitutifs du sol en place, addition de coulis ;
- une incorporation de matériaux d'apport sous la forme d'un jet de coulis de composition adaptée à la résistance recherchée.

Le sol hors colonne ne subit pas ou peu d'amélioration. Cette méthode d'injection se distingue donc fondamentalement des injections classiques. Le jet grouting permet de remplir des fonctions d'étanchéité.

1.3.9 Colonnes ballastées

Le procédé des colonnes ballastées est une technique d'amélioration de sol permettant de créer des colonnes de granulats expansées afin d'augmenter la portance d'un sol et d'en réduire sa compressibilité. Cette technique est particulièrement performante dont il est possible de mettre en œuvre des semelles superficielles avec une contrainte de sol de l'ordre de 0,2 à 0,3 MPa. C'est une alternative aux fondations profondes de type pieux et dalle portée, ou aux fondations semi-profondes de type puits. En effet, construire un ouvrage sur des colonnes ballastées permet de le fonder comme sur du « bon sol » et donc de respecter les règles usuelles de fondations superficielles. Les colonnes ballastées sont des colonnes constituées de matériaux granulaires, sans cohésion, mis en place par refoulement dans le sol et compactés par passes successives (Fig. III.9). Ces colonnes ne comportent en particulier aucun liant sur leur hauteur. Elles peuvent être réalisées en maillages réguliers ou variables, en lignes, en groupes ou même de manière isolée. Leur dimensionnement tient compte du **type d'ouvrage**, de la **nature des charges**, des **tassements absolus et différentiels** ainsi que de la **nature du sol à traiter**.

Cette technique est utilisée dans les sols cohérents tels que les limons et les argiles. L'introduction latérale du ballast à la base du vibreur est réalisée soit gravitairement soit à l'aide d'une pompe à graviers. Ce remplissage est effectué par couches successives tout en maintenant la vibration afin de compacter le ballast et de continuer à refouler le sol. Dans certains cas particuliers, il est possible de

procéder à un remplissage complémentaire de coulis bentonite-ciment simultanément à la mise en place du ballast à l'aide d'un tube latéral. L'ensemble de ces opérations est réalisé par passes remontantes sur la totalité de la hauteur de terrain à consolider.

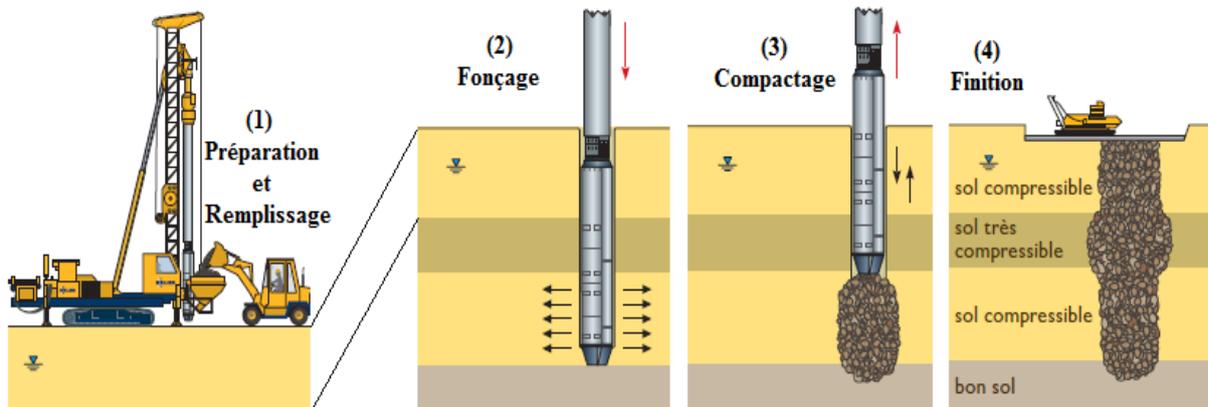


Fig. III.9 — Principe de renforcement des sols par colonnes ballastées.

1.3.9.1 But de réalisation de colonnes ballastées

Le but de toute réalisation de colonnes ballastées est de conférer au sol de nouvelles caractéristiques, générales et/ou locales sous l'ouvrage à construire, afin que les différents éléments d'infrastructure de celui-ci (semelles isolées ou filantes, radiers, dallages, ouvrages en terre,...) aient un comportement prévisible, justifiable et compatible avec les règlements et tolérances s'appliquant à la structure de l'ouvrage et à son exploitation.

L'amélioration de sol par colonnes ballastées consiste à mettre en œuvre un «maillage» de colonnes constituées de matériaux graveleux, amenant une densification des couches compressibles et les rendant aptes à reprendre des charges issues de fondations. Le traitement d'un sol par colonnes ballastées conjugue les actions suivantes:

- augmenter la capacité portante du sol ;
- diminuer les tassements totaux et différentiels ;
- diminuer le temps de consolidation par création d'éléments drainant ;
- diminuer les risques induits par les phénomènes de liquéfaction lors des séismes.

1.3.9.2 Domaine d'application

Les utilisations les plus fréquentes des traitements par colonnes ballastées concernent des ouvrages où existent des dallages et radiers recevant des charges surfaciques et susceptibles d'accepter 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 sous l'exploitation 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 de bâtiments.

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

Il est également possible d'utiliser les colonnes en zone sismique où elles peuvent contribuer à la diminution du potentiel de liquéfaction des sols, et à l'augmentation de résistance au cisaillement.

1.3.9.3 Limites d'utilisation

La **contrainte latérale** fournie par le sol encaissant est un facteur déterminant dans l'exécution et le **comportement de la colonne** vis-à-vis de la **rupture**.

- les colonnes ballastées ne doivent pas être utilisées dans des terrains présentant des risques de perte dans le temps des caractéristiques volumétriques et/ou mécaniques, notamment les décharges d'ordures ménagères, les tourbes et, de manière générale, les sols présentant une perte au feu supérieure à 5%, au sens de la norme XP 94-047 ;
- à moins de dispositions spécifiques particulières, telles que préchargement, consolidation, étude spécifique de compatibilité, le traitement par colonnes ballastées dans des sols fortement compressibles (vases et argiles molles) d'épaisseur supérieure à 0,50 m et présentant des caractéristiques faibles ($C_u < 20$ kPa ou $q_c < 300$ kPa) n'est pas envisageable ;
- dans tous les cas, il sera nécessaire d'effectuer les vérifications de dimensionnement indispensables en termes de rupture de la colonne et de déformation, telles qu'elles sont présentées au chapitre 5 de ce document, et de prendre en compte les contraintes particulières du site.

1.3.9.4 Matériaux d'apport

Les matériaux d'apport doivent être de qualité et de granulométries contrôlées et les plus homogènes possibles.

Le choix se portera sur des graves naturelles, roulées ou concassées.

Les caractéristiques minimales des matériaux d'apport sont les suivantes :

- $LA < 35$ (*LA : essai Los Angeles, norme NF EN 1097-2*)
- $MDE < 30$ (*MDE : essai Micro Deval, norme NF EN 1097-1*)
- $LA + MDE < 60$

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 : les passants inférieur à 80 μ m est inférieur à 5%.

1.3.9.5 Diamètre des colonnes ballastées

Le diamètre des colonnes ballastées dépend :

- de l'outil utilisé et de l'adéquation de ce choix au terrain rencontré ;
- des terrains traversés et de leurs caractéristiques ;
- de l'énergie totale dépensée (puissance mise en œuvre, poussée verticale éventuelle et temps passé).

Le diamètre de la colonne peut varier sur sa hauteur, en fonction des différences de résistance des couches traitées.

Les diamètres usuels par voie sèche sont compris entre 50 et 80 cm.

Toutes choses égales par ailleurs, le diamètre de la colonne est plus important par voie humide que par voie sèche, du fait de l'extraction de sol produite par le lançage à l'eau.

1.3.9.6 Exécution du matelas de répartition

L'épaisseur minimale d'un matelas de répartition (**Fig. III.10**) en matériaux granulaires est de 40 cm.

Dans le cas des dallages, la partie supérieure du matelas de répartition a au moins les caractéristiques d'une couche de forme, au sens du D.T.U. 13.3 et du Guide GTR92.

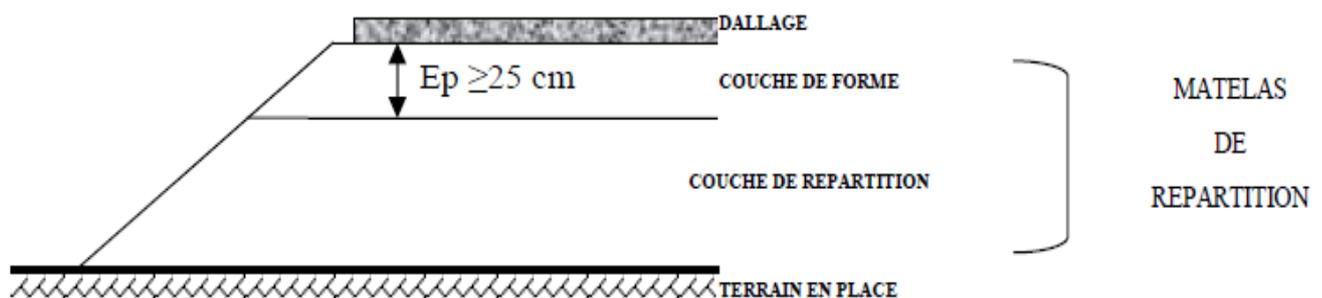


Fig. III.10 — Matelas de répartition.

Dans le cadre de ce document, on retiendra en particulier pour la couche de forme que :

- les matériaux de classe F (norme NF P 11-300) ne sont pas admis ;
- l'épaisseur minimale est de 25 cm ;
- le module d'élasticité E_{V2} est supérieur à 50 MPa.

Il appartient au concepteur de l'amélioration de sol de définir l'épaisseur et les caractéristiques minimales de ce matelas par rapport au sol traité.

Il est rappelé à ce propos que les critères intervenant pour le calcul d'un matelas de répartition sont d'une part sa résistance au poinçonnement (si nécessaire), d'autre part l'épaisseur et le module d'élasticité.

Le concepteur du dallage devra vérifier que l'épaisseur et les caractéristiques du matelas sont suffisantes vis-à-vis des impératifs résultant des sollicitations du dallage, notamment le poinçonnement, et qu'elles restent supérieures aux minima requis par les textes normatifs relatifs aux dallages (**NF P 11-213 réf. DTU 13.3 dallages**).

Le matelas de répartition peut être mis en place totalement ou partiellement avant exécution des colonnes ballastées : il sert alors de plateforme de travail.

Cependant, le compactage final, le retraitement et éventuellement le complément en épaisseur pour constituer la couche de forme doivent être réalisés après les colonnes ballastées, afin d'assurer un nivellement et des caractéristiques conformes aux éléments du projet.

1.3.9.7 Disposition des colonnes ballastées

Dans le cas d'ouvrages à charges réparties uniformes, les colonnes sont disposées selon un maillage régulier, généralement carré ou triangulaire.

Le maillage dépend des caractéristiques géotechniques et des charges appliquées.

Dans certaines circonstances de caractéristiques géotechniques et/ou de chargement, une partie des ouvrages peut ne pas reposer sur un terrain traité dans la mesure où les tassements absolus et différentiels entre zones traitées ou chargées différemment restent compatibles avec la structure et son exploitation.

Le dimensionnement des semelles est fonction à la fois de la contrainte admissible et du tassement admissible après traitement de sol.

Pour qu'un sol puisse être considéré comme traité par des colonnes ballastées, et quelle que soit l'action recherchée, **la maille de référence la plus grande doit être de 9 m²** d'une part, et, le taux de substitution doit être **supérieur à 3% d'autre part**.

Pour une **semelle filante** comportant une seule rangée de colonnes et dépourvue de matelas de répartition, **l'entraxe maximal** sans justification spécifique est de **2,5 m**.

La **maille de référence minimale** est de **2,25 m²**.

Pour les semelles filantes et les groupes de 2 à 5 colonnes, l'espacement entre axes de colonnes n'est pas inférieur à 1,5 ϕ_{CB} et 1,2 ϕ_{CB} m.

1.3.9.8 Dimensionnement

Le dimensionnement des colonnes ballastées est indissociable des caractéristiques du sol à traiter et du procédé de mise en œuvre.

Les justifications à apporter dans la note de calculs se rapporteront dans le cas général aux deux critères suivants :

- charge admissible globale sur le sol amélioré après traitement et justification des différents types de fondations vis-à-vis de la rupture ;
- tassement absolu des divers éléments de structure au sein d'un même ouvrage, justification des tassements différentiels au sein de la structure ou entre structure et dallage, en fonction des tolérances admissibles propres à chaque ouvrage et des règlements en vigueur.

Lorsque d'autres actions sont recherchées, la justification de ces effets doit être alors produite :

- dans le cas de la liquéfaction des sols, il convient de démontrer que les colonnes ont réduit ce risque ;
- si l'effet drainant est recherché pour accélérer la consolidation, un calcul du temps de consolidation est établi ;
- dans le cas de la stabilisation de talus, le calcul porte sur la sécurité obtenue vis-à-vis des glissements circulaires.

Les valeurs usuelles des paramètres autres que géométriques, et entrant dans les calculs, sont les suivantes (**Tableau III.2**) (**Remarque : Des valeurs différentes, supérieures ou inférieures, sont possibles mais devront être justifiées par des essais appropriés.**):

Tableau III.2 : Caractéristiques usuelles des colonnes.

Module d'Young : moyenne sur le volume de la colonne		$E_{col} = 60 \text{ MPa}$
Angle interne intergranulaire	Matériau roulé	$\varphi'_c = 38^\circ$
	Matériau concassé	$\varphi'_c = 40^\circ$
Coefficient de Poisson		$\nu_{col} = 1/3$
Poids volumique du matériau en place, saturé		$\gamma_{col} = 21 \text{ kN/m}^3$

1.3.9.8.1 Méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées

Parmi les méthodes de calcul, on citera celles de :

- Thorburn (1975) ;
- Greenwood (1970) ;
- Priebé (1976) ;
- Balaam et Booker (1985).

1.3.9.8.2 Contraintes maximales admissibles dans les colonnes

Le calcul de la contrainte maximale admissible consiste d'abord à déterminer la **contrainte verticale de rupture** « q_r » d'une colonne isolée à partir des caractéristiques des colonnes et du sol après traitement et ce selon les schémas de rupture possibles suivants (**Figure III.11**; **Soyez, 1985**) :

- **rupture par expansion latérale** (critère souvent dimensionnant) (**Figure III.11a**) ;
- **rupture par cisaillement généralisé** (rupture rare, cas des colonnes courtes) (**Figure III.11b**) ;
- **rupture par poinçonnement** (colonnes flottantes) (**Figure III.11c**).

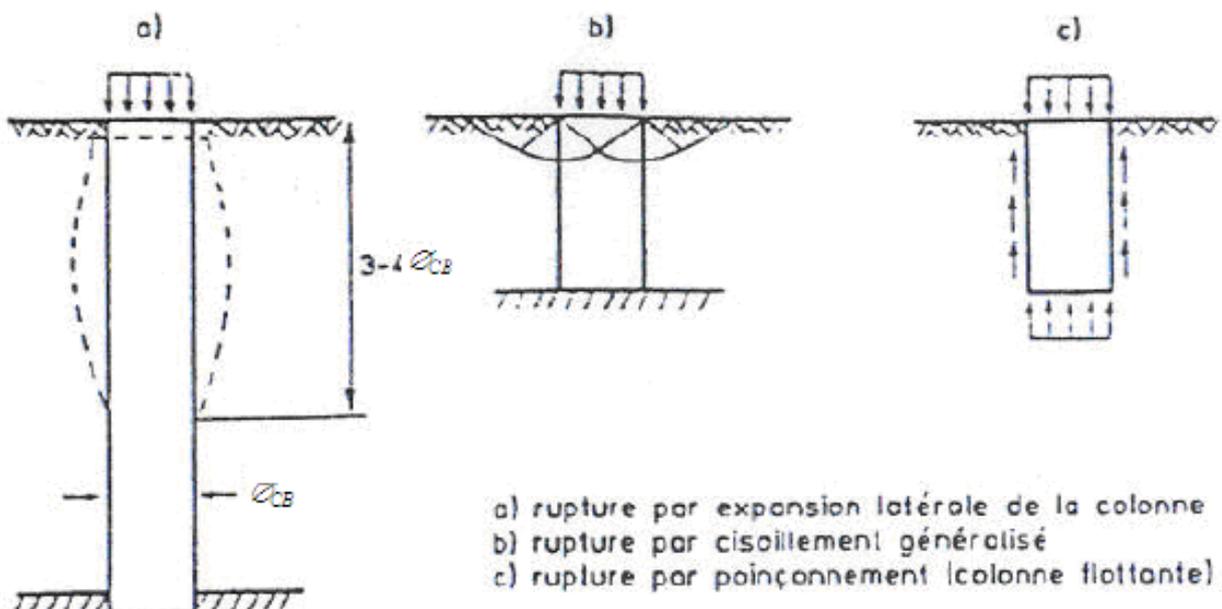


Fig. III.11 — Type de rupture.

a) Rupture par expansion latérale

Selon la méthode de **Greenwood (1970)** et, par analogie aux conditions triaxiales, la contrainte de rupture effective « q_{re} » par expansion latérale est donnée en fonction de la profondeur et de la contrainte radiale « σ_r » par :

$$q_{re} = \sigma_r \cdot \tan^2(\pi/4 + \varphi'_c / 2) \dots\dots\dots (10)$$

La valeur de l'étreinte radiale résulte du contexte géotechnique ; cette valeur est estimée à partir d'essais de laboratoire (essais triaxiaux) ou d'essais in situ (pressiomètre, pénétromètre statique, scissomètre) lors de l'étude d'un projet géotechnique.

✓ **Exemple 01** : dans le cas du pressiomètre, la contrainte radiale « σ_r » est estimée de la façon suivante par couche de sol :

$$\sigma_r = P_{le}^* \dots\dots\dots (P_{le}^* \text{ est la pression limite nette équivalente})$$

Si en outre on a « $\varphi'_c = 38^\circ$ », l'équation (10) devient :

$$q_{re} = 4 \cdot P_{le}^* \dots\dots\dots (11)$$

Où « P_{le}^* » est la **pression limite nette équivalente**

✓ **Exemple 02** : dans le cas du pénétromètre statique, la contrainte radiale « σ_r » est estimée de la façon suivante par couche de sol :

$$\sigma_r = q_{ce} / 3 \dots\dots\dots (12)$$

Si en outre on a « $\varphi'_c = 38^\circ$ », l'équation (10) devient :

$$q_{re} = 4/3 \cdot q_{ce} \dots\dots\dots (13)$$

Où « q_{ce} » est la **résistance de pointe équivalente** calculée sur la hauteur de colonne dans chaque couche selon la formule suivante :

$$q_{ce} = \min (q_{ce}, \text{ suivant la hauteur } [z]) \dots\dots\dots(14)$$

Avec « $q_{ce}[z]$ » calculée suivant la formule ci-dessous :

$$q_{ce}[z] = \int_{z-D}^{z+D} q_c(z) dz \quad \text{où } D = \phi_{CB} \dots\dots\dots(15)$$

b) Rupture par cisaillement généralisé

La rupture par cisaillement généralisé peut être étudiée lorsque les caractéristiques de la colonne sont relativement proches de celles du sol. Ce cas est peu fréquent, et le calcul correspondant n'est pas présenté ici (**Soyez, 1985**).

c) Rupture par cisaillement poinçonnement

La contrainte verticale régnant au sein de la colonne est maximale en tête de la colonne et décroît en fonction de la profondeur (**Soyez, 1985**).

- Dans un **milieu homogène (une seule couche)** caractérisé par la **cohésion non drainée** « C_u », la **contrainte verticale de rupture vis-à-vis du poinçonnement** de la base de la colonne est égale à **9.C_u**. On définit alors une **contrainte maximale en tête** « q_{rp} » selon la formule suivante :

$$q_{rp} = 9 \cdot C_u + L_c \cdot (2 \cdot C_u / R_c - \gamma_c) \dots\dots\dots(16)$$

Où :

γ_c : poids volumique de la colonne ;

L_c : longueur de la colonne ;

R_c : rayon moyen de la colonne.

Remarque : En pratique, on élimine le risque de poinçonnement en donnant à la colonne une longueur supérieure à la valeur minimale qui équilibre la résistance du sol :

✓ **Sous sollicitations ELU (état limite ultime ou de rupture):**

$$L_c \geq R_c \cdot [(\gamma_{ELU} \cdot \sigma_{OELU} / C_u) - 9]/2 \dots\dots\dots (17)$$

✓ **Sous sollicitations ELS (état limite de service):**

$$L_c \geq R_c \cdot [(\gamma_{ELS} \cdot \sigma_{OELS} / C_u) - 9]/2 \dots\dots\dots (18)$$

Où:

σ_0 est la contrainte en tête de colonne ;

Avec :

$$\gamma_{ELU} = 1,5$$

$$\gamma_{ELS} = 2$$

- Dans le cas d'un **milieu hétérogène (multicouche)**, la **formule (16)** devient :

$$q_{rp} = 9 \cdot C_{up} + L_c (2 \cdot C_{um} / R_c - \gamma_c) \dots\dots\dots (19)$$

Où :

C_{up} est la cohésion du sol à la base de la colonne ;

C_{um} est la cohésion moyenne du sol sur la hauteur de la colonne.

Remarque : Les valeurs de cohésion (C_u , C_{up} et C_{um}) résultent du contexte géotechnique ; elles sont estimées à partir d'essais de laboratoire (essais triaxiaux) ou d'essais in situ (pressiomètre, pénétromètre statique, scissomètre, ...) lors de l'étude de projet géotechnique.

Dans le cas du pressiomètre, on pourra retenir par exemple :

✓ **Si : $P_1^* < 0,3 \text{ MPa}$**

$$C_u = P_1^*/5,5 \text{ (en MPa)} \dots\dots\dots (20)$$

✓ **Si $P_1^* \geq 0,3 \text{ MPa}$**

$$C_u = P_1^*/10 + 0,025 \text{ (en MPa)} \dots\dots\dots (21)$$

Dans le cas du pénétromètre statique, on pourra retenir par exemple :

$$C_u = (q_c - p_0) / 15 \dots\dots\dots (22)$$

Où « $p_0 = \sigma_{vt} = \sigma_v' + \mu$ » est la **contrainte verticale totale** au niveau considéré; σ_v' est la **contrainte verticale effective** au niveau considéré; μ est la **pression interstitielle** au niveau considéré et q_c est la **résistance à la pointe**.

Remarque : Sous semelle, les colonnes sont toujours non flottantes au sens du critère ci-après.

On considère qu'une colonne n'est pas flottante quand elle s'arrête dans un horizon caractérisé par C_{up} supérieure ou égale à 150 kPa (soit environ $P_1^* \geq 0,8$ MPa ou $q_c \geq 2,5$ MPa) ou tel que $9.C_{up} > q_r$.

Remarque : Dans tous les cas, il est nécessaire de calculer et de prendre en compte le tassement sous les colonnes.

1.3.9.8.3 Contraintes dans les colonnes

a) Contrainte de rupture

La **contrainte verticale de rupture** « q_r » dans la colonne est égale à :

$$q_r = \min (q_{re} ; q_{rp} ; 1.6 \text{ MPa}) \dots\dots\dots(23)$$

b) Contrainte verticale admissible à l'ELS « q_{aELS} »

A l'ELS, la **contrainte verticale admissible** « q_{aELS} » dans la colonne est obtenue par application d'un coefficient de sécurité de « $F_s = 2$ » sur la contrainte verticale de rupture q_r :

$$q_{aELS} = q_r / 2 = \min (q_{re}/2 ; q_{rp}/2 ; 0.8 \text{ MPa}) \dots\dots\dots (24)$$

c) Contrainte verticale maximale à l'ELU « q_{aELU} »

A l'ELU, la **contrainte verticale maximale (ultime)** « q_{aELU} » dans la colonne est obtenue par application d'un coefficient de sécurité de « $F_s = 1,5$ » sur la contrainte verticale de rupture q_r :

$$q_{aELU} = q_r / 1,5 = \min (q_{re}/1,5 ; q_{rp}/1,5 ; 1,06 \text{ MPa}) \dots\dots (25)$$

Remarque :

Les deux équations (24) et (25) [$q_r = 2.q_{aELS} = 1.5.q_{aELU}$] permettent d'affecter un coefficient sécurité de « $F_s = 1,33$ » à la contrainte admissible à l'ELS :

$$q_{aELU} = 1,33.q_{aELS} \dots\dots\dots(26)$$

1.3.9.8.4 Evaluation aux ELS des contraintes et des tassements

Remarque :

les deux méthodes ci-après ((a) : **Méthode d'homogénéisation pour les dallages et radiers soumis à un chargement uniforme infini** et (b) : **Méthode pour le cas des colonnes sous semelle à charge verticale et centrée**) ne sont a priori valides que si :

- ✓ la surcharge apportée au sol entre les colonnes (calculée par les dites méthodes) reste inférieure à la contrainte admissible pour le sol non traité ;
- ✓ les colonnes sont arrêtées sur une couche plus compacte. En effet, on considère qu'une couche est plus compacte quand elle est caractérisée par C_{up} supérieure ou égale à 150 kPa (soit environ $P_1^* \geq 0,8$ MPa ou $q_c \geq 2,5$ MPa) ou telle que $9.C_{up} > q_r$.

a) Méthode d'homogénéisation pour les dallages et radiers soumis à un chargement uniforme infini

Après réalisation des colonnes, le **tassement** de chaque couche « i » au centre de l'ouvrage s'écrit :

$$w_i = \frac{h_i \cdot \sigma_t}{a_i \cdot E_{col} + \{(1 - a_i) \cdot E_{si} \cdot (1 - \nu_{si}) / (1 - \nu_{si} - 2\nu_{si}^2)\}} \dots\dots\dots(27)$$

Et la valeur de la **contrainte dans la colonne** au niveau de la couche i (σ_{ci}) peut être donnée par :

$$\sigma_{ci} = \frac{E_{col} \cdot \sigma_t}{a_i \cdot E_{col} + \{(1 - a_i) \cdot E_{si} \cdot (1 - \nu_{si}) / (1 - \nu_{si} - 2\nu_{si}^2)\}} \dots\dots\dots(28)$$

où :

a_i : pourcentage d'incorporation (rapport des sections), dans la couche i considérée ;

E_{col} : module d'Young de la colonne ;

E_{si} : module d'Young de la couche i considérée ;

ν_{si} : coefficient de Poisson de la couche i considérée ;

σ_t : contrainte verticale moyenne apportée par l'ouvrage ;

h_i : épaisseur de la couche i.

Remarque : Dans le cas où on dispose d'essais œdométriques en laboratoire (module œdométriques du sol i : E_{soli}), les formules précédentes deviennent :

$$w_i = \frac{h_i \cdot \sigma_t}{a_i \cdot E_{col} + \{(1 - a_i) \cdot E_{soli}\}} \dots\dots\dots(29)$$

et la contrainte dans la colonne au niveau de la couche i (σ_{ci}) peut être donnée par :

$$\sigma_{ci} = \frac{E_{col} \cdot \sigma_t}{a_i \cdot E_{col} + \{(1 - a_i) \cdot E_{soli}\}} \dots\dots\dots(30)$$

Remarque : Dans le cas où on dispose d'essais pressiométriques (module EM, coefficient α), conformément aux recommandations de la Société Internationale de Mécanique des Sols et de Géotechnique, on assimile le rapport EM / α au module oedométrique. Dans l'hypothèse classique d'une valeur du coefficient de Poisson de 1/3, le module d'Young du sol E_s est alors égal aux 2/3 du module oedométrique. Les formules précédentes deviennent :

$$w_i = \frac{h_i \cdot \sigma_t}{a_i \cdot E_{col} + \{(1 - a_i) \cdot E_{Mi} / \alpha_i\}} \dots\dots\dots(31)$$

et la contrainte dans la colonne au niveau de la couche i (σ_{ci}) peut être donnée par :

$$\sigma_{ci} = \frac{E_{col} \cdot \sigma_t}{a_i \cdot E_{col} + \{(1 - a_i) \cdot E_{Mi} / \alpha_i\}} \dots\dots\dots(32)$$

Remarque : Dans le cas où on dispose d'essais au pénétromètre statique (à pointe électrique), on peut faire les corrélations suivantes pour les sols les plus courants et normalement consolidés :

$E_{sol} = \alpha_c \cdot q_c$ avec α_c valeurs habituelles proposées dans le tableau ci-après :
avec E_{sol} module oedométrique du sol.

Tableau III.3 – Valeur de α_c

Type de sol	Argile	Limon	Sable
α_c	4 à 6	4 à 5	2 à 3

Les formules précédentes deviennent :

$$w_i = \frac{h_i \cdot \sigma_t}{a_i \cdot E_{col} + \{(1 - a_i) \cdot \alpha_c \cdot q_{ci}\}} \dots\dots\dots(33)$$

et la contrainte dans la colonne au niveau de la couche i (σ_{ci}) peut être donnée par :

$$\sigma_{ci} = \frac{E_{col} \cdot \sigma_t}{a_i \cdot E_{col} + \{(1 - a_i) \cdot \alpha_c \cdot q_{ci}\}} \dots\dots\dots(34)$$

Remarque : Les corrélations pressiométriques et pénétrométriques peuvent être d'application délicate dans certains types de sol (argiles molles saturées, sols non saturés,...); on aura recours de préférence à des modules oedométriques mesurés en laboratoire.

Il convient alors de déterminer que ces contraintes restent inférieures aux maxima admissibles tels que définis précédemment:

$$\sigma_{ci} < q_{ai}$$

et que le tassement total ($\sum w_i$, augmenté le cas échéant du tassement des couches situées sous la base des colonnes) reste inférieur aux valeurs fixées par les conditions d'exploitation.

Remarque :

- Si les charges varient par zones et/ou si la stratigraphie n'est pas homogène, il faut vérifier aussi que les tassements différentiels sont acceptables.
- Dans le cas où les colonnes ne sont pas arrêtées dans une couche plus compacte, une justification particulière sera proposée.