

Traitement des sols

Université Khemis-Miliana
Dr. Hamid GADOURI



Légende





-  Entrée du glossaire
-  Abréviation
-  Référence Bibliographique
-  Référence générale

Table des matières



Objectifs	5
I - Information sur le cours	6
II - Avant propos	7
III - Objectifs intermédiaires du chapitre III	9
IV - Chapitre III : Amélioration des caractéristiques des sols	10
1. Exercice : Pré-test - MDS et pathologie des sols	11
1.1. Exercice : Question n°01	11
1.2. Exercice : Question n°02	11
1.3. Exercice : Question n°03	11
2. Introduction	12
3. Amélioration par remplacement du sol	12
4. Compactage de surface	13
4.1. Principe	13
4.2. Objectif	13
4.3. Domaines d'application	15
5. Compactage dynamique	15
5.1. Principe	15
5.2. Objectif	16
5.3. Domaines d'application	16
5.4. Calcul de la profondeur efficace du traitement	17
6. Vibro-compactage	18
6.1. Principe	18
6.2. Objectif	19
6.3. Domaines d'application	19
6.4. Inconvénients	19
7. Colonnes ballastées	20
7.1. Principe	20
7.2. Objectif	21
7.3. Étapes et procédé d'exécution	21
7.4. Domaines d'application	21
7.5. Limites d'utilisation	22
7.6. Matériaux d'apport	22
7.7. Colonnes ballastées et matelas de répartition	23
7.8. Disposition des colonnes ballastées	24
7.9. Méthodes de dimensionnement	24
7.10. Ruptures et contraintes dans les colonnes	25

7.11. Cas réels de colonnes ballastées	29
8. Consolidation par préchargement	29
8.1. Principe	29
8.2. Accélération de la consolidation	30
8.3. Technologie de mis en place des drains verticaux	30
8.4. Objectif principal des drains verticaux	31
9. Inclusions rigides	31
9.1. Principe	31
9.2. Étapes et procédé d'exécution	32
9.3. Objectif	32
9.4. Domaines d'application	32
9.5. Cas réels d'inclusions rigides	32
10. Jet grouting (Injection par déstructuration)	33
10.1. Historique et développement de la technique	33
10.2. Principe	33
10.3. Caractéristiques géométriques des colonnes d'injection	34
10.4. Domaines d'application et difficultés pratiques	35
10.5. Cas réel de jet grouting	36
11. Activités d'apprentissage locales du chapitre I	36
11.1. Exercice : Questions de cours	37
11.2. Exercice n°01	37
11.3. Exercice n°02	38
V - Conclusion	39
Solutions des exercices	40
Glossaire	43
Bibliographie	46

Objectifs

Ce cours intitulé « *Traitement des sols* » est destiné aux étudiants du *M2-Géotechnique*. Il comporte un ensemble des connaissances *théoriques et pratiques* qui permettent à l'étudiant de résoudre les problèmes liés aux sols instables à travers du choix d'une technique de traitement appropriée ou d'une méthode de renforcement adéquate. Le *contenu détaillé* de ce cours a été présenté ci-dessus (voir tables des matières). Ce cours consiste à transmettre à l'étudiant la conduite à tenir pour pouvoir résoudre les problèmes d'instabilités causés par les sols médiocres (ou par d'autres facteurs) à travers le choix convenable d'une technique de traitement qui doit aussi être simple, économique et durable. Les objectifs généraux de ce cours est de mettre à la disposition du futur ingénieur géotechnicien, tous les outils et toutes les techniques de traitement et de renforcement des sols à problème. Voici les thèmes qui seront abordés lors de ces deux chapitres :

- Les objectifs du traitement ou du renforcement d'un sol ;
- Les différentes techniques de traitement des sols ;
- Le choix de la technique de traitement convenablement ;
- L'aspect économique et technique en matière du traitement des sols ;
- Le principe de chaque méthode d'amélioration et son objectif ;
- Les avantages et les inconvénients des méthodes d'amélioration des sols ;
- Les limites d'utilisation et les domaines d'application des méthodes d'amélioration ;
- Interprétation et analyse des différents résultats issus des méthodes d'amélioration.

Information sur le cours



Université : Université Djilali Bounaama - Khemis Miliana

Faculté : Sciences de la Nature et de la Vie et des Sciences de la Terre

Département : Sciences de la Terre

Public ciblé : M2-Géotechnique (Semestre 3)

Crédit : 1

Coefficient : 1

Intitulé du cours : Traitement des sols

Volume horaire du cours : 45 heures

Horaire : Dimanche de 11h00min jusqu'à 14h00min

Salle : 08

Enseignant : Dr. GADOURI Hamid

Contact : hamid.gadouri@univ-dbk.m.dz

Avant propos



La nécessité d'utiliser des *terrains médiocres*^{p.45 = p.45 =} 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 au *renforcement*^{p.44 =} et à *l'amélioration*^{p.43 =} des *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 des additif minéral*^{p.43 =}, un *liant hydraulique*^{p.44 = p.44 =}, 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.

La technique du *traitement*^{p.45 = p.45 =} ou de *stabilisation*^{p.44 =} des sols à la *chaux*^{p.43 =} est connue de longue date (elle a été utilisée dans la réalisation de nombreux ouvrages tels que la *Muraille de Chine*, les *chaussées romaines*, etc.). Le traitement des sols au ciment est quant à lui plus récent puisque la fabrication du ciment remonte aux environs de 1830. Le traitement des sols est apparu en Belgique dans les années 1960 (programme autoroutier). L'apparition des liants hydrauliques routiers remonte aux années 1980. 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 (*Schlosser 1997*^{p.49 =}).

D'ailleurs, les *argiles* sont des roches sédimentaires à grains fins, de taille inférieure à 5µm, 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 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*^{p.44 =} 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. En outre, *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. Cependant, les *marnes* sont à la fois argileuses et calcaires. On considère, selon le taux de CaCO_3 , trois grandes catégories à savoir (i) *les marnes argileuses* qui contiennent 5 à 35% de carbonate de calcium (CaCO_3); (ii) *les marnes proprement dites* contenant 35 à 65% de CaCO_3 et (iii) 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 et 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*^{p.43}. 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. Aussi, 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 (*Gadouri 2017*^{p.47}). Une attention particulière doit être prise en compte dans les cas des *sols organiques*, qu'ils soient naturels (*tourbes, vases, argiles très molles*) ou anthropiques (*zones de déchets organiques*) car ces sols sont très compressibles et ne peuvent pas être traités dans la plupart des cas.

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, dé-consolidation, perte des caractéristiques mécaniques). En effet, le traitement des sols permet d'utiliser des sols qui, dans leur état naturel, ne peuvent être mis en œuvre (difficultés de réaliser des travaux de *terrassement*, problèmes de circulation des véhicules, difficulté d'obtention d'une compacité suffisante) et évite ainsi le recours à des solutions coûteuses (mise en décharge de terres excavées et apport de matériaux de remplacement).

Selon le centre de recherches routières (CRR), les avantages du recyclage des sols se situent à trois niveaux (*CRR 2009*^{p.47}) :

- *Environnemental* : réduction des nuisances associées au transport des matériaux, réduction des zones de dépôt des matériaux et préservation des matériaux naturels ;
- *Économique* : réduction des distances de transport et des coûts qui y sont liés ;
- *Technique* : les performances des sols traités sont excellentes, ce qui permet, dans certains cas, de diminuer l'épaisseur des couches à mettre en œuvre.

Objectifs intermédiaires du chapitre III



Les compétences visées par ce cours c'est que l'étudiant sera capable de :

En termes de savoirs

- Évaluer les volumes de l'eau et les quantités de sols pour les travaux de remblais en se basant sur les références de compactage ;
- Déterminer le poids de la masse tombante et ainsi que l'énergie du compactage pour une profondeur de traitement voulue ;
- Comprendre le phénomène de la *liquéfaction*^{p.44 = p.44 =} des sols causé par le vibro-compactage ;

En termes de savoir-faire

- Savoir interpréter les résultats d'un traitement chimique des sols ;
- Réussir le choix d'une meilleure technique de traitement ;
- Savoir adopter une méthode de traitement selon les conditions du site ;
- Éviter l'utilisation d'une méthode qui pourrait affecter l'environnement.

Chapitre III : Amélioration des caractéristiques des sols



IV

Exercice : Pré-test - MDS et pathologie des sols	11
Introduction	12
Amélioration par remplacement du sol	12
Compactage de surface	13
Compactage dynamique	15
Vibro-compactage	18
Colonnes ballastées	20
Consolidation par préchargement	29
Inclusions rigides	31
Jet grouting (Injection par déstructuration)	33
Activités d'apprentissage locales du chapitre I	36

1. Exercice : Pré-test - MDS et pathologie des sols

[solution n°1 p.40]

Avant de démarrer ce chapitre, nous allons effectuer une activité d'animation afin de présenter certaines définitions de bases concernant *la mécanique des sols et des roches et la géologie appliquée*. En effet, un rappel qui sera exposé sur *PowerPoint* concernant les différents phénomènes d'instabilités et les causes principales des pathologies observées sur les ouvrages construits. A l'issue de cette présentation, l'étudiant est invité à répondre aux pré-tests suivants :

dans la section suivante (Questions), sélectionner la (ou les) bonne(s) réponse(s) ?

1.1. Exercice : Question n° 01

Dans un terrain plat de sol pulvérulent saturé, le phénomène qui peut se produire lors d'un séisme est le phénomène :

- Du glissement
- De la liquéfaction
- De l'effondrement
- Du retrait-gonflement

1.2. Exercice : Question n° 02

Le retrait est un phénomène d'instabilité causé par :

- L'absence de l'eau
- La présence de l'eau
- La chaleur
- Le phénomène gel-dégel

1.3. Exercice : Question n° 03

Les propriétés de compactages peuvent être déterminées par :

- L'essai CBR
- L'essai Proctor modifié
- L'essai à la plaque
- L'essai Proctor normal
- L'essai en compression simple

2. Introduction

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. 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, vibro-compactage...etc.) ;
- *Hydrodynamique* (préchargement ou pré-compression, 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*.

3. Amélioration par remplacement du sol

D'après *Gaafer et al. (2015)^{p.47}* , 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 les 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)^{p.47}* a 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.

4. Compactage de surface

Principe	13
Objectif	13
Domaines d'application	15

4.1. Principe

Le compactage est la densification des sols par application d'*énergie mécanique* en vue d'améliorer les propriétés géotechniques des sols (*Fig. I.1*). 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. I.1 — Stabilisation par compactage de surface (Cas d'une digue de barrage en terre de Kef-Eddir construit à Tipaza en 2009, Algérie).



4.2. Objectif

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) (*Fig. I.2*), 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*.

4.3. Domaines d'application

Cette méthode d'amélioration présente plusieurs champs d'applications à savoir :

- Traitement des plate-formes pour la construction des bâtiments ;
- Traitement des plate-formes portuaires et aéroportuaires ;
- Traitement des remblais routiers et ferroviaires ;
- Traitement des remblais pour les digues des barrages ...etc.

5. Compactage dynamique

Principe	15
Objectif	16
Domaines d'application	16
Calcul de la profondeur efficace du traitement	17

5.1. Principe

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. I.3) (Menard 2010^{p.48} ☞).

Fig. I.3 — Densification d'un terrain par compactage dynamique à très haute énergie (4000 T.m) (Cas réel de l'aéroport de Nice 1978, France, D'après Menard 2010^{p.48} ☞).



Les *impacts* sont répétés selon un *maillage défini* en fonction du site à traiter et du futur ouvrage (Fig. I.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.) (Magnan 2010^{p.48} ☞).

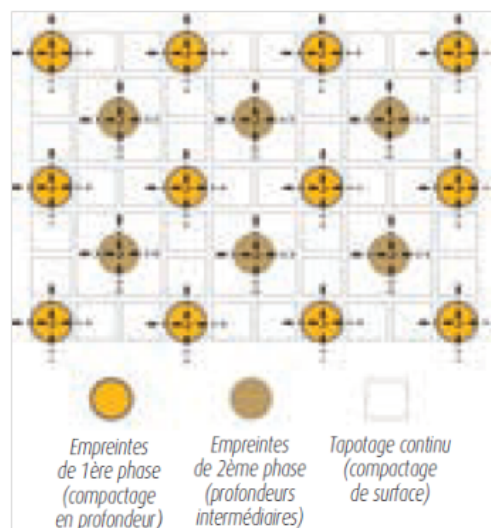


Fig. I.4 — Maillage du compactage dynamique.

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* (Menard 2010 p.48 ☺).

5.2. Objectif

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.

La technique du compactage dynamique est aussi 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 (Ménard and Broise 1975^{p.48} ☺) :

- Augmenter la *densité* du terrain ;
- 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* ;
- Réduire, ou voire éliminer, le *risque de la liquéfaction des sols*.

5.3. Domaines d'application

Cette technique présente plusieurs champs d'applications à savoir (Ménard and Broise 1975^{p.48} ☺) :

- 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 ;

En général, 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*.

5.4. Calcul de la profondeur efficace du traitement

Selon *Magnan (2010)^{p.48}* [☞], la profondeur efficace du traitement (*Tableau I.1*) dépend de l'*énergie unitaire* du compactage calculée par l'équation (I.7) suivante :

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

Où :

Eu : énergie unitaire (T.m)

W : Poids de la masse (t)

H : Hauteur de chute (m)

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

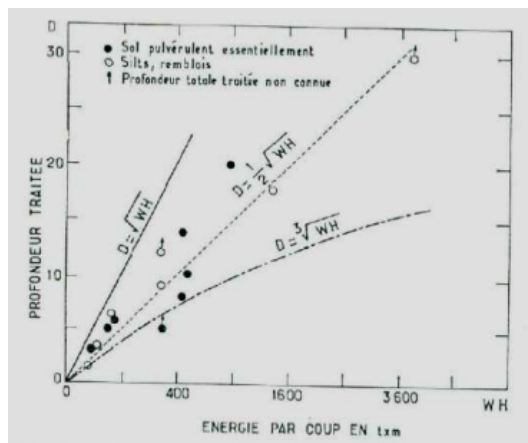
Energie unitaire (T.m) = Poids de la masse * Hauteur de chute	Profondeur efficace du traitement (m)
200	5 à 6
300	7 à 8
400	9 à 10
600	11 à 12

Calcul de la profondeur traitée (D) (D'après *J.K. Mitchell*, cité par *Magnan 2010^{p.48}* [☞]) (*Fig. I.5*) (équations I.8 et I.9):

Pour un sol pulvérulent (sable) : $D = \sqrt[3]{W*H} \dots\dots\dots (I.8)$

Pour un silt (limon) ou remblai : $D = 1/2*\sqrt{W*H} \dots\dots\dots (I.9)$

Fig. I.5 — Relation entre l'énergie de l'impact et la profondeur traitée de certains sols types (D'après J.K. Mitchell, cité par Magnan 2010^{p.48}).



6. Vibro-compactage

Principe	18
Objectif	19
Domaines d'application	19
Inconvénients	19

6.1. Principe

La technique du *vibro-compactage* (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. I.6) (Debats 2012^{p.47}).

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

Fig. I.6 — Densification par vibro-compactage (Cas d'un sable lâche ayant 5m d'épaisseur d'un hall industriel construit en Belgique) (De Cock and Bottiau 2004^{p.47}).



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. I.7) (Debats 2012^{p.47} ☞).

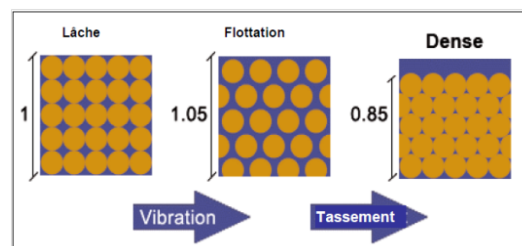


Fig. I.7 — Densification des sols par la technique du vibro-compactage (Debats 2012^{p.47} ☞).

6.2. Objectif

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*.

Remarque

Il est important, pendant le vibro-compactage, d'effectuer les mesures suivantes (Debats 2012^{p.47} ☞):

- 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.

6.3. Domaines d'application

Cette technique peut s'appliquer sur les mêmes champs que la méthode du compactage dynamique (Voir la section précédente -compactage dynamique-).

6.4. 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^{p.47} ☞). 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 outre, 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. En général, il est à éviter d'utiliser cette technique à proximité des constructions afin de ne pas endommager la stabilité des sols fondations en raison des vibrations transmises durant l'exécution de la technique.

7. Colonne ballastées

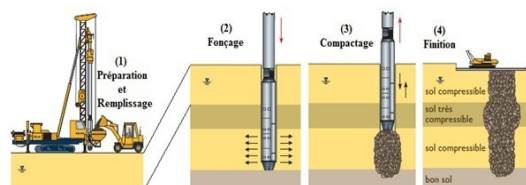
Principe	20
Objectif	21
Étapes et procédé d'exécution	21
Domaines d'application	21
Limites d'utilisation	22
Matériaux d'apport	22
Colonne ballastées et matelas de répartition	23
Disposition des colonne ballastées	24
Méthodes de dimensionnement	24
Ruptures et contraintes dans les colonne	25
Cas réels de colonne ballastées	29

7.1. Principe

Le procédé des *colonne ballastées* est une technique d'amélioration de sol permettant de créer des colonne 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 colonne ballastées permet de le fonder comme sur du « bon sol » et donc de *respecter les règles usuelles de fondations superficielles* (Aguado et al. 2011^{p.46}).

Les colonne ballastées sont des colonne constituées de *matériaux granulaires, sans cohésion*, mis en place par refoulement dans le sol et compactés par passes successives (Fig. 1.8). Ces colonne 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.

Fig. 1.8 — Principe de renforcement des sols par colonne ballastées.



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.

7.2. Objectif

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 (*Aguado et al. 2011*^{p.46} ☞).

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.

7.3. Étapes et procédé d'exécution

Les colonnes ballastées peuvent être réalisées par par vibro-flottation en suivant les étapes suivantes (*Atlas Fondations*^{p.46} ☞) :

1. Vibro-fonçage de l'outil avec ou sans lançage à eau (lançage à l'air par défaut) ;
2. Incorporation de matériaux tout en maintenant la pression du fluide de lançage ;
3. Compactage du matériaux d'apport par passes successives à l'aide de l'outil de vibro-compactage ;
4. Continuation et adaptation de la quantité incorporée en fonction de la réponse du terrain ;
5. Arasage des excédents d'incorporation et de refoulement en surface.

7.4. Domaines 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* (*Aguado et al. 2011*^{p.46} ☞) :

- 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.

7.5. 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* (Aguado et al. 2011^{p.46} ☞).

- 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* ;
- A 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 ($C_u < 20 \text{ kPa}$ ou $q_c < 300 \text{ kPa}$) 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 et de prendre en compte les contraintes particulières du site.

7.6. Matériaux d'apport

Les *matériaux d'apport* doivent être de *bonne qualité* et de *granulométries contrôlées* et les *plus homogènes possibles*. Le choix se portera généralement sur des *graves naturelles, roulées ou concassées*. Les *caractéristiques minimales des matériaux d'apport* sont les suivantes (Aguado et al. 2011^{p.46} ☞) :

- LA < 35 (LA : essai Los Angeles, norme (NF EN 1097-2, 2010^{p.48} ☞)) ;
- MDE < 30 (MDE : essai Micro Deval, norme (^{p.48} ☞ NF EN 1097-1, (2011)^{p.48} ☞)) ;
- 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 $80\ \mu\text{m}$ est inférieur à 5%.

7.7. Colonnnes ballastées et matelas de répartition

Le *diamètre* des colonnes ballastées est une propriété très importante qui dépend (Aguado et al. 2011 p.46 ☹) :

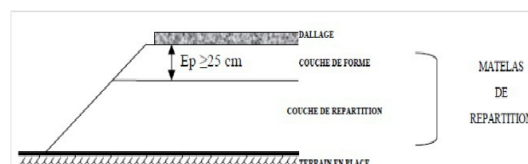
- De l'outil utilisé et de l'adéquation de ce choix au terrain rencontré ;
- Des terrains traversés et de leurs caractéristiques ;
- De l'énergie totale dépensée (puissance mise en œuvre, poussée verticale éventuelle et temps passé).

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*.

Cependant, *l'épaisseur minimale d'un matelas de répartition (Fig. I.9) 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*^{p.48} ☹ et du *Guide G.T.R. 92*^{p.47} ☹ .

Fig. I.9 — Matelas de répartition des charges.



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 *EV2* 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. D.T.U 13.3^{p.48}* *dallages*). Le matelas de répartition peut être mis en place totalement ou partiellement avant exécution des colonnes ballastées : il sert alors de plate-forme 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.

7.8. Disposition des colonnes ballastées

Dans le cas d'ouvrages à charges réparties uniformes (*Aguado et al. 2011^{p.46}*), 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 m^2 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 m^2 . Aussi, pour les semelles filantes et les groupes de 2 à 5 colonnes, l'espacement entre axes de colonnes n'est pas inférieur à $1.5 \text{ } \varnothing \text{CB}$ et $1.2 \text{ } \varnothing \text{CB}$ m.

7.9. Méthodes de 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 (*Aguado et al. 2011^{p.46}*) :

- 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 I.2*).

Tableau I.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	$\phi'_c = 38^\circ$
	Matériau concassé	$\phi'_c = 40^\circ$
Coefficient de Poisson		$\nu_{col} = 1/3$
Poids volumique du matériau en place, saturé		$\gamma_{col} = 21 \text{ kN/m}^3$

Remarque

Des valeurs différentes, supérieures ou inférieures, sont possibles mais devront être justifiées par des essais appropriés.

Parmi les méthodes de calcul, on citera celles de (*Hartwingsen 2012^{p.48}*) (*Algérie équipement n°35, 2002^{p.46}*) :

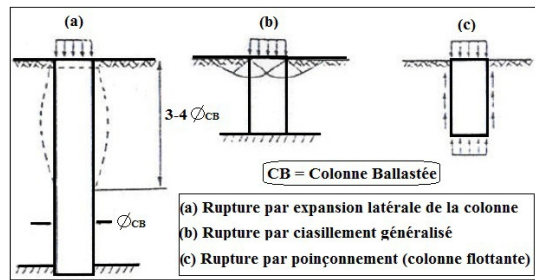
- Approche de *Thorburn (1975)* ;
- Approche de *Greenwood (1970)* ;
- Approche de *Priebé (1976)* ;
- Approche de *Balaam et Booker (1985)*.
- Approche de *Bouassida et Hahdri*

7.10. Ruptures et contraintes 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 (*Fig. I.10*) (*Aguado et al. 2011^{p.46}*) :

- Rupture par expansion latérale (critère souvent dimensionnant) (*Fig. I.10a*) ;
- Rupture par cisaillement généralisé (rupture rare, cas des colonnes courtes) (*Fig. I.10b*) ;
- Rupture par poinçonnement (colonnes flottantes) (*Fig. I.10c*).

Fig. I.10 — Type de rupture dans une colonne ballastée.



7.10.1. 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:

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

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.

Remarque

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

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

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

$$q_{re} = 4 \cdot Ple^* \dots\dots\dots (I.11)$$

Où « Ple^* » est la pression limite nette équivalente.

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

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

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

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

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

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

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

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

7.10.2. 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).

7.10.3. c) Rupture par 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 $9 \cdot C_u$. On définit alors une contrainte maximale en tête « q_{rp} » selon la formule suivante:

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

Où :

γ_c : poids volumique de la colonne ;

L_c : longueur de la colonne ;

R_c : rayon moyen de la colonne.

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 :

a/- Sous sollicitations ELU (état limite ultime ou de rupture):

$$L_c \geq R_c \cdot [(\gamma_{ELU} \cdot \sigma_{0ELU} / C_u) - 9]/2 \dots\dots\dots (I.17)$$

b/- Sous sollicitations ELS (état limite de service):

$$L_c \geq R_c \cdot [(\gamma_{ELS} \cdot \sigma_{0ELS} / C_u) - 9]/2 \dots\dots\dots (I.18)$$

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 (I.16) devient :

coefficient de sécurité de « $F_s = 2$ » sur la contrainte verticale de rupture q_r :

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

7.10.6. f) 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 :

$$q_{aELU} = q_r / 1.5 = \min (q_{re} / 1.5 ; q_{rp} / 1.5 ; 1.06 \text{ MPa}) \dots\dots\dots (I.25)$$

Remarque

Les deux équations (I.24) et (I.25) [$q_r = 2.q_{aELS} = 1.5.q_{aELU}$] permettent d'affecter un coefficient de sécurité de « $F_s = 1.33$ » à la contrainte admissible à l'ELS :

$$q_{aELU} = 1.33.q_{aELS} \dots\dots\dots (I.26)$$

7.11. Cas réels de colonnes ballastées

Nous présentons ici trois cas réel d'injections rigides réalisées sur différents projets en France et en Belgique (*Atlas Fondations*^{p.46} ☞) :

1. Extension usine Toyota, *Onnaing* (France) - (en 2001) ;
2. Unité de production Avasco, *Dixmude* (Belgique) - (en 2010) ;
3. Zoning industriel Saintes, *Saintes* (Belgique) - (en 2000).

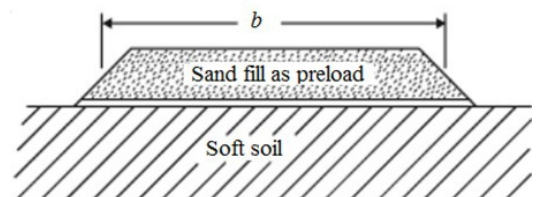
8. Consolidation par préchargement

Principe	29
Accélération de la consolidation	30
Technologie de mis en place des drains verticaux	30
Objectif principal des drains verticaux	31

8.1. Principe

La technique de *consolidation par préchargement* (précompression) consiste tout simplement à 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. I.11*) (*Varghese 2005*^{p.49} ☞).

Fig. I.11 — Amélioration d'un sol mou par la technique de préchargement (*Varghese 2005*^{p.49} ☞).

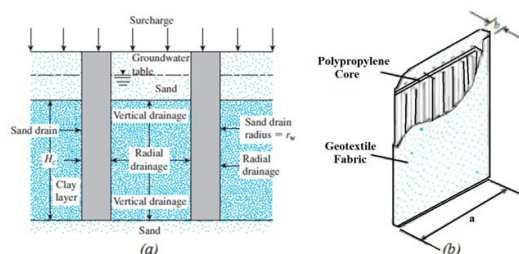


Une fois la consolidation suffisante a eu lieu, la surcharge peut être retirée et le processus de construction peut être entamé. D'une manière générale, *cette technique est plus efficace et adéquate dans le sol argileux*. Comme les sols argileux ont une *faible perméabilité*, la consolidation souhaitée prend *très longtemps à se produire*, même avec une surcharge en supplément très élevée.

8.2. Accélération de la consolidation

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). 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 (Fig. 1.12).

Fig. 1.12 — 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^{p.47} ☺).



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^{p.47} ☺).

8.3. Technologie de mis en place des drains verticaux

Les drains de sable (Fig. 1.12a, ci-dessus) 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.

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. 1.12b, ci-dessus). 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^{p.49} ☺).

8.4. Objectif principal des drains verticaux

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 la consolidation des sols mous.

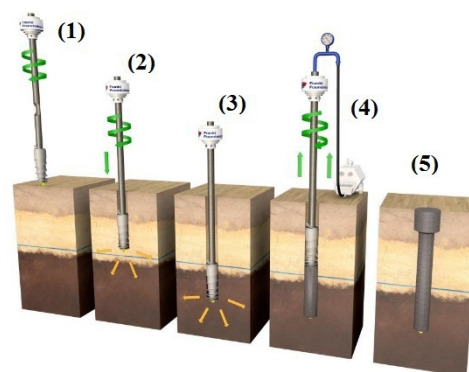
9. Inclusions rigides

Principe	31
Étapes et procédé d'exécution	32
Objectif	32
Domaines d'application	32
Cas réels d'inclusions rigides	32

9.1. Principe

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. I.13*) (*Atlas Fondations*^{p.46} ☞).

Fig. I.13 — Principe de renforcement des sols compressibles par inclusion rigide (*Atlas Fondations*^{p.46} ☞).



9.2. Étapes et procédé d'exécution

Les inclusions rigides peuvent être réalisées en suivant les étapes suivantes (*Atlas Fondations*^{p.46} ☞) :

1. Pose de la tarière obturée par une pointe métallique perdue empêchant l'infiltration d'eau et / ou de terre pendant le vissage ;
2. Pendant la phase de vissage, le sol est refoulé latéralement grâce à la forme particulière de la tarière et à l'aide d'une puissante table de rotation hydraulique ;
3. Vissage sans vibrations de la tarière avec corps de refoulement jusqu'à la profondeur d'assise désirée ;
4. Pendant l'extraction de la tarière, un coulis ou du béton d'une classe de résistance inférieure est incorporé sous pression via le tube central creux dans le sol ;
5. Inclusion rigide terminée, réalisée ici avec une tête élargie.

9.3. Objectif

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 (*Atlas Fondations*^{p.46} ☞).

9.4. Domaines d'application

Les *inclusions rigides* sont utilisées comme *réducteurs de tassement total* en soulageant le sol d'une (grande) partie des charges. Le renforcement des couches de sols compressibles supérieures limite en effet les tassements les plus importants et transfère une partie des charges de surface en profondeur, vers des couches de sols plus résistantes au niveau d'assise des inclusions. ces inclusions rigides sont aussi utilisées pour le renforcement des fondations de complexes industriels et également celles de constructions de génie civil et d'infrastructure (*Atlas Fondations*^{p.46} ☞).

9.5. Cas réels d'inclusions rigides

Nous présentons ici cinq cas réels d'injections rigides réalisées sur différents projets en Belgique (*Atlas Fondations*^{p.46} ☞) :

1. Réalisation de deux nouvelles lignes ferroviaires pour le RER, *Dilbeek* (Belgique) - (en 2010) ;
2. Nouveaux bureaux et atelier pour *Antwerp South Logistics, Willebroek* (Belgique) - (en 2008) ;
3. Réservoirs pétroliers pour *Oil Tanking, Anvers* (Belgique) - (en 2008) ;
4. Grande surface *Colruyt, Hal* (Belgique) - (en 2008) ;
5. Complexe industriel *Sidoco, Evergem* (Belgique) - (entre 2005 & 2006).

10. Jet grouting (Injection par déstructuration)

Historique et développement de la technique	33
Principe	33
Caractéristiques géométriques des colonnes d'injection	34
Domaines d'application et difficultés pratiques	35
Cas réel de jet grouting	36

10.1. Historique et développement de la technique

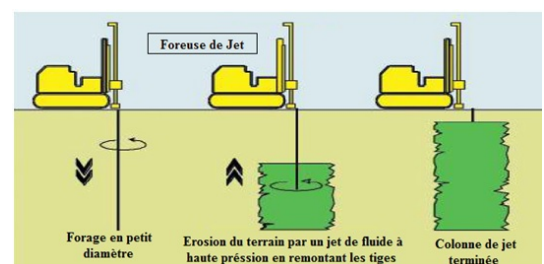
Cette technique développée au *Japon* au début des années 70. Elle a été introduite en Europe dix ans plus tard et fait maintenant l'objet de nombreuses applications dans le monde, (colonnes pour fondations, parois porteuses et/ou étanches, radiers d'étanchéité, ouvrages de soutènement, voûtes parapluies pour tunnels, etc.). Un état du développement et de la pratique a été donné par *Kauschinger et al. (1992a)^{p.48}* . Un projet de norme européenne a été établi en France en 1997. La technique du "jet grouting" fait appel, séparément ou simultanément, à trois phénomènes (*Morey 1992 p.48*) :

- Déstructuration du terrain par un jet à très grande vitesse ;
- Extraction d'une partie du terrain jusqu'à la surface par les fluides du jet ;
- Incorporation au sol d'un liant apporté par le coulis.

10.2. Principe

Le traitement consiste généralement à réaliser un *forage* sur toute la hauteur à traiter, puis à envoyer un *jet tournant et horizontal de coulis et/ou de fluide* par une pompe à haute pression (20 à 70 MPa) à travers une buse de petit diamètre, tout en remontant lentement les tiges pour former avec le coulis une masse de béton de sol (*Schlosser et al. 1985^{p.49}*) (Fig. I.14).

Fig. I.14 — Principe de réalisation d'une colonne de jet grouting.



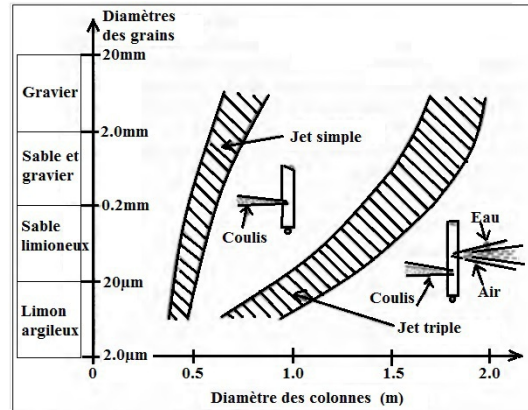
Le *coulis* est généralement un mélange de ciment et d'eau, parfois additionné d'autres matériaux (*bentonite, filler, cendres volantes*) et/ou *d'adjuvants*. L'un des avantages de ce type d'injection est de pouvoir traiter à peu près tous les sols depuis les argiles jusqu'aux graves et de ne créer aucune pollution au sein des terrains, contrairement aux injections par les gels de silicate. Le résultat obtenu (volume et résistance du sol traité) dépend du type de procédé (*jet simple de coulis, jet double de coulis enrobé d'air, jet triple comprenant un jet d'eau enrobé d'air et un jet de coulis*), des paramètres

du procédé (vitesse de remontée et de rotation des tiges, pression et débit des fluides, dosage du coulis) ainsi que des caractéristiques du terrain en place (nature, granulométrie et caractéristiques mécaniques) (Kauschinger et al. 1992^{p.48} ☞).

10.3. Caractéristiques géométriques des colonnes d'injection

La Figure I.15 donne une indication du diamètre des colonnes de sol traité en fonction du type de jet et de la nature des sols (Morey 1992^{p.48} ☞).

Figure I.15 – Diamètre des colonnes en fonction de la granulométrie du sol et du type de procédé dans l'injection par déstructuration (jet grouting) (Morey 1992^{p.48} ☞).



Avec le jet simple, le diamètre des colonnes atteint exceptionnellement 1 m, alors que les jets enrobés d'air peuvent permettre de dépasser 1 m, voire d'atteindre des diamètres de 2 à 3 m. Ce diamètre « D » est, pour un sol donné, relié à l'énergie « E » du jet sur un tour et par unité de longueur des tiges, qui est donnée par la formule suivante :

$$E = (p \cdot Q \cdot T) / (T \cdot V_r) = (p \cdot Q) / V_r \dots\dots\dots (I.27)$$

Où :

- p est la pression du jet ;
- Q est le débit du coulis ou du fluide (l'eau dans le cas du jet triple) ;
- T est la période de rotation des tiges ;
- V_r est la vitesse de remontée des tiges.

Remarque

- L'expérience montre que, dans un sol homogène, la courbe (E, D) a une allure exponentielle.
- La vitesse « Vr », de remontée et la vitesse de rotation « ω » des tiges sont des paramètres qui influent beaucoup sur le diamètre de déstructuration du terrain.
- En général la fourchette des vitesses de rotation est faible (0.1 à 0.2 tour/s), en revanche celle des vitesses de remontée des tiges est plus grande (10^{-3} à 10^{-2} m/s).

Les valeurs des paramètres sont généralement comprises dans les fourchettes données au Tableau I.3

. Il en résulte que l'énergie du jet varie dans la fourchette 500 à 300 MJ/m. Le dosage en ciment est fonction de la résistance recherchée pour le sol traité, ainsi que de la nature de ce sol. Il est généralement de 350 à 600 kg/m³ de coulis.

Tableau I.3 – Paramètres d'exécution de l'injection par déstructuration (jet-grouting).

Paramètres d'exécution	Jet simple (coulis)	Jet double (air-coulis)	Jet triple (air-coulis-eau)
Pression du coulis (MPa)	20 à 70	20 à 70	> 2
Débit du coulis (m ³ /s)	8.5.10 ⁻⁴ à 7.5.10 ⁻³	8.5.10 ⁻⁴ à 7.5.10 ⁻³	8.5.10 ⁻⁴ à 3.5.10 ⁻³
Pression d'eau (MPa)	/	/	30 à 60
Débit d'eau (m ³ /s)	/	/	8.5.10 ⁻⁴ à 2.5.10 ⁻³
Pression d'air (MPa)	/	0.2 à 1.7	0.2 à 1.7
Débit d'air (m ³ /s)	/	5.10 ⁻³ à 2.10 ⁻⁴	5.10 ⁻³ à 2.10 ⁻⁴

Lors de l'injection par jet de coulis, le volume en excès du mélange sol-ciment-eau doit pouvoir sortir librement en tête de forage après être remonté le long des tiges. Il doit alors être évacué au fur et à mesure. Si la sortie de ce volume en excès est empêchée pour une raison ou pour une autre, il y a mise en pression dans le terrain et risque de claquage par fracturation hydraulique. Il peut alors en résulter des soulèvements à assez grande distance et des désordres dans les structures avoisinantes. Des prélèvements réguliers de l'excès de mélange remonte en surface permettent de procéder à des analyses et de modifier au besoin les paramétrées.

Compte tenu du type d'injection effectuée, les propriétés mécaniques du sol traité sont plus importantes que dans le cas de l'injection d'imprégnation et peuvent être utilisées pour un dimensionnement, même si leurs valeurs restent souvent assez dispersées. On mesure généralement la résistance des colonnes par des essais en compression simple effectués sur des échantillons prélevés par des sondages carottés dans les colonnes. Les résistances en compression simple « qu » peuvent être élevées. Elles dépendent du dosage en ciment et de la nature du sol. A titre indicatif elles peuvent varier de 3 à 5 MPa pour les sols argileux, et de 30 à 40 MPa pour les matériaux sableux et/ou graveleux.

10.4. Domaines d'application et difficultés pratiques

Les applications de l'injection par déstructuration (*jet grouting*) sont à l'heure actuelle très variées car le procédé est applicable à une large gamme de sols et dans des projets très divers à savoir :

- La réparation des projets (ex : tassements différentiels des constructions) ;
- La construction d'ouvrages neufs ;
- La consolidation des sols pour en réduire les tassements des sols compressibles ;
- L'étanchement des fissures (ex : colmatages des fissures sous la digue d'un barrage).

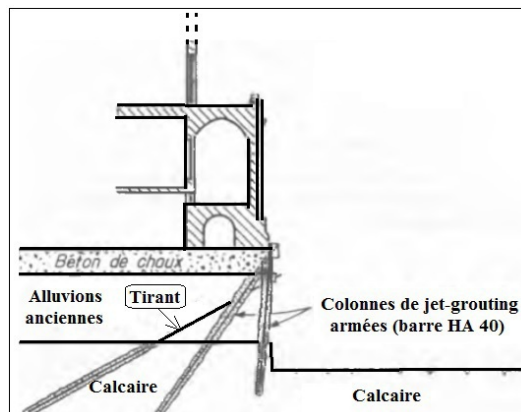
Il convient cependant de noter que la technique doit être bien maîtrisée pour être utilisée *sans dommage au voisinage* d'ouvrages existants et que la difficulté de réaliser des colonnes parfaitement sécantes dans les ouvrages d'étanchement peut parfois conduire à des difficultés et des fuites imprévues. L'utilisation des colonnes comme éléments porteurs est favorable dans la mesure où, par suite des variations souvent rapides du diamètre et de la forme des colonnes, le frottement latéral entre

le sol et la colonne est en général très élevé (*Bustamante et al. 1994*^{p.46} ☞).

10.5. Cas réel de jet grouting

La *Figure I.16* montre l'exemple d'un cas réel concernant de l'utilisation de colonnes de jet grouting pour la construction du *Grand Louvre à Paris* où l'objectif avait été de réaliser une partie du soutènement de *façon provisoire* et avant toute excavation afin de conforter la façade très sensible d'un bâtiment historique.

Figure I.16 – Ouvrage de soutènement réalisé avant excavation et par colonnes de jet grouting (Musée du Grand Louvre à Paris, *Schlosser (1997)*^{p.49} ☞).



11. Activités d'apprentissage locales du chapitre I

Exercice : Questions de cours

37

Exercice n°01

37

Exercice n°02

38

11.1. Exercice : Questions de cours

[solution n°2 p.41]

11.1.1. Exercice : Question n°01

La technique du vibro-compactage permet d'augmenter :

- La densité du sol traité
- La perméabilité du sol traité
- La résistance du sol à la liquéfaction
- L'indice des vides

11.1.2. Exercice : Question n°02

Le mode de rupture qui peut se produire dans une colonne ballastée flottante est :

- La rupture par cisaillement généralisé
- La rupture par expansion latérale (Flambement)
- La rupture mixte
- La rupture par poinçonnement

11.2. Exercice n°01

Question

[solution n°3 p.41]

On veut remplir le « vide (1) » qui se trouve juste à côté de la trémie avec un matériau de remplissage (sol naturel éventuellement) (Fig. I.17).

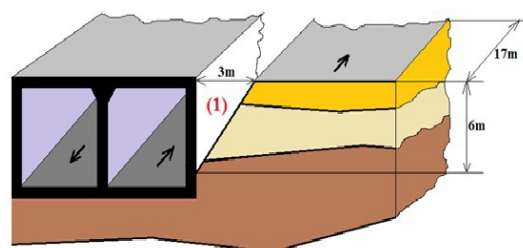


Fig. I.17 — Remplissage de l'espace entre la trémie (passage souterrain) et le talus naturel.

1. Déterminer le volume géométrique (en m^3) du matériau de remblaiement ?
2. Calculer le poids (en tonne) du matériau de remplissage pour atteindre une densité maximale sèche de $\gamma_{dmax} = 16.5 \text{ kN/m}^3$?
3. Quel doit être le poids de l'eau (en tonne) pour atteindre la densité sèche maximale correspondante sachant que la teneur en eau optimale est de $W_{OPM} = 19\%$?

11.3. Exercice n°02

Question

[solution n°4 p.42]

Soit un terrain de grande surface (3km^2) constitué de silt (limon) allant jusqu'à une profondeur de 20 m. Ce terrain est destiné pour la construction d'une plate-forme aéroportuaire dont il présente des caractéristiques géotechniques très médiocres (capacité portante fortement faible) avec une grande aptitude à la liquéfaction en cas de séisme. Afin d'améliorer les caractéristiques géotechniques du terrain concerné, la technique du compactage dynamique a été proposée d'être utilisée en raison de ses énormes avantages. Sur chantier, l'entreprise réalisatrice du projet possède d'une grue de hauteur maximale de « $H = 35\text{ m}$ ».

1. Quel est le poids de la masse nécessaire à chuter d'une hauteur de 35 m pour atteindre une profondeur efficace de traitement de $D = 20\text{ m}$?
2. Calculer l'énergie unitaire du compactage ?
3. Pour une masse de « $W = 100\text{ t}$ », quelle est la hauteur de chute « H » pour atteindre la même profondeur efficace de traitement ?
4. Il a été signalé qu'une partie du terrain à améliorer est un sable lâche de section égale à 0.5 km^2 , et afin d'obtenir un compactage uniforme du terrain concerné :
 - Quel est donc le poids de la masse qui doit être utilisée pour les conditions suivantes ($H = 15\text{ m}$ et $D = 15\text{ m}$) ?
 - Déduire l'énergie unitaire du compactage à appliquer sur ce sable lâche ?

Conclusion



IV

Les différentes techniques d'amélioration des sols sont largement utilisées à travers le monde en vue de consolider des terrains ayant une structure hétérogène et inconstructible. L'utilisation intensive de remblais sableux pour gagner des terrains sur la mer est sans doute l'exemple le plus représentatif. Dans ce cas, différentes techniques ont été développées depuis des décennies.

Grâce à une large gamme de solutions disponibles pour le traitement des sols, qui sont jusqu'à présent maintenues à la pointe de la technologie, en mesure d'apporter une solution globale de traitement pour chaque cas. Les nombreuses références acquises mettent en avant la pérennité et l'efficacité de ces solutions, s'agissant de délais et de qualité du traitement.

Ces choix doivent toujours être guidés par le souci constant de ne pas aggraver les désordres d'une autre structure qui présente déjà des insuffisances, ou de ne pas mettre en péril la bonne tenue des ouvrages voisins.

La stabilisation chimique des sols par l'utilisation des additifs peut être efficace et elle reste jusqu'à présent la plus utilisée et la moins onéreuse.

- L'essai en compression simple

> **Solution n° 2**

Exercice p. 37

Exercice : Question n°01

La technique du vibro-compactage permet d'augmenter :

- La densité du sol traité
- La perméabilité du sol traité
- La résistance du sol à la liquéfaction
- L'indice des vides

Exercice : Question n°02

Le mode de rupture qui peut se produire dans une colonne ballastée flottante est :

- La rupture par cisaillement généralisé
- La rupture par expansion latérale (Flambement)
- La rupture mixte
- La rupture par poinçonnement

> **Solution n° 3**

Exercice p. 37

1/. Détermination du volume géométrique (en m³) du matériau de remblaiement :

On a: $V_g = (S * h)/2$, $h = 6$ m, $S = 17 * 3 = 51$ m³

A.N: $V_g = (51 * 6)/2 = 153$ m³, Donc : $V_g = 153$ m³

2/. Calcul du poids (en tonne) du matériau de remplissage pour atteindre une densité maximale sèche de $\gamma_{dmax} = 16.5$ kN/m³ :

On a : $\gamma_{dmax} = P_s/V$, Donc : $P_s = \gamma_{dmax} * V$, $V_g = 153$ m³

A.N : $P_s = 16.5 * 153 = 2524.5$ kN, Sachant que : 1 kN = 0.1 t, Alors : $P_s = 252.45$ t

3/. Calcul du poids de l'eau (en tonne) pour atteindre la densité sèche maximale correspondante sachant que la teneur en eau optimale est de $W_{OPM} = 19\%$:

On a : $W_{opt} = P_w / P_s$, Donc : $P_w = W_{opt} * P_s$, $P_s = 252.45 \text{ t}$

A.N : $P_w = 0.19 * 252.45 = 47.97 \text{ t}$, Donc : $P_w = 47.97 \text{ t}$

> Solution n°4

Exercice p. 38

1/. Calcul du poids de la masse nécessaire à chuter d'une hauteur de 35 m pour atteindre une profondeur efficace de traitement de $D = 20 \text{ m}$:

On utilise cette équation $D = 1/2 * \sqrt{(W * H)}$ car il s'agit d'un silt (limon)

$D = 1/2 * \sqrt{(W * H)}$, Donc : $4D^2 = W * H$, Alors : $W = 4D^2 / H$, ($H = 35 \text{ m}$)

A.N : $W = 4 * 20^2 / 35 = 45.71 \text{ t}$, $W = 45.71 \text{ t}$.

2/. Calcul de l'énergie unitaire du compactage :

On a : $E_u = W * H$

A.N : $E_u = 45.71 * 35 = 1600 \text{ t.m}$, Donc : $E_u = 1600 \text{ t.m}$

3/. Détermination de la hauteur de chute « H » pour atteindre la même profondeur efficace ($D = 20\text{m}$) de traitement sachant que « $W = 100 \text{ t}$ » :

$D = 1/2 * \sqrt{(W * H)}$, Donc : $4D^2 = W * H$, Alors : $H = 4D^2 / W$, ($W = 100 \text{ t}$)

A.N : $H = 4 * 20^2 / 100 = 16 \text{ m}$, $H = 16 \text{ m}$.

4/. Il a été signalé qu'une partie du terrain à améliorer est un sable lâche de section égale à 0.5 km^2 , et afin d'obtenir un compactage uniforme du terrain concerné:

- Calcul du poids de la masse qui doit être utilisée pour les conditions suivantes ($H = 15\text{m}$ et $D = 15\text{m}$) :

On utilise cette équation $D = \sqrt[3]{(W * H)}$ car il s'agit d'un sable lâche

$D = \sqrt[3]{(W * H)}$, Donc : $D^3 = W * H$, Alors : $W = D^3 / H$

A.N : $W = 15^3 / 15 = 225 \text{ T}$, $W = 225 \text{ t}$.

- Déduisons l'énergie unitaire du compactage à appliquer sur ce sable lâche :

On a : $E_u = W * H$, $W = 225 \text{ t}$.

A.N : $E_u = 225 * 15 = 3375 \text{ t.m}$, Donc : $E_u = 3375 \text{ t.m}$

Glossaire

Additif minéral

Ajout cimentaire permettant d'améliorer les propriétés mécaniques des matériaux de construction (bétons, sols, etc.).

Amélioration (Improvement)

opération quasi instantanée qui consiste à améliorer les propriétés géotechniques du sol (augmentation de la portance, de la résistance à la pénétration, amélioration de l'aptitude du sol au compactage), alors que la nature du sol reste la même. Cette opération permet d'assurer la mise en œuvre du sol avec les ateliers traditionnels de terrassement. Ce traitement ne donne pas une garantie de durabilité vis-à-vis de l'eau et du gel.

Capacité d'échange cationique (Cation exchange capacity)

Quantité totale de cations échangeables que le sol peut adsorber. Se dit parfois: capacité totale d'échange; pouvoir d'échange de cations; ou capacité d'adsorption de cations. Elle s'exprime en milliéquivalents par 100 g de sol ou de toute autre substance adsorbante, comme l'argile.

Charge permanente (permanent charge)

Charge nette, négative ou positive, des particules d'argile, propre au réseau cristallin de la particule. Elle est indépendante des variations du pH et des réactions d'échange ionique.

Chaux (Lime)

Consiste principalement en carbonate de calcium, contenant aussi du carbonate de magnésium et parfois d'autres substances. Utilisé comme source de calcium et de magnésium qui sont deux éléments essentiels dans la croissance des plantes, et pour neutraliser l'acidité du sol.

Échange cationique (cation exchange)

Échange de cations entre une solution et la surface de toute substance comme les colloïdes organiques.

Espace interfoliaire (interfoliaire space)

La distance basale entre deux feuillets argileux consécutifs.

Gypse (gypsum)

Sulfate de calcium hydraté ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$).

Kaolinite (kaolin)

Silicates d'aluminium hydratés ayant la structure 1:1 des phyllosilicates et ne possédant aucune charge permanente.

Liant hydraulique

Additif minéral sert à améliorer les propriétés physico-mécaniques des matériaux de construction (ciment, chaux etc.).

Liquéfaction (Liquefaction)

Baisse importante et soudaine de la résistance au cisaillement d'un sol sans cohésion. Cette baisse est due à un effondrement de la structure causé par un choc ou une autre force, et est associée à un accroissement subit et temporaire de la pression de l'eau interstitielle. Ce phénomène comporte une transformation temporaire de la matière en une masse fluide.

Montmorillonite (same in English : montmorillonite)

Minéraux argileux ayant un réseau cristallin 2:1 expansible. La substitution isomorphe donne naissance aux divers types de montmorillonite et crée une charge nette permanente équilibrée par des cations, de telle sorte que l'eau peut s'infiltrer entre les feuillets, produisant un échange réversible de cations et lui donnant des propriétés notables de plasticité.

Perméabilité (Permeability)

(I) facilité avec laquelle les gaz et les liquides pénètrent ou traversent une masse brute ou une couche de sol. Comme les divers horizons possèdent des perméabilités différentes, l'horizon doit être spécifié. (ii) Propriété que possède un corps poreux de laisser passer plus ou moins facilement les gaz ou les liquides. La perméabilité était autrefois associée au facteur « k » de la loi de Darcy. Il s'agit du facteur « K » de la perméabilité intrinsèque.

pH du sol (Soil pH)

Logarithme négatif de l'activité des ions d'hydrogène d'un sol. Degré d'acidité ou d'alcalinité, mesuré au moyen d'une électrode en verre, d'une électrode ou Indicateur approprié, d'un sol ayant une teneur en eau ou un rapport sol/eau déterminé; s'exprime en unités de l'échelle des pH.

Pouzzolane naturelle (Natural pozzolana)

Roche volcanique très poreuse et très riche en silice réactive. Elle est utilisée comme additif dans la fabrication des ciments, mélangée avec la chaux pour stabiliser les sols mous et aussi utilisée comme ballastes dans les systèmes de drainage des eaux.

Réactions pouzzolaniques

Réactions chimiques se produisant entre le calcium apporté par l'addition d'un ajout cimentaire (ex : chaux) et les particules d'argiles (silice, alumine, etc.) en présence d'eau à haut pH.

Renforcement des sols (soils reinforcement)

inclusions de matériaux résistants au sein du sol.

Stabilisation (Stabilization)

opération à moyen ou à long terme consistant à augmenter très sensiblement les caractéristiques mécaniques d'un sol, de manière à conférer durablement au matériau un état définitif de stabilité à l'eau et au gel. Elle se traduit, entre autres par un durcissement graduel du mélange au cours des semaines et des mois qui suivent le compactage. Ces effets pourraient être mis à profit dans le dimensionnement de certaines chaussées, mais n'interviennent pas au niveau des travaux de terrassement.

Terrains médiocres

Ce sont des terrains présentant de mauvaises propriétés géotechniques (forte compressibilité, gonflement élevé, forte plasticité, etc.).

Traitement (Treatment)

terme général pour désigner un procédé consistant à modifier un matériau donné afin qu'il puisse remplir les fonctions auxquelles on le destine.

Bibliographie

IV

Aguado, P., et al. (2011). Recommandations sur la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des colonnes ballastées sous bâtiments et sous ouvrages sensibles au tassement. Code de la Construction et de l'Habitation R111-40, Version n° 2 du 16 mars 2011, p. 1–32.

Mécanique des sols, les colonnes ballastées (mise en œuvre et calcul), Algérie équipement n°35, (2002), 29-32. <http://193.194.92.228/enstp/revue/files/article/35/article%207.pdf>

Al-Mukhtar, M., Lasledj, A. and Alcover, J.F. (2010). Behaviour and mineralogy changes in lime-treated expansive soil at 20 °C. Applied Clay Science, Vol. 50, No. 2, pp. 191–198, doi:10.1016/j.clay.2010.07.023.

Atlas Fondations, cas réels d'inclusions rigides : http://www.atlas-fondations.fr/Referenties/Piles/Referenties-verstevigende-insluiting.aspx#ref_verst_insl_5

Atlas Fondations, cas réels de colonnes ballastées : <http://www.atlas-fondations.fr/Referenties/Piles/Referenties-grindkern.aspx>

Atlas Fondations, colonnes ballastées : <http://www.atlas-fondations.fr/Business-Units/Piles/Grindkern.aspx>

Atlas Fondations, inclusions rigides : <http://www.atlas-fondations.fr/Business-Units/Piles/Verstevigende-insluiting.aspx>

Bell, F.G. (1996). Lime stabilization of clay minerals and soil. Engineering Geology, Vol. 42, No. 4, pp. 223–237, doi: 10.1016/0013-7952(96)00028-2.

Bustamante, Gianceselli L. (1994). Portance d'un groupe de colonnes de sol traité par jet grouting sous charge verticale axiale. Bull. de Liais. Labo. Ponts et Chaussées 189.

Cabane, N. (2004). Sols traités à la chaux et aux liants hydrauliques: Contribution à l'identification et à l'analyse des éléments perturbateurs de la stabilisation. Thèse de Doctorat, Ecole Nationale Supérieure des Mines de Saint Etienne, Université Jean Monnet.

- Casagrande, A. (1947). The pile foundation for the new John Hancock Building in Boston. Graduate School of Engineering, Harvard University.
- CRR (2009). Code de bonne pratique pour le traitement des sols à la chaux et/ou aux liants hydrauliques, Recommendations, centre de recherches routières (CRR). R81/10, Boulevard de la Woluwe 42 – 1200 Bruxelles, p. 126.
- Das, B.M. (1983). Principles of foundation engineering. Thomson.
- Debats, J.M., (2012). Descriptifs des procédés d'amélioration et renforcement de sol, Procédés d'amélioration et de renforcement de sols sous actions sismiques, Journée du 14 novembre 2012, Guide AFPS/CFMS.
- De Cock, F. and Bottiau, M. (2004). Compactage dynamique et vibrocompactage dans un hall industriel en cours de construction: un défi géotechnique. ASEP-GI 2004 –Vol. 2. Magnan (ed.), Presses de l'ENPC/LCPC, Paris.
- Gaafer, M., Bassioni, H., Mostafa, T. (2015). Soil Improvement Techniques, International Journal of Scientific & Engineering Research, Vol. 6, No. 12, pp. 217–222, <http://www.ijser.org>.
- Gabr, A.K. (2012). The Uncertainties of Using Replacement Soil in Controlling Settlement. The Journal American of Science, Vol. 8, No. 12, pp. 662–665, doi: 10.7537/marsjas081212.91.
- Gadouri H (2017). Influence of sulphates on the stabilization of clayey soils using mineral additives. Ph.D thesis, Medea University, Algeria. https://www.researchgate.net/publication/330912668_Influence_of_sulphates_on_the_stabilization_of_clayey_soils_using_mineral_additives.
- Gadouri H, Harichane K, Ghrici M (2016). Effects of Na₂SO₄ on the geotechnical properties of clayey soils stabilised with mineral additives. Int J Geotech Eng 11(5):500–512. doi:10.1080/19386362.2016.1238562.
- Gadouri H, Harichane K, Ghrici M (2017). Effect of calcium sulphate on the geotechnical properties of stabilized clayey soils. Period Polytech Civil Eng 61(2):256–271. doi: 10.3311/PPci.9359.
- Guide G.T.R. (1992) : <https://fr.scribd.com/doc/136991376/Guide-Des-Terrassements-Routier-GTR#>
- Harichane, K., and M. Ghrici. (2009). Effect of Combination of Lime and Natural Pozzolana on the Plasticity of Soft Clayey Soils, 2nd International Conference on New Developments in Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, May 30, Nicosia: Near East University.

Harichane, K., M. Ghrici, and S. Kenai. (2012). Effect of the Combination of Lime and Natural Pozzolana on the Compaction and Strength of Soft Clayey Soils: A Preliminary Study, *Environmental Earth Sciences* 66 (8):2197–2205.

Hartwingsen, G. (2012). Etude et modélisation du renforcement de sol par Colonnes à Module Mixte (CMM)». Insa Strasbourg.

Kauschinger L.J., Perry E.B., Hankour R. (1992b). Jet grouting State of the practice. ASCE Conf. on Grouting. Soil Improv. and Geosynth. New Orleans.

Kauschinger L.J., Hankour R.S., Perry E.B. (1992b). Methods to estimate composition of jet grout bodies. ASCE Conference on Grouting, Soil Improv. and Geosyn. New Orleans.

Le Borgne, T. (2010). Effects of potential deleterious chemical compounds on soil stabilisation. Doctoral dissertation, Ph.D thesis, Nancy-Université, France, <http://hdl.hadle.net/10068/842439>.

Locat, J., Berube, M.A., Choquette, M. (1990). Laboratory investigations on the lime stabilization of sensitive clays: shear strength development. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 27, No. 3, pp. 294–304, doi: 10.1139/t90-040.

Magnan J.P., (2010). L'amélioration et le renforcement des sols, *Géotechnique 1*, École Nationale des Ponts et Chaussées.

Menard (2010). <https://www.menard-group.com/en/techniques/dynamic-compaction/> « Cas pratiques ».

Ménard, L., Broise, Y. (1975). Theoretical and practical aspects of dynamic consolidation, *Geotechnique* 25 (1).

Morey J. (1992). Les domaines d'application du jet grouting. *Revue Française de Géotechnique* n° 61 : 17-30. Dec. 92.

NF EN 1097-1, (2011) : <https://www.boutique.afnor.org/norme/nf-en-1097-1/essais-pour-determiner-les-caracteristiques-mecaniques-et-physiques-des-granulats-partie-1-determination-de-la-resistance-a-l-us/article/691799/fa163865>

NF EN 1097-2 (2010) : <https://www.boutique.afnor.org/norme/nf-en-1097-2/essais-pour-determiner-les-caracteristiques-mecaniques-et-physiques-de-granulats-partie-2-methodes-pour-la-determination-de-la-r/article/767886/fa163871>

NF P11-213-3 (DTU 13.3) (2005). Dallages - Conception, calcul et exécution - Partie 3: cahier des clauses techniques des dallages de maisons individuelles, Généré par i-Reef - Edition S141 - Septembre 2005. https://www.kp1.fr/files/DTU_13_3_KP1.pdf

Plumelle C. (1987). Expérimentation en vraie grandeur d'une paroi clouée. Projet National Clouterre. Revue Française de Géotechnique

Schlosser, F. (1997). Amélioration et renforcement des sols Thème lecture: Soil improvement and reinforcement, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées (ENPC), Paris, France, p. 2445-2466.

Schlosser F., Magnan J.P., Holtz R.D. (1985). Geotechnical Engineering Construction. General Report. Proc. 11th ICSMFE San Francisco.

Taube, M.G. (2008). Prefabricated Vertical Drains-The Squeeze Is On. Geo-Strata-Geo Institute of ASCE, Vol. 9, No. 2, pp. 12-14.

Varghese P.C. (2005). Foundation engineering. New Delhi: PHI learning private limited, India.