

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

AVEC LA PARTICIPATION DES COMITÉS FRANÇAIS DE
MÉCANIQUE DES SOLS
MÉCANIQUE DES ROCHES
GÉOLOGIE DE L'INGÉNIEUR



76 €

3^e et 4^e TRIMESTRES 2013

Presses de l'école nationale des
Ponts et chaussées

Sommaire



REVUE
FRANÇAISE
DE
GÉOTECHNIQUE
N° 144-145
3^e et 4^e trimestres
2013

**Retours d'expérience de l'amélioration de sol
par colonnes ballastées en zone sismique**

C. BOHN

3

**Amélioration de sols limoneux vasards par colonnes ballastées
et préchargement statique**

T. NAIDJI, S. LAMBERT, P. BERTHELOT

15

**Colonne à module mixte CMM® sous des sollicitations statiques
et dynamiques : étude expérimentale**

H. SANTRUCKOVA, P. FORA, É. FLAVIGNY, PH. GOTTELAND,
M. BUSTAMANTE

21

Vibro stone columns – model tests vs. fem calculations

W.J. WEHR

27

**Densification de sols fins compressibles par colonnes ballastées :
étude expérimentale en laboratoire de l'influence
du mode de mise en place**

D. RANGEARD, V.T.P. PHAN, J. MARTINEZ

33

**Fondations superficielles sur colonnes ballastées :
comparaison des tassements mesurés et calculés**

S. LAMBERT, D. RANGEARD

43

**Recommendations for the design, calculation,
construction and quality control of stone columns
under buildings and sensitive structures**

51

La *Revue française de géotechnique* est une publication scientifique trimestrielle parrainée par les Comités français de mécanique des sols, de mécanique des roches, et de géologie de l'ingénieur, qui publie des articles et des notes techniques relevant de ces domaines. Des discussions sur les travaux publiés dans la revue sont également les bienvenues.

La *Revue française de géotechnique* se consacre à l'étude pluridisciplinaire des interactions entre l'activité humaine et le terrain naturel. Elle est donc particulièrement concernée par tout ce qui se rapporte à l'intégration de l'homme dans son environnement, dans une perspective de développement durable, ce qui inclut la prise en compte des risques naturels et anthropiques, ainsi que la fiabilité, la sécurité et la durabilité des ouvrages. Le terrain naturel intervient dans de nombreuses constructions, soit parce qu'il les porte (fondations), les constitue (remblais routiers, barrages, barrières étanches de confinement de déchets, soutènements) ou les contient (ouvrages souterrains, tunnels) ; on y extrait également de nombreuses ressources pour la production d'énergie et de matériaux et on y stocke des déchets divers.

Les terrains naturels sont des milieux complexes, spécifiques et de caractéristiques variables dans l'espace et dans le temps, composés de solides et de fluides qui y circulent ou les imprègnent. L'identification de leurs propriétés, en termes de comportement mécanique et hydraulique, est coûteuse, et donc nécessairement incomplète et incertaine. Les problèmes posés sont variés, et leur résolution engage la responsabilité de l'ingénieur. On peut citer en particulier : la conception, la construction et la maintenance d'ouvrages bâtis sur, dans ou avec le terrain, dans des sites urbains ou extra-urbains ; la stabilité de sites naturels ou construits ; l'étude de la circulation et de la qualité de l'eau souterraine ; l'exploitation des ressources naturelles...

Les instructions aux auteurs sont publiées dans chaque numéro, disponibles sur demande, et accessibles sur le site Internet des trois comités (www.geotechnique.org).

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

Directeur de publication : Bruno BIEDER

Rédacteur en chef : Philippe MESTAT (IFSTTAR)

Co-rédacteurs en chef : Denis FABRE (CNAM), Frédéric PELLET (INSA, Lyon)

Comité de lecture : Gabriel AUVINET (UNAM, Mexico), Roger COJEAN (École des mines de Paris), Alain GUILLLOUX (Terrasol), D. JONGMANS (Université Joseph-Fourier, Grenoble), R. KASTNER (INSA, Lyon), A. PARRIAUX (École polytechnique fédérale de Lausanne, Suisse), A. POUYA (LCPC, Paris), C. SCHROEDER (Université de Liège), J.-P. TISOT (ENSG, Nancy), Pierre VEZOLE (Eiffage), Gérard VOUILLE (École des mines de Paris)

Revue trimestrielle

Abonnement 2013 (numéros 142-145) franco : 140 €

Prix au numéro franco : 38 € (valable également pour les numéros anciens)

La revue est expédiée par avion dans les D.O.M.-T.O.M. et à l'étranger.

Sommaires des numéros anciens sur demande.

Presses des Ponts et chaussées

15, rue de la Fontaine-au-Roi, 75127 Paris Cedex 11 – Tél. : 01 44 58 27 40

presses.ponts@mail.enpc.fr

Impression : Corlet, Imprimeur, S.A. 14110 Condé-sur-Noireau.

N° d'imprimeur : 166062. Dépôt légal : septembre 2014

Retours d'expérience de l'amélioration de sol par colonnes ballastées en zone sismique

C. BOHN

Laboratoire NAVIER/
CERMES
École des Ponts
6 et 8, avenue Blaise-Pascal
77455 Marne-la-Vallée
Cedex 02, France
Technical University
Darmstadt, Institute
and laboratory
for geotechnics
Petersenstraße 13
64287 Darmstadt, Germany

Résumé

L'amélioration de sol par colonnes ballastées est souvent utilisée en zone sismique notamment pour réduire le risque de liquéfaction des sols. L'efficacité des colonnes ballastées s'explique par la densification des sols due à l'exécution des colonnes, par la réduction des contraintes sismiques sur le sol, ainsi que par leur effet drainant. Un historique des premières réalisations est présenté, suivi d'un état des lieux de la performance observée de ce type de système sous séisme. De récentes applications combinées avec des fondations sur pieux sont ensuite présentées.

Mots-clés : zone sismique, colonnes ballastées, liquéfaction, retour d'expérience, fondation sur pieux.

Case studies of stone columns improvement in seismic areas

Abstract

Soil improvement with stone columns is often implemented in seismic areas in particular as a countermeasure against liquefaction. The efficiency of stone columns can be explained by the compaction effect during their execution, by the reduction of the seismic stress on the soil, and by their draining effect as well. A historical evolution of the first realisations is presented, followed by an inventory of the observed performance of such systems in seismic conditions. Then, recent applications of stone columns combined with pile foundations are presented.

Key words: seismic area, stone columns, liquefaction, case study, pile foundation.

Introduction

Les sollicitations sismiques sur les ouvrages ont pour conséquence non seulement des effets directs dus à une vibration du sol causant des déformations verticales et horizontales cycliques notamment dans les sols lâches, mais également et en particulier des effets induits de type liquéfaction des sols avec une perte de rigidité du sol, d'importants tassements et éventuellement des écoulement latéraux dans les terrains en pente douce, qui peuvent s'étendre bien au-delà du périmètre de la structure.

Le phénomène de liquéfaction correspond à une perte de résistance du sol du fait d'une augmentation de la pression de l'eau interstitielle conduisant à une réduction voire à une annulation des contraintes effectives dans le sol à court terme, le sol se comportant de ce fait comme un liquide. Cela survient principalement dans les sables fins lâches relativement homogènes présentant une perméabilité modérée, mais aussi dans certains sols cohérents (Perlea, 2000). De ce fait, les principaux moyens d'action pour réduire le risque de liquéfaction sont la densification des sols (réduisant parallèlement les déformations dues aux effets directs) et leur drainage, ainsi que la réduction des sollicitations sismiques.

Différentes techniques d'amélioration des sols peuvent être utilisées en zone sismique : amélioration de sol dans la masse, par exemple par vibrocompaction ou compactage dynamique, ou renforcement par inclusions souples telles que les colonnes ballastées, ou par inclusions rigides, incluant également les techniques par injection ou malaxage de sol profond. L'avantage des colonnes ballastées réside dans le fait qu'elles agissent simultanément sur le compactage (Fig. 1), la réduction des contraintes et le drainage dans le sol à traiter contre la liquéfaction. De plus, elles peuvent être mises en œuvre dans tous types de sols (Fig. 2), et présentent la spécificité de conserver leur intégrité sous les effets directs dynamiques inertiel et cinématique, sans risque de rupture interne de la colonne du fait de leur constitution granulaire, contrairement à des colonnes rigides.

Pour assurer la résistance du sol à la liquéfaction, l'EN 1998-5 impose un coefficient de sécurité de 1,25 entre le taux de résistance au cisaillement cyclique du sol (CRR, résistance au cisaillement rapportée à la contrainte effective verticale initiale) et le taux de contrainte cyclique engendré par le séisme (CSR,

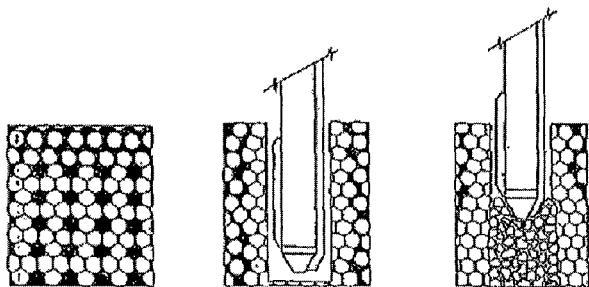


FIG. 1 Effet compactant de la mise en place des colonnes ballastées (Dobson, 1987).
Compaction effect due to the execution of stone columns (Dobson, 1987).

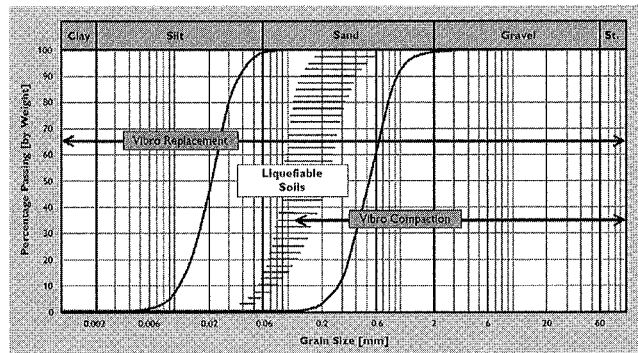


FIG. 2 Domaine d'application des procédés de vibration profonde des sols (Priebe, 1998).
Application range of the deep vibratory techniques (Priebe, 1998).

contrainte de cisaillement cyclique rapportée à la contrainte effective verticale initiale). Des domaines avec et sans risque de liquéfaction peuvent être définis selon le degré de compacité, représenté en général soit selon le nombre de coups au pénétromètre dynamique (Standard Penetration Test, SPT) ou selon la résistance au cône du pénétromètre statique (Cone Penetration Test, CPT) (Fig. 3).

Un renforcement par colonnes ballastées permet d'agir, d'une part, sur la résistance au cisaillement cyclique. L'augmentation de la compacité du sol dans un rapport de 1 à 3 en général selon le type de sol sous l'effet des vibrations permet de se déplacer vers le domaine non liquéfiable pour un CSR donné (Fig. 3) de manière plus ou moins importante selon la nature du sol, la puissance du matériel utilisé et les dimensions de la maille. La mise en place du gravier par refoulement permet quant à elle une augmentation de la contrainte horizontale dans le sol. L'apport d'un matériau non liquéfiable avec une résistance élevée au cisaillement permet également une augmentation du CRR.

D'autre part, de manière similaire à la reprise des sollicitations permanentes, la colonne ballastée concentre les contraintes liées au séisme, réduisant ainsi la contrainte portant sur le sol lui-même (Fig. 4), ce qui correspond à une réduction du CSR.

Finalement, la colonne ballastée joue un rôle de drain grâce à la forte perméabilité du gravier combinée avec une augmentation du gradient hydraulique provenant du phénomène de dilatance qui apparaît dans les colonnes ballastées lors d'une sollicitation dynamique (Madhav et Arlekar, 2000). Des méthodes de calcul existent pour prendre en compte cet effet de drain (Seed et Booker, 1977). En général, le risque de colmatage de la colonne par les fines du sol environnant est négligeable (Zou et al., 2010).

La proportion de ces différents effets favorables de la colonne ballastée les uns par rapport aux autres diffère selon le type de sol. Par exemple, pour les lentilles sableuses, la densification jouera un rôle prépondérant, alors que pour un sol limoneux, la réduction du risque de liquéfaction passe essentiellement par la diminution des sollicitations et par le drainage. Une estimation réaliste de la performance d'un système de colonnes ballastées implique une méthode de calcul prenant en compte un couplage des différents effets (Madhav et Murali Krishna, 2008 ; AFPS, 2012), un calcul de type drain uniquement ou de type colonne de renforcement uniquement étant trop conservatif.

CSR ou CRR_{7,5}

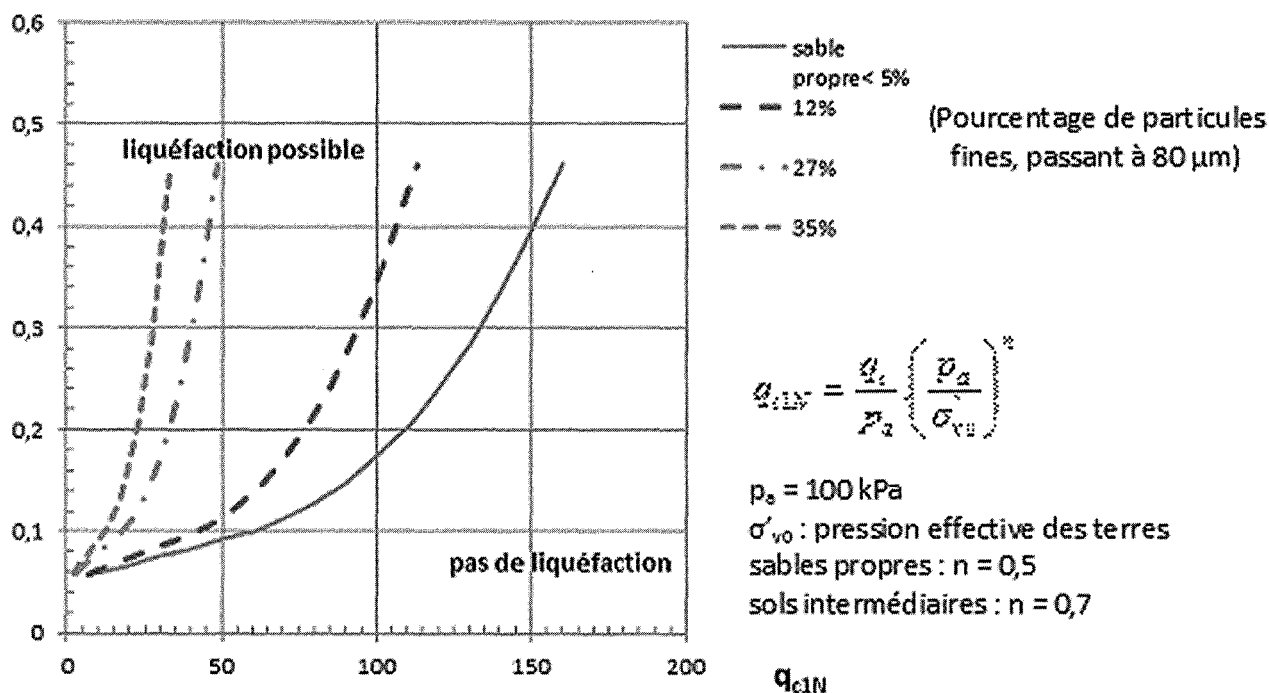


FIG. 3 Domaines de liquéfiabilité selon résistance au cône normalisée et taux de contrainte cyclique pour un séisme de magnitude 7,5 (AFPS, 2012).
 Liquefaction domains depending on normalized cone resistance and cyclic stress ratio for a seismic magnitude of 7.5 (AFPS, 2012).

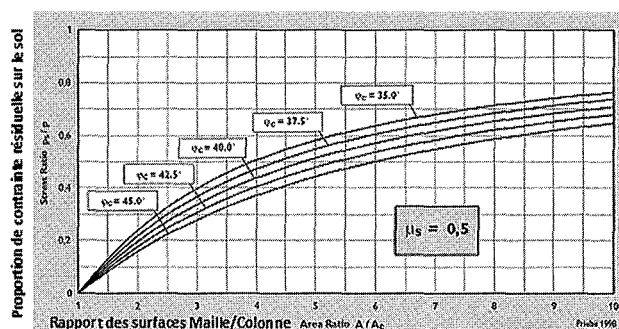


FIG. 4 Contrainte résiduelle sur le sol entre les colonnes ballastées (Priebe, 1998).
 Residual stress of soil between columns (Priebe, 1998).

Pour les sites où les sollicitations sismiques présentent un risque de liquéfaction, des dispositions constructives particulières sont à prendre en compte liées aux effets potentiels sur les zones environnantes à la structure considérée (AFPS, 2012), avec notamment un débord supérieur à la moitié de l'épaisseur de la couche liquéfiable et d'une rangée au minimum. Si ce débord ne peut être réalisé pour des questions de limites de propriété, une justification détaillée des conséquences sur le projet doivent être fournies. La continuité du drainage doit également être assurée par un matelas granulaire entre la structure et les colonnes. Selon l'EN 1998-5, les sols liquéfiables doivent être considérés jusqu'à une profondeur de 15 m sous la structure, même si le sol plus en profondeur est également susceptible de liquéfier (par exemple Cudmani, 2004).

2

Évolution historique

Les techniques visant à réduire le risque de liquéfaction se sont particulièrement développées depuis les années 1960, notamment depuis les tremblements de terre dévastateurs de 1964 de l'Alaska et de Niigata. La technique de renforcement de sol par colonnes ballastées en réseau s'est développée à cette époque, parallèlement avec la compréhension des mécanismes entrant en jeu dans la liquéfaction, et s'est présentée comme une solution particulièrement adaptée du fait de son action à la fois de compactage et de drainage. Les colonnes ballastées ont permis d'étendre l'effet de vibrocompactage aux sables fins et limoneux, correspondant aux types de sols liquéfiables.

La première application historique de colonnes ballastées pour un projet important en zone fortement sismique, et l'une des premières utilisations de colonnes ballastées aux États-Unis, est la réalisation de la station d'épuration de Santa Barbara en Californie en 1976 (Mitchell et Huber, 1982 et 1985). L'ouvrage devait reposer sur 5 à 15 m d'alluvions récentes et lâches liquéfiables, composées de lentilles d'argile, de limon et de sable intercalées (Fig. 5). Le site présente une forte sismicité liée aux failles actives situées à une distance de 15 km à 60 km, pouvant provoquer des séismes de magnitude 6,5 à 7 avec une accélération maximale de 0,25 g. L'alternative d'une fondation sur pieux a été exclue, particulièrement coûteuse et risquée, les pieux pouvant perdre leur résistance en frottement en cas de liquéfaction du sol. La possibilité de remplacer le sol par un remblai apporté aurait engendré de nombreux problèmes d'abaissement de niveau de la nappe et de contamination des eaux nécessitant

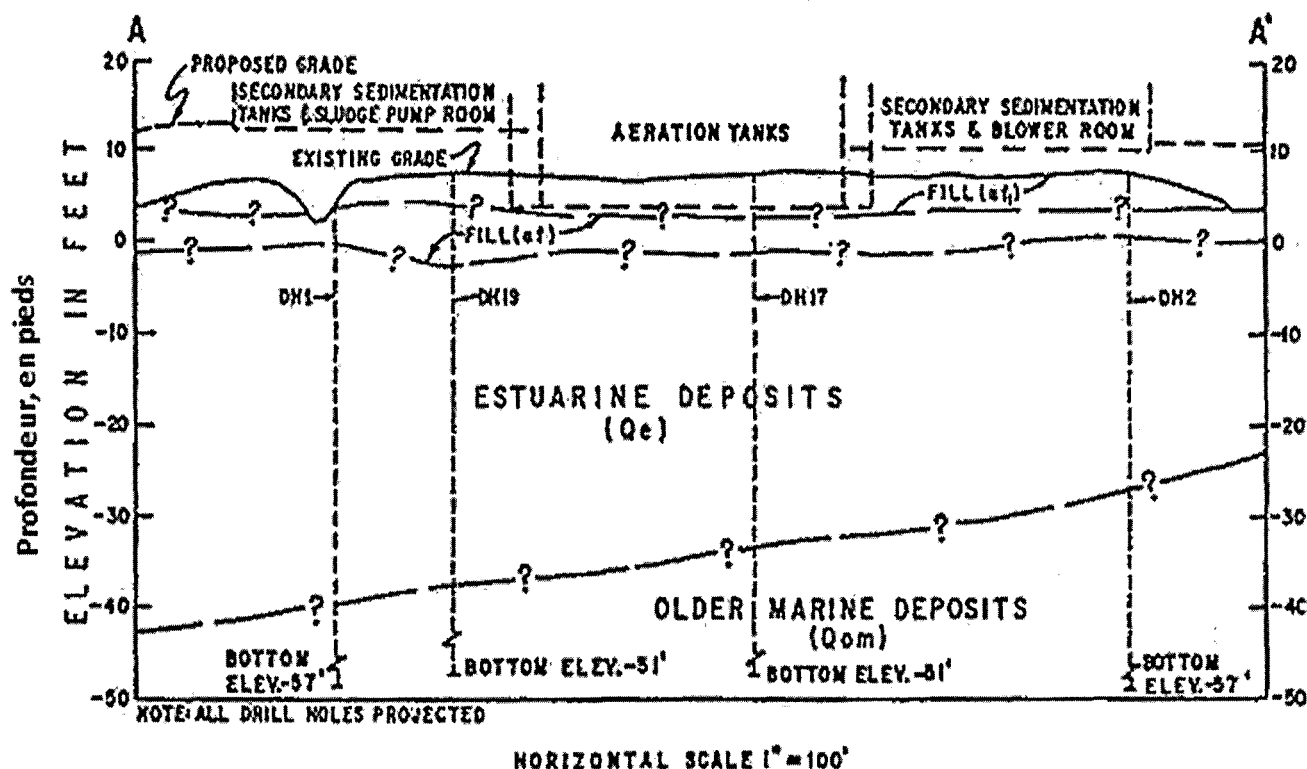


FIG. 5 Conditions de sol sous le projet de station d'épuration de Santa Barbara (Mitchell et Huber, 1985).
Soil conditions under the project of wastewater treatment plant in Santa Barbara (Mitchell & Huber, 1985).

des injections préalables. La solution par colonnes ballastées de 1 m de diamètre en réseau carré de 2,1 m par 2,1 m sur une profondeur de 8 à 15 m a donc été choisie afin de limiter les tassements sous charge courante et d'annuler le risque de liquéfaction.

Du fait de l'absence de retours d'expérience sur la performance des colonnes ballastées sous chargement sismique à cette époque, contrairement au comportement sous charges verticales déjà bien documenté, un programme d'essais sur site de grande échelle a été mis en œuvre dans le cadre du projet de Santa Barbara, avec un type de sol et des dimensions similaires (Engelhardt et Golding, 1976). En plus d'essais de chargement verticaux, le programme incluait des essais SPT en intermaille avant et après mise en place des colonnes, ainsi que deux essais de chargement horizontal respectivement pour une plaque de dimensions égales à celle de la colonne, et pour une plaque plus large couvrant également la zone de sol annulaire remaniée par la mise en place, dans le but de s'assurer que ce type de système peut supporter une sollicitation horizontale de 0,25 g (Fig. 6). Les tests ont montré qu'un facteur de sécurité bien supérieur à 2 pour l'effet de cisaillement direct peut être atteint. Les essais SPT ont montré une bonne densification des couches sableuses en particulier permettant de justifier la résistance à la liquéfaction.

Aucun dommage n'a été constaté sous un séisme survenu à Santa Barbara en 1978 de magnitude 5,1 (énergie 900 fois plus faible que la magnitude de calcul) et avec des accélérations de plus de 0,3 g.

Dobson (1987) a répertorié des chantiers majeurs pour lesquels des colonnes ballastées ont été mises en œuvre dans le but de réduire la liquéfaction dans les années qui ont suivi, entre 1976 et 1982 (Tableau I). La

performance sismique de ces sites n'a pu être encore observée, mais une augmentation de la compacité permettant la justification du système au séisme a été relevée au moyen d'essais SPT et CPT.

Pour ces premières applications, seul l'effet de densification était en général pris en compte, sans considérer les phénomènes combinés de drainage et de concentration des contraintes (Adalier et Elgamal, 2004).

3

Performance sismique observée

Depuis les premières applications, la performance sismique des colonnes ballastées a pu être observée notamment lors des séismes présentés dans le tableau II, auquel s'ajoute le séisme de Nisqually d'une magnitude de 6,8 ayant eu lieu en 2001.

Le comportement des colonnes ballastées lors du séisme de Loma Prieta a été décrit par Mitchell et Wentz en 1991. Trois ouvrages fondés sur des remblais hydrauliques de sables lâches à moyennement compacts situés à une soixantaine de km de l'épicentre ont été étudiés : la clinique dentaire et une aire d'approche sur l'île artificielle de Treasure Island, ainsi qu'une esplanade d'extension à Richmond. Ces ouvrages ont été dimensionnés pour une accélération de 0,35 g et ont été soumis lors du séisme à 0,11 à 0,16 g. Les trois sites ont révélé qu'aucune liquéfaction n'a eu lieu sur la profondeur améliorée par colonnes ballastées, alors que plus en profondeur et dans les environs de l'ouvrage une fissuration du sol et des coulées de sables ont été observés, traduisant une liquéfaction de ces zones. Cependant, la magnitude et la durée de ce

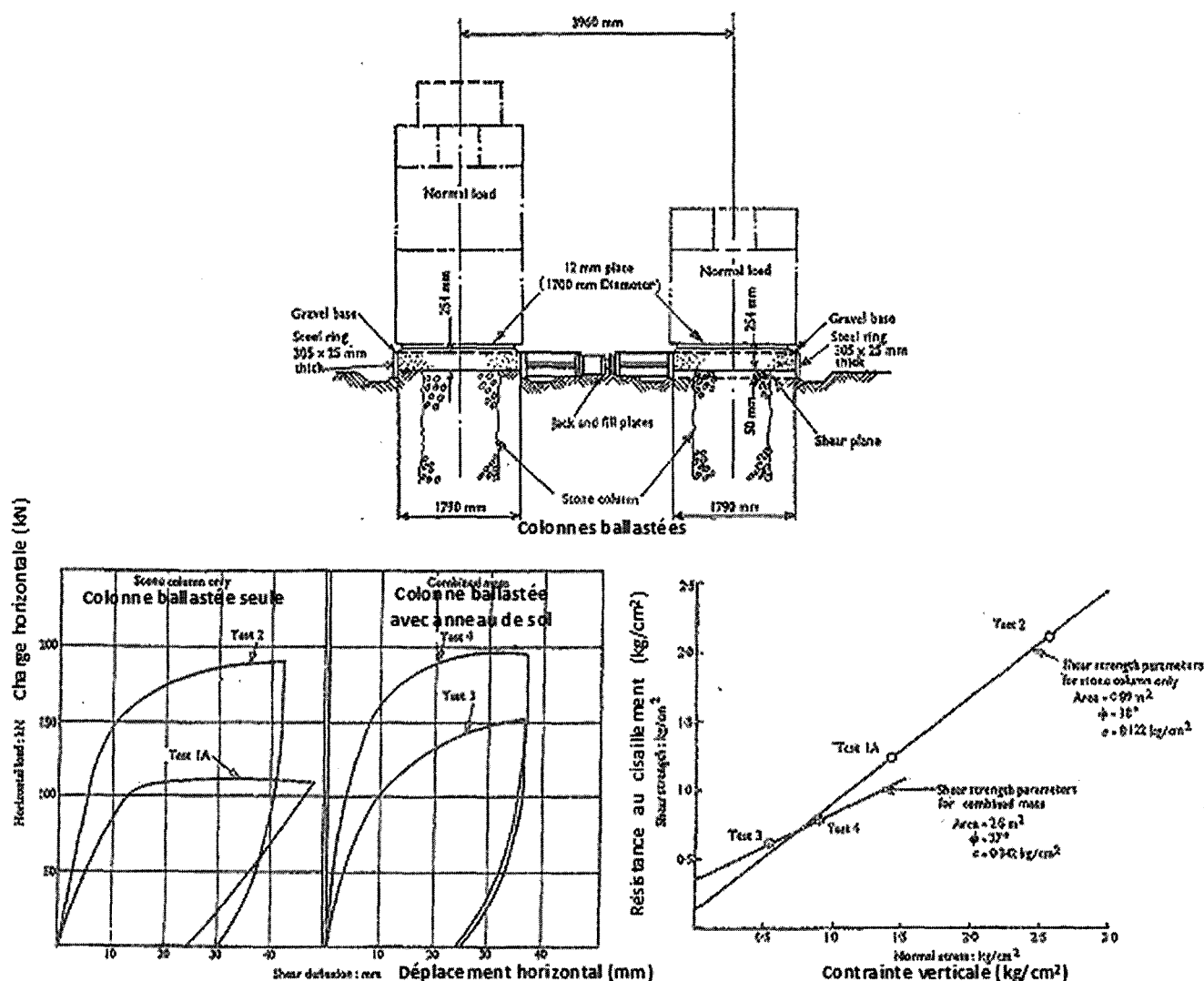


FIG. 6 Essais *in situ* de chargement horizontal de colonnes ballastées (Engelhardt et Golding, 1976).
Horizontal loading field tests of stone columns (Engelhardt & Golding, 1976).

séisme restent relativement modérées, il est en tous cas évident que l'amélioration de sol par colonnes ballastées réduirait fortement les dommages potentiels d'un séisme plus puissant. Mitchell et Wentz précisent cependant que les améliorations de sol ne diminuent généralement pas les vibrations de l'ouvrage, qui restent essentiellement fonction du type de sol environnant.

Hayden et Baez (1994) citent deux projets renforcés par colonnes ballastées ayant subi le séisme de Northridge en 1991. Le premier consiste en un bâtiment de transformateur situé sur une zone alluvionnaire à 2 km de l'épicentre, pour lequel le risque de liquéfaction n'a pu être testé du fait du niveau de la nappe relativement profond lors du séisme. Le second correspond à une zone de rails de chemin de fer à 50 km de l'épicentre, où aucun dommage n'a été constaté.

Hausler et Koelling (2004) ont étudié la performance des colonnes ballastées lors du séisme de Nisqually en 2001. Les sites sur colonnes ballastées n'ont subi aucun dommage, contrairement aux zones avoisinantes non améliorées présentant des effondrements, fissures et coulées de sable témoignant d'une liquéfaction (Tableau III et Fig. 7).

Hausler et Sitar (2001) ont étudié 90 sites améliorés par différentes méthodes dont la performance a pu être observée au cours de 14 séismes différents. La performance des colonnes ballastées par rapport aux autres méthodes s'avère bonne, avec de plus une augmentation de la compacité mesurée au SPT plus importante pour les méthodes combinant vibration et compaction que pour les méthodes de compaction seule comme le préchargement (Tableau IV).

Les rares cas de dommages s'expliquent par des sols ayant une tendance à un écoulement latéral, par une insuffisante profondeur d'amélioration ou par un débord d'amélioration autour de l'ouvrage insuffisant (Hausler et Sitar, 2001 ; Boulanger *et al.*, 1997). Dans ces trois cas, le sol environnant l'ouvrage impose des contraintes supplémentaires (surpressions interstitielles, perte de support latéral) à la zone de sol amélioré. Si certaines méthodes de calcul permettent de déterminer une profondeur donnée à améliorer, il semble plus raisonnable dans de nombreux cas d'améliorer l'ensemble de la profondeur de sol liquéfiable. Les retours d'expérience montrent qu'un débord de largeur valant entre la moitié et la totalité de l'épaisseur de la couche liquéfiable sont nécessaires.

TABLEAU I

Projets de colonnes ballastées en zone sismique entre 1976 et 1987 (Dobson, 1987).
Stone column projects in seismic areas between 1976 and 1987 (Dobson, 1987).

Ouvrage	Localisation	Surface approx.	Profondeur	Accélération		Sols	Essais in situ
				Maille	maximale		
STRUCTURE/FACILITY	LOCATION	APPROX. AREA	DEPTH	GRID PATTERN	PEAK GROUND ACCELERATION	SOILS	TESTING
Wastewater Treatment Facility	Santa Barbara, CA	225,000 sf	50 ft	6 ft to 8 ft	0.25g	Sands/silty sands & clays	SPT & load test
Cement Plant	Vancouver, B.C.	185,000 sf	45 ft	7 ft	0.17g	Slightly silty sands	SPT
Bridge Structures	Seattle, WA	n/a	70 ft	8 ft	n/a	Silty sand	SPT
Dam	James Bay, Quebec		50 ft	10 ft to 12 ft	n/a	Sandy & gravel	SPT/pressure-meter
Freeway Developments	Vancouver, B.C.	n/a	75 ~ 80 ft	9 ft to 11 ft	0.17g	Silty sands/sands	CPT
Dam Embankment	Nigeria	n/a	90 ~ 110 ft		0.10g	Sands	CPT & SPT
Wastewater Treatment Facilities	Norro Bay, CA	50,000 sf	30 ~ 40 ft	8-ft grid	0.18g	Interbedded silts, clays/sands	SPT
Gas Terminal	Barrow, England	250,000 sf	50 ~ 70 ft	8 ft to 10 ft	0.20g	Sands, silty sands	CPT
Oil Terminal	Kavala, Greece	225,000 sf	65 ft	8-ft grid	0.25g	Sands/silty sands, clay	CPT
LHG Tank	Vancouver, B.C.	65,000 sf	75 ft	8 ft	0.38g	Sandy silt/silty sand, sands	CPT
Drydock Facilities	Barrow, England	860,000 sf	80 ~ 100 ft	10 ft to 12 ft	0.25g	Silty sands/sands & gravel	CPT
Dam	Steel Creek, SC	200,000 sf	60 ft	6 ft	0.10g	Clayey sands	SPT/in situ density
Naval Facilities	Kings Bay, GA	415,000 sf	40 ~ 50 ft	9 ft	0.10g	Silty sand/sandy silt	CPT
Containment Dike	Modesto, CA	650,000 sf	32 ft	10 ft	0.18g	Sands/silty sands	SPT/CPT

TABLEAU II

Principaux séismes avec observation de la performance des colonnes ballastées (Hausler et Sitar, 2001).

Main earthquakes with observation of stone column performance (Hausler & Sitar, 2001).

Année	Séisme	Nombre de sites	Magnitude
Year	Earthquake	No. Sites	Magnitude
1999	921 Ji-Ji, Taiwan	TBD	7.6 MW
1999	Kocaeli, Turkey	5	7.4 MW
1997	Kagoshimaken Hoku, Japan	1	6.3 JMA
1995	Hyogoken Nanbu (Kobe), Japan	49	6.9 MW
1994	Sanriku Haruka Oki, Japan	3	7.5 JMA
1994	Hokkaido Toho Oki, Japan	4	8.1 JMA
1994	Northridge, California	5	6.7 MW
1993	Hokkaido Nansei Oki, Japan	4	7.8 JMA
1993	Kushiro Oki, Japan	5	7.8 JMA
1989	Loma Prieta, California	12	6.9 MW

Utilisation combinée avec fondations sur pieux

Pour certains ouvrages nécessitant une fondation sur pieux pour la reprise des charges courantes, le problème de liquéfaction du sol environnant doit

également être résolu. En effet, la liquéfaction du sol entre les pieux provoquerait une perte de capacité portante du sol, réduisant considérablement l'effort pouvant être repris en frottement et en pointe des pieux. En plus de cette perte de capacité portante, l'écoulement latéral potentiel du sol crée des efforts horizontaux supplémentaires considérables sur les pieux, qui du fait de l'absence de confinement du sol présentent un risque accru de flambement. Les différents mécanismes de rupture possibles sont présentés en figure 8.

Hausler et Sitar (2001) présentent dans leur étude de cas un exemple de site sur pieux ayant présenté des dommages lors du séisme de Kobe en 1995. Le tank de gaz de Mikage Hama en question, fondé sur des pieux allant jusqu'à une profondeur de 12 m en dessous du sol liquéfiable, n'a pas lui-même subi de tassements. Cependant, le sol environnant a présenté un tassement de 35 à 60 cm avec des déformations horizontales jusqu'à 2 m, provoquant une rupture des conduites liées au tank et occasionnant d'importantes fuites.

Ces différents problèmes de liquéfaction autour de pieux peuvent être entre autres résolus par l'intercalage de colonnes ballastées entre les pieux ou d'amélioration autour de la fondation sur pieux. Différents exemples d'applications sont présentés dans cette section, cependant en général pour le moment sans retour d'observation sur leur performance sismique.

TABLEAU III

Performance des ouvrages sur colonnes ballastées lors du séisme de Nisqually en 2001 (Hausler et Koelling, 2004).

Performance of sites with stone columns during the Nisqually earthquake in 2001 (Hausler & Koelling, 2004).

Ouvrage	Distance de l'épicentre	Accélération mesurée	Type de sol	Performance de la zone améliorée	Performance des zones environnantes non améliorées
Ash Grove Cement Co. Storage Dome	74 km	0,135 g	2-3 m de sable limoneux 1 m de limon sableux 12 m de sable lâche à moyen	Pas de déformations du sol ni signe de liquéfaction; fissure minime dans le dôme	Signes de liquéfaction à 3 km du site
AT&T Wireless Services Tower	55 km	0,21 g	0,6 m de remblai 8 m de sable fin très lâche 7 m de sable graveleux	Pas de déformations du sol ni de signe de liquéfaction	Pas de déformations du sol ni de signe de liquéfaction
Home Depot	76 km	0,06 g	1,5 m de remblai moyennement dense 6-7 m de sable lâche à moyen	Pas de déformations du sol ni de signe de liquéfaction	Fissures du sol à proximité de la zone améliorée, signes de liquéfaction à 1 km du site, dégâts structurels dans bâtiments en maçonnerie voisins
Klickitat Avenue Overcrossing	74 km	0,146 g	3-5 m de remblai sableux lâche à moyen 34 m de sable lâche à dense	Pas de déformations du sol ni de signe de liquéfaction	Signes de liquéfaction à 2 km du site
Lake Chaplain South Dam	152 km	0,155 g	3,7 m de sable limoneux 12-15 m de sable lâche à moyen	Pas de déformations du sol ni de signe de liquéfaction	Fissures dans ouvrage en maçonnerie à proximité
Novelty Bridge	114 km	0,155 g	2 m de limon sableux 5,5 m de sable lâche à moyen	Pas de déformations du sol ni de signe de liquéfaction	Pas de déformations du sol ni de signe de liquéfaction
Site A	73 km	0,273 g	1,5 m de sable fin limoneux 24 m d'alluvions	Pas de déformations du sol ni de signe de liquéfaction	Signes de liquéfaction dans les champs avoisinants, fissures dans un bâtiment voisin



FIG. 7

Coulées de sable et fissures dans les zones non améliorées durant le séisme de Nisqually en 2001 (Hausler et Koelling, 2004).

Sand boils and cracks in non-improved zones during the Nisqually earthquake in 2001 (Hausler & Koelling, 2004).

Le premier exemple d'application présenté correspond au tank de gaz naturel liquéfié à Vancouver, l'une des zones de plus forte sismicité au Canada, indiqué déjà dans le tableau I. Le tank, fondé sur des pieux en bois séparés de la structure par un matelas de sable et de gravier, repose sur un sol constitué de 8 m de sols cohérents puis de sables partiellement limoneux sur une épaisseur de 45 m susceptibles de liquéfier (Chambosse, 1983). Suite à une réglementation sismique modifiée plus sévère, la fondation a dû être redimensionnée pour supporter une accélération de 0,5 g. La solution proposée a été une amélioration du

sol environnant l'ouvrage par colonnes ballastées sur une largeur de 25 m et une profondeur de 16,5 à 23,5 m (Fig. 9), ce qui garantit un support horizontal satisfaisant des pieux et permet d'éviter un écoulement latéral de l'ensemble. Si l'effet de drainage n'a pas été pris en compte dans le calcul, il a été reconnu comme un paramètre augmentant encore la sécurité de l'ouvrage. Ce site a également été l'occasion de vérifier l'augmentation du nombre de coups au SPT par un facteur 3 du fait de l'installation des colonnes ballastées dans ce type de sols.

TABLEAU IV

Performance sismique des différentes méthodes d'amélioration de sol (Hausler et Sitar, 2001).
Seismic performance of different soil improvement methods (Hausler & Sitar, 2001).

Méthode Method	Performance (Acceptable/ Unacceptable)	Augmentation moyenne de $N_{1,60}$ Average Increase in $N_{1,60}$
<i>Densification par vibration et compaction</i> <i>Densification through vibration and compaction</i>		
Colonnes de sable Sand compaction piles	26 / 5	11
Compactage dynamique Deep dynamic compaction	15 / 0	5
Vibrocompactage Vibrorod/vibroflotation	11 / 6	13
Colonnes ballastées Stone columns	7 / 1	8
Préchargement Preloading	5 / 0	5
Compactage horizontal statique Compaction grouting	1 / 1	n/a
Pieux en bois avec refoulement Timber displacement piles	1 / 0	n/a
<i>Dissipation des surpressions interstitielles</i> <i>Dissipation of excess pore water pressure</i>		
Drains de gravier Gravel drains	5 / 0	7
Drains de sable Sand drains	5 / 0	9
Drains préfabriqués Wick or paper drains	2 / 0	n/a
<i>Effet de confinement par inclusions</i> <i>Restraining effect through inclusions</i>		
Malaxage de sol profond Deep soil mixing	4 / 1	n/a
Parois de confinement Diaphragm walls	0 / 1	n/a
<i>Traitement chimique ou cimentaire</i> <i>Stiffening through chemical or cement addition</i>		
Jet grouting Jet grouting	5 / 0	n/a
Traitement cimentaire Chemical grouting	1 / 0	n/a

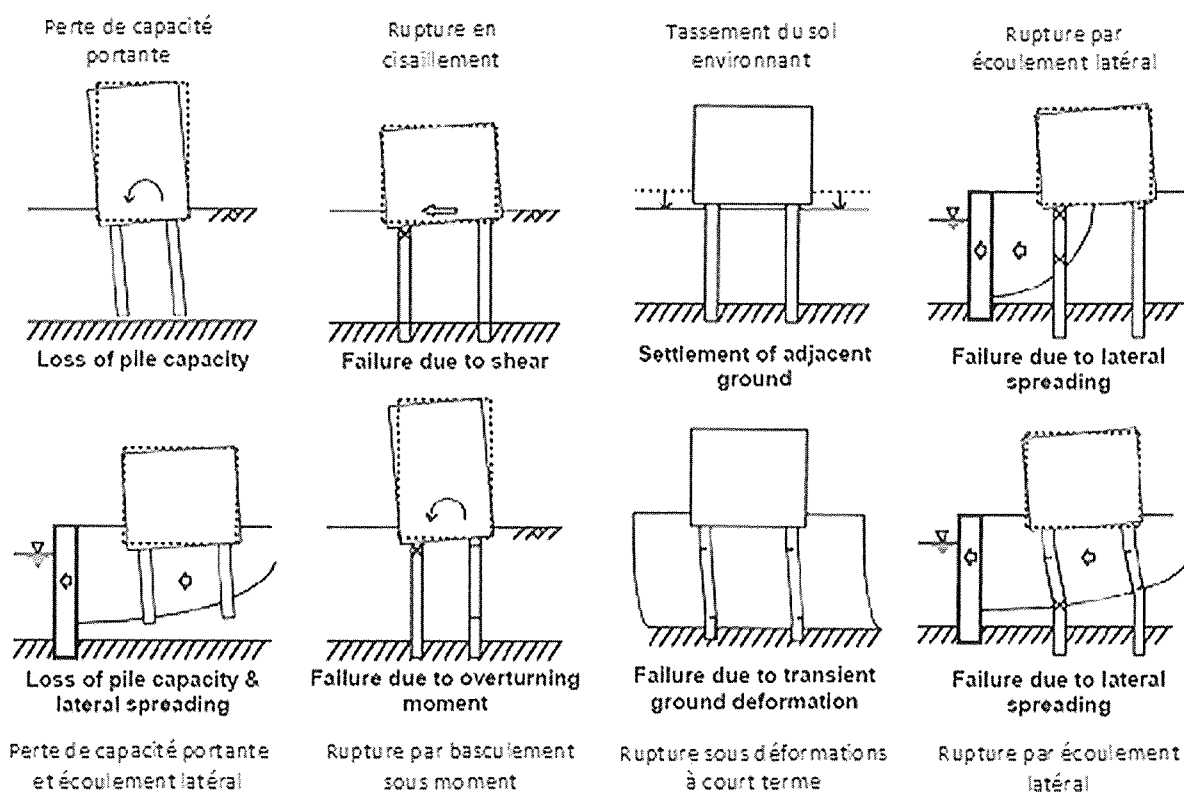


FIG. 8 Mécanisme de rupture de la fondation sur pieux par liquéfaction du sol environnant (Boulanger et al., 2003).

Failure mechanisms of pile foundations by ground liquefaction (Boulanger et al., 2003).

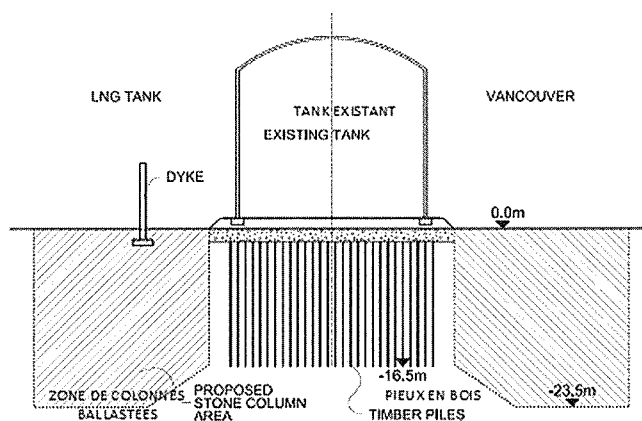


FIG. 9 Tank avec fondation sur pieux existante et zone d'amélioration par colonnes ballastées (Chambosse, 1983).
Tank with existing pile foundation and improved zone with stone columns (Chambosse, 1983).

Afin de mieux décrire l'interaction de pieux et colonnes ballastées dans un sol liquéfié, le projet d'essais de grande échelle TILT (*Treasure Island Liquefaction Test*) a été mené en 1999 (Ashford *et al.*, 2002 ; Weaver *et al.*, 2004), dans un sol constitué de sable limoneux sur une épaisseur de 6 m puis un sol principalement argileux en profondeur. Un groupe de quatre pieux tubulaires métalliques de diamètre 32,4 cm et un pieu isolé tubulaire en béton armé de diamètre 60 cm atteignant une profondeur de 12 à 14 m ont été chargés horizontalement de manière cyclique et soumis à un chargement dynamique par le biais d'explosions générées dans le sol, avant et après la mise en place des colonnes ballastées d'une longueur de 6 m (Fig. 10). Des essais CPT ont été effectués avant et après l'exécution des colonnes ballastées.

Du fait de l'installation des colonnes ballastées, la résistance au cône du sol a été multipliée par 5 en moyenne. Les essais ont montré une diminution des surpressions interstitielles dues à l'explosion avec colonnes ballastées par rapport aux cas sans colonnes, et une décroissance nette de ces surpressions dans les

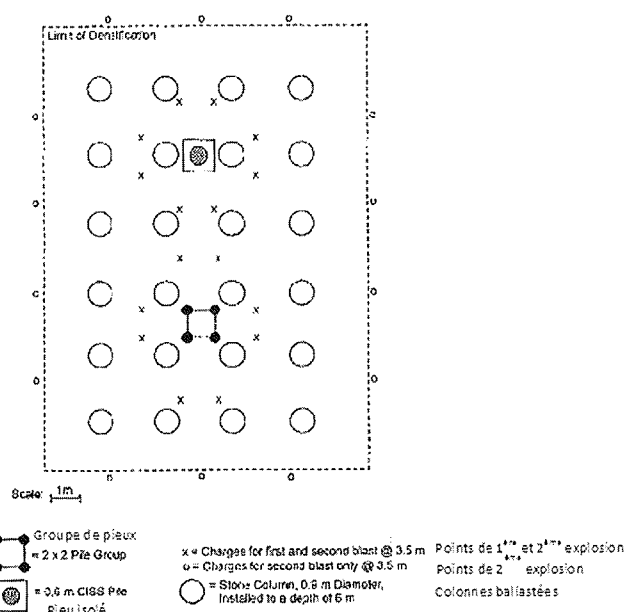


FIG. 10 Site d'essais du projet TILT – pieux, colonnes ballastées et points d'explosion (Ashford *et al.*, 2002).
Field test site of TILT project – piles, stone columns and blasting points (Ashford *et al.*, 2002).

secondes qui suivent. Dans le cas non amélioré, des coulées d'eau et de sable ainsi que des tassements importants ont été observés à la surface, alors qu'au contraire aucun signe de liquéfaction n'a été observé dans le cas amélioré. De plus, la rigidité horizontale de la fondation sur pieux est augmentée d'un facteur 2,5 à 3,5 par les colonnes ballastées, que ce soit avant ou après explosion.

Cette combinaison de fondations sur pieux avec traitement du sol contre la liquéfaction par colonnes ballastées a été mise en œuvre par exemple sur les chantiers de grande envergure du stade national Khalifa Bin Zayed à Abu Dhabi aux Émirats arabes unis (Fig. 11) et de la centrale thermique d'Anpara en Inde.

Le stade d'Abu Dhabi a été fondé sur un sable limoneux avec 10 % de particules fines, dont la justification à la liquéfaction est passée la prise en compte de la

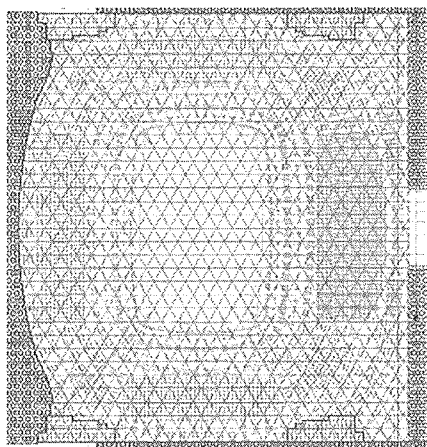
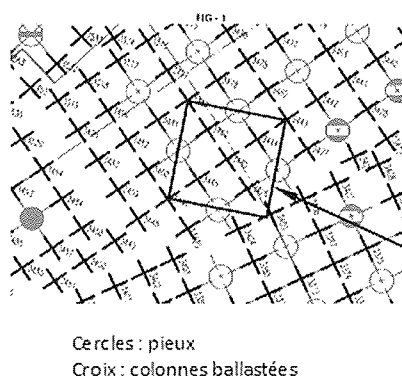


FIG. 11 Zone améliorée et disposition des colonnes ballastées entre les pieux (Sondermann *et al.*, 2011).
Improved zone and position of stone columns between the piles (Sondermann *et al.*, 2011).



Cercles : pieux
Croix : colonnes ballastées

réduction des contraintes (réduction de la résistance au CPT requise) ainsi que par de l'effet de la densification par les colonnes ballastées (augmentation de la résistance au CPT mesurée).

Le sol de la centrale thermique d'Anpara, constitué de 3 à 13 m de cendres volantes puis d'argiles limoneuses jusqu'à 23 m, a imposé une amélioration de sol dans le but à la fois d'augmenter la portance du sol et d'assurer la résistance d'une fondation sur pieux à des efforts horizontaux. La zone présentant un risque sismique et les cendres volantes présentant un risque de liquéfaction, une amélioration par colonnes ballastées a été choisie pour résoudre cette question tout en augmentant la portance géotechnique des pieux. Après avoir exécuté des essais de chargement sur deux plots tests de deux pieux entourés de colonnes ballastées avec deux diamètres différents, une disposition type avec des colonnes ballastées de 75 cm de diamètre a été choisie (Fig. 12).

Le chantier de tanks de gaz naturel liquéfié à Skikda en Algérie en 2009 permet d'illustrer un travail d'exécution parallèle de pieux et de colonnes ballastées contre la liquéfaction (Fig. 13).

5

Conclusion

Les retours d'expérience d'utilisation de colonnes ballastées en zone sismique entre les débuts dans les années 1970 jusqu'à aujourd'hui montrent une très bonne efficacité de ce système, notamment contre le phénomène de liquéfaction. Dans les cas étudiés de séisme, les colonnes ballastées ont permis d'éviter aussi bien une perte de résistance du sol sous la structure qu'un écoulement latéral des zones environnantes, tout en conservant leur intégrité, par opposition aux colonnes rigides dont la résistance intrinsèque doit être vérifiée. Plus récemment, des systèmes combinés de fondations sur pieux intercalés avec des colonnes ballastées ont été mis en œuvre pour assurer un bon confinement du pieu et pour lui permettre de conserver sa capacité portante en cas de séisme. L'efficacité des colonnes ballastées s'explique par leur capacité à alléger le sol, par l'effet de densification de leur mise en place, ainsi que par le rôle de drain qu'elles jouent. Cependant, dans la plupart des cas actuels, seuls les deux premiers effets sont pris en compte dans le dimensionnement, et inversement seul l'effet de drain

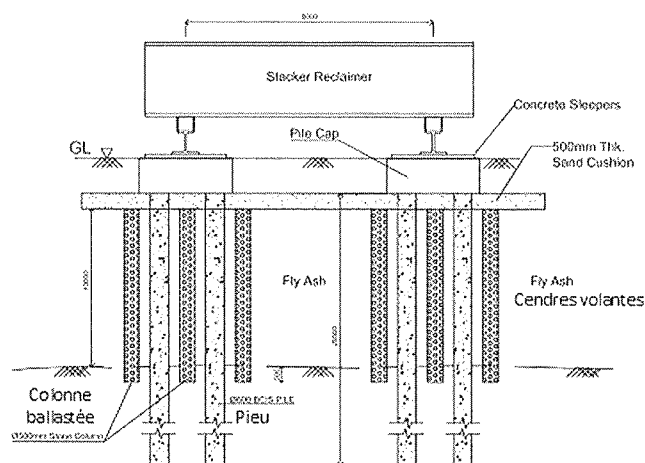


FIG. 12 Disposition des colonnes ballastées dans les groupes de pieux (Raju, 2011).
Foundation layout with stone columns (Raju, 2011).



FIG. 13 Exécution parallèle de pieux battus, de pieux forés et de colonnes ballastées (Keller Fondations Spéciales, 2009).
Parallel execution of driven piles, bored piles and stone columns (Keller Fondations Spéciales, 2009).

nage est pris en compte lorsqu'on considère un système de drain en gravier. Dans les deux cas, un calcul prenant en compte l'ensemble des effets favorables devrait permettre un dimensionnement optimisé dans le futur, sachant notamment que leur importance relative varie selon le type de sol.

Bibliographie

- Adalier K., Elgamal A. – Mitigation of liquefaction and associated ground deformations by stone columns. *Engineering Geology*, n° 72, 2004, p. 275-291.
- Association Française du génie ParaSismique (AFPS) – Procédés d'amélioration et de renforcement de sols sous actions sismiques. *Guide technique*, juillet 2012.
- Ashford S.C., Rollins K.M., Bradford S.C., Weaver T.J., Baez J.I. – Liquefaction mitigation using stone columns around deep foundations : full-scale test results. *Journal of the Transportation Research Board*, 2000, p. 110-118.
- Boulanger R.W., Kutter B.L., Brandenburg S.J., Singh P., Chang D. – Pile foundations in liquefied and laterally spreading ground during earthquakes : centrifuge experiments & analyses, Research report, University of California, 2003.
- Boulanger R.W., Stewart D.P., Idriss I.M., Hashash Y., Schmidt B. – Ground improvement issues for the Posey & Webster St. Tubes seismic retrofit project : lessons from case histories, Research report, University of California, 1997.
- Chambosse G. – Liquefaction problems in the Fraser Delta and protection of a LNG tank. *Celebration publication for the 70th birthday of Prof. Herbert Breth*, Darmstadt, 1983.
- Cudmani R. – Numerical study of the soil-structure interaction during strong earthquakes. *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, August 1-6, 2004.
- Dobson T. – Case histories of the vibro systems to minimize the risk of liquefaction. *Soil Improvement – A Ten Year Update*, *Geotechnical Special Publication*, n° 12, 1987.
- Engelhardt K., Golding H.C. – Field testing to evaluate stone column performance in a seismic area. *Géotechnique*, vol. 25, n° 1, 1975, p. 61-69.
- EN 1998-5, Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance - Part 5 : Foundations, retaining structures and geotechnical aspects, September 2005.
- Hausler E.A., Koelling M. – Performance of improved ground during the 2001 Nisqually earthquake, *5th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*, New York, April 13-17, 2004.
- Hausler E.A., Sitar N. – Performance of soil improvement techniques in earthquakes. *4th International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, San Diego, March 26-31, 2001.
- Hayden R.F., Baez J.I. – State of practice for liquefaction mitigation in North America. *International Workshop on Remedial Treatment of Liquefiable Soils*, Tsukuba Science City, July 4-6, 1994.
- Keller Fondations Spéciales – Traitement anti-liquéfaction par colonnes ballastées (voie sèche et voie humide), LNG Train Skikda, Algérie, Information sheet 12-50Fi, 2009.
- Madhav M.R., Arlekar J.N. – Dilatation of granular piles in mitigation liquefaction of sand deposits. *12th World Conference Earthquake Engineering*, n° 1035, Auckland, 2000.
- Madhav M.R., Murali Krishna A. – Liquefaction mitigation of sand deposits by granular piles, an overview. *Geotechnical Engineering for Disaster Mitigation and Rehabilitation*, Liu, Deng and Chu, Science Press Beijing, Springer-Verlag GmbH Berlin Heidelberg, 2008.
- Mitchell J.K., Huber T.R. – Stone column foundations for a wastewater treatment plant, a case history. *Symposium and Short Course on Ground Improvement*, Bangkok, 1982.
- Mitchell J.K., Huber T.R. – Performance of a stone column foundation. *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 111, n° 2, 1985.
- Mitchell J.K., Wentz F.J. – Performance of improved ground during the Loma Prieta Earthquake, University of California, Berkeley UCB/EERC, Report 91/12, 1991.
- Perlea V.G. – Liquefaction of cohesive soils. *Geotechnical Special Publication : Soil Dynamics and Liquefaction*, 2000.
- Priebe H.J. – Vibro replacement to prevent earthquake induced liquefaction. *5th Darmstadt Geotechnics-Colloquium*, Darmstadt, March 19, 1998.
- Raju V.R. – Ground Improvement Using Vibro Techniques in FlyAsh Deposits. *National Conference on Recent Advances in Ground Improvement Techniques*, CBRI Roorkee, India, February 24-25, 2011.
- Seed H.B., Booker J.R. – Stabilization of potentially liquefiable sand deposits using gravel drains. *Journal of the geotechnical engineering division*, vol. 103, n° 7, 1977, p. 757-768.
- Sondermann W., Wehr J., Keil J. – Baugrundverbesserung zur Herabsetzung des Verflüssigungspotentials bei Pfahlgründungen, *7th Hans-Lorenz-Symposium*, Berlin, October 6, 2011.
- Weaver T., Ashford S., Rollings K. – Performance and analysis of a laterally loaded pile in stone column improved ground. *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, August 1-6, 2004.
- Zou Y., Boley C., Wehr J. – On the stress dependent contact erosion in vibro stone columns. *International Conference on Scour and Erosion*, San Francisco, 2010, p. 241-250.

Amélioration de sols limoneux vasards par colonnes ballastées et préchargement statique

T. NAIDJI, S. LAMBERT

Keller Fondations Spéciales

P. BERTHELOT

Bureau Veritas

Résumé

Sous une première couche de tourbe d'un mètre d'épaisseur, des limons vasards à passées sableuses ont été détectés sur une profondeur de plus de 30 mètres sur le site de construction d'un hypermarché à Ljubljana (Slovénie). Cet environnement géologique particulièrement hostile nous a conduits à réaliser, après purge de la tourbe et mise en place d'une couche drainante, un renforcement homogénéisé de sol par colonnes ballastées, de 18 m de profondeur (57 000 ml au total), à la place d'une solution par pieux. La surface ainsi traitée a ensuite été préchargée par environ 200 000 m³ de remblai. Le suivi tassométrique précis, après mise en place des colonnes de production et pendant les phases de remblaiement et de construction de l'ouvrage, a permis d'affiner en fonction de l'hétérogénéité localisée du sol, la hauteur et la durée du préchargement. Toutes ces observations illustrent parfaitement le comportement d'un sol compressible renforcé par des colonnes ballastées au cours du temps. Elles mettent aussi en évidence la stabilisation des tassements après déchargement.

Mots-clés : colonnes ballastées, suivis tassométriques, préchargement, purge.

Soil improvement of silty clays by stone columns with additional static preloading

Abstract

Underneath a one meter thick layer of peat, sandy silts have been found to depths of more than 30 m on a construction site for a hypermarket at Ljubljana (Slovenia). This hostile geological environment lead us to a solution to reinforce homogeneously the soil by stone columns to a depth of 18 m (total 57,000 linear meters) after soil substitution of the peat by a draining gravel layer, instead of piling. The entire surface was then preloaded by about 200,000 m³ of earthfill. The follow up of settlements during construction phase and during the phases of preloading have allowed to adjust preloading time and height of the fill in accordance with local variations of the soil. All these observations have allowed to demonstrate perfectly the settlement-time-behaviour of a reinforced compressible soil by stone columns. It demonstrated as well the perfect stabilisation of settlements after the unloading phase.

Key words: stone columns, follow up of settlements, preloading, substitution.

Introduction

Le site de construction d'un hypermarché à Ljubljana (Slovénie) se caractérise par des conditions géologiques particulièrement difficiles : sous une première couche de tourbe, des limons vasards à passées sableuses ont été détectés sur une profondeur de plus de 30 mètres.



FIGURE 1 Photo du bâtiment achevé.

Vis-à-vis d'une solution « pieux » difficilement envisageable, il a été retenu un renforcement de sol par colonnes ballastées sur 18 mètres de profondeur. L'objectif de ce traitement était de permettre la réalisation du bâtiment en mode superficiel par des fondations isolées et filantes et un dallage sur terre-plein classique. Sous le parking (4a, 4b, 3a, 3b, 3c) et la cour de service (4c), une solution de préchargement avec mise en place de drains plats verticaux a été choisie (Fig. 2). Son étude ne fait pas partie de cet article. Le traitement de sol par colonnes ballastées a permis d'augmenter la capacité portante du sol, de diminuer sa compressibilité, d'accélérer les tassements par effet drainant et de réduire les tassements différentiels. Sous le bâtiment, après purge de la tourbe et mise en place d'une couche drainante, des colonnes ballastées ont été réalisées

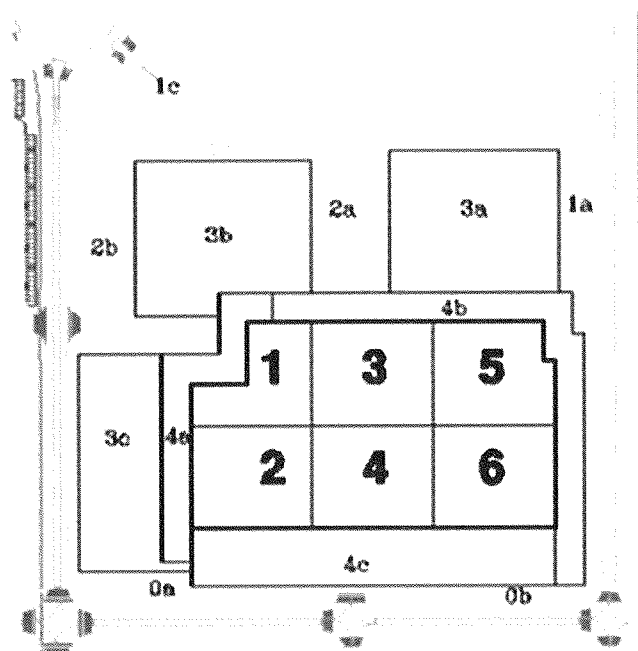


FIG. 2 Vue d'ensemble du site et découpage du bâtiment en zones.

Données géotechniques

Les deux campagnes de reconnaissance ont mis en évidence sur plus de 30 mètres d'épaisseur un complexe alluvionnaire constitué essentiellement par :

- des remblais caillouteux compacts sur une épaisseur de 0,80 à 2,00 m ;
- du limon tourbeux ou de la tourbe sur une épaisseur de 0,30 à 1,00 m ;
- une alternance de passages limoneux et argileux caractérisée par des valeurs de résistance à la pointe qc au CPT de l'ordre de 0,5 MPa ;
- des limons plus sableux jusqu'à 20 m de profondeur caractérisés par des qc variant entre 1 et 2 MPa ;
- du sable compact jusqu'à 22,50 m ;
- et, enfin, à nouveau des limons et argiles molles jusqu'à la base des sondages.

Très peu d'essais de laboratoire étaient à notre disposition en phase d'appel d'offres et une campagne de reconnaissance complémentaire a été lancée pour prélever des échantillons afin de connaître la nature exacte de ces matériaux, leur perméabilité et leur caractère évolutif. Les essais de laboratoire sur les silts prélevés entre 6 et 14 m ont mis en évidence les caractéristiques suivantes :

- un passant de 80 m, compris entre 92 et 99 %, avec une fraction argileuse (2 m), de l'ordre de 10 % ;

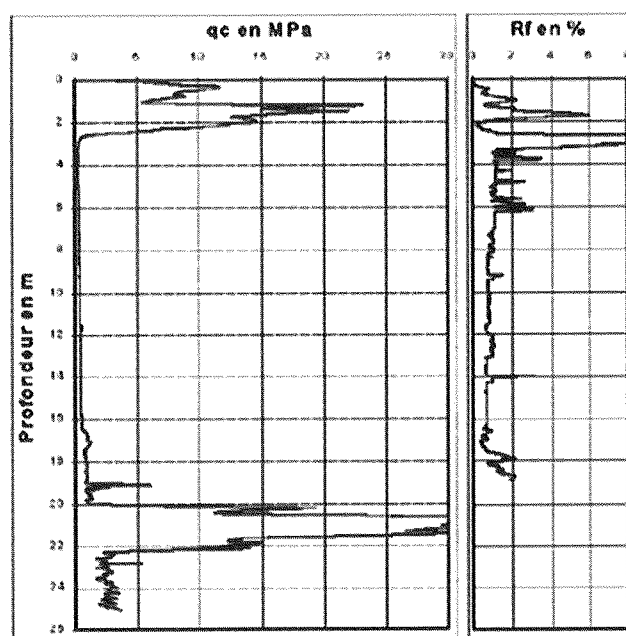


FIG. 3 Essai au pénétromètre statique.

- des teneurs en eau élevées : $32,9 \leq w \leq 98 \%$;
- des valeurs au bleu de méthylène comprises entre 0,8 et 1,5 caractérisant un matériau à fraction argileuse faible ;
- une perméabilité mesurée relativement faible : $1,2 \cdot 10^{-9} \leq k \leq 3,5 \cdot 10^{-9}$ m/s. La perméabilité moyenne de $2 \cdot 10^{-9}$ m/s a été retenue pour les calculs.

3

Le projet

3.1

Généralités

Le projet comporte un bâtiment commercial de 20 000 m² avec une cour de service de 5 700 m² et 50 000 m² de parking et de voirie. La structure du bâtiment est de type métallique et les surcharges d'exploitation sur le dallage sont de l'ordre de 20 kN/m² maximum dans les réserves. Le site se situe dans une zone inondable et la cote du bâtiment et parking a été calée entre 0,50 et 2,10 m au-dessus du terrain naturel par un remblai de mise à niveau (Fig. 4).

3.2

Traitement sous le bâtiment

La solution retenue a consisté à réaliser près de 57 000 ml de colonnes ballastées selon une maille carrée de 3 × 3 m avec une concentration des colonnes sous les massifs de structure. Afin de maîtriser parfaitement les tassements, ce traitement est complété par :

- une purge des matériaux tourbeux de surface ;
- un préchargement par du remblai correspondant à environ 1,5 fois le poids du bâtiment.

L'objectif de ce préchargement était de provoquer un tassement égal ou supérieur à celui qui aurait lieu sous le poids du futur ouvrage ; ce qui permettrait de garantir une stabilité définitive du bâtiment à très long terme. Pour le remblaiement de mise à niveau et de préchargement, le bâtiment a été divisé en 6 par-

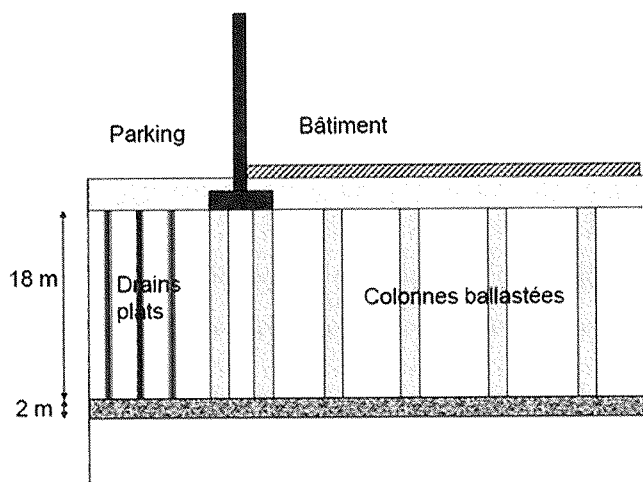


FIG. 4 Coupe schématique du traitement de sol.

ties fictives. Chaque partie était remblayée jusqu'à sa cote finale de mise à niveau plus 1,50 m de remblai de surcharge, l'avancement des travaux de terrassement étant réalisé de la zone 1 et 2 vers la zone 5 et 6 (Fig. 4).

3.3

Temps de consolidation

Le réseau de colonnes ballastées accélère la consolidation grâce à un cheminement radial des eaux vers les colonnes. L'équation, établie par Barron, qui rend compte de la consolidation est :

$$U_r(t) = 1 - \exp\left(\frac{-8 \cdot Cr \cdot t}{D^2 \cdot F(n)}\right)$$

Avec :

$D = 1,03.l$ ou $1,13.l$, où l est la distance entre colonnes respectivement pour un maillage triangulaire ou carré : $D = 3,39$ m,

$F(n) = \ln(n) - 0,75$ avec $n = D/d = 3,39$,

Cr est le coefficient de consolidation radial ($Cr = 1,4 \cdot 10^{-6}$ m²/s),

t est le temps et U_r est le degré de consolidation,

d est le diamètre du drain (5 cm pour le drain plat et 1,00 m pour la colonne ballastée).

Le dimensionnement du réseau de colonnes ballastées a été élaboré de façon à obtenir une consolidation U_r égale à 90 % sous le bâtiment dans un délai d'environ 3 mois.

4

Exécution

4.1

Planche d'essai

Une planche d'essai de 400 m² (20 m × 20 m), située sensiblement à l'emplacement de la zone 2 (Fig. 5), a été réalisée au démarrage du chantier pour valider

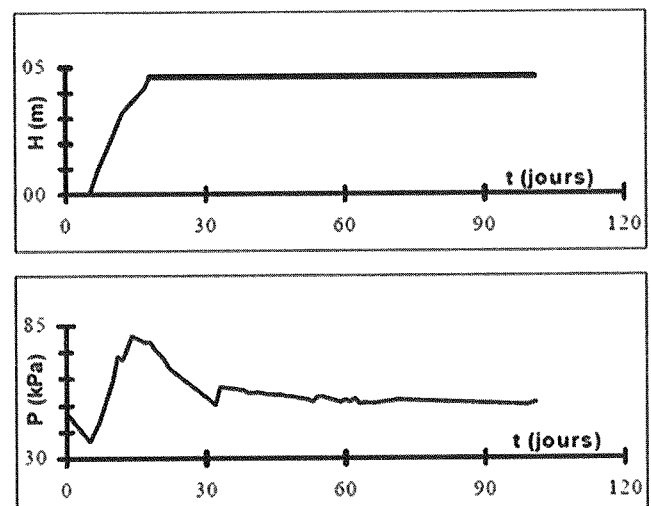


FIG. 5 Évolution de la pression interstitielle en fonction du temps et de la hauteur du remblai.

la durée de consolidation du sol et les valeurs prévisionnelles de tassement. Un dégarnissage de colonnes ballastées en partie supérieure a mis en évidence un diamètre moyen de colonne de plus d'un mètre, confirmant ainsi l'hypothèse retenue dans le calcul de la consolidation. L'analyse des résultats des mesures de tassement et de pressions interstitielles a permis de vérifier que la consolidation s'effectuerait sur une période de 2 à 3 mois.

Les tassements mesurés lors de la planche d'essai ont permis d'extrapoler une valeur finale de l'ordre de 80 cm pour une hauteur de remblai de 4,50 m. Cette valeur est proche de celle obtenue par le calcul théorique déterminé en appliquant les théories de Terzaghi (1995), Barron (1947) et Priebe (1976, 1978).

4.2

Suivi de l'instrumentation

Le suivi du tassement a permis de constater un comportement du sol très différent d'une zone à l'autre lié entre autre aux épaisseurs de remblai mis en œuvre et à la coupe géologique (Fig. 6).

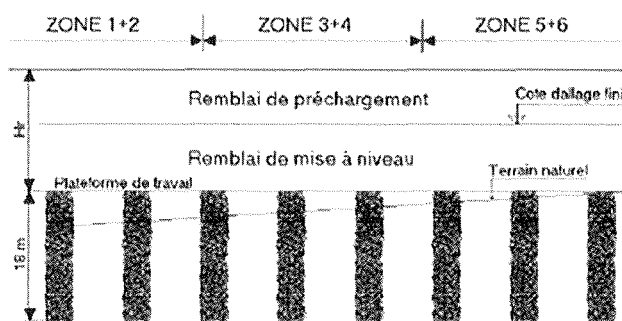


FIG. 6 Coupe géotechnique globale.

4.2.1

Tassements absolus

Les tassements mesurés dans les zones 1 et 2 sont de l'ordre de 0,80 à 1,10 m pour 4 à 5 m de remblai (résultat sensiblement identique à la planche d'essai). Ils varient de 0,20 à 0,40 m dans les zones 5 et 6 ceci pour 2 à 3 m de remblai.

Dans les zones centrales 3 et 4, les piges indiquaient des tassements pouvant varier de 0,30 à 0,80 m pour une hauteur de remblai variable de 2 à 3 m environ (Fig. 7). Ces différents tassements sont en accord avec la coupe géologique et l'étude théorique initiale.

4.2.2

Temps de consolidation

En zones 1 et 2, l'analyse des courbes de tassement met en évidence un comportement différent des autres zones en ce qui concerne la vitesse d'évolution des tassements. En effet, dans les zones 5 et 6 et les zones 3 et 4 la stabilisation des tassements s'est effectuée sur une période inférieure ou égale à 3 mois. Par contre, la stabilisation complète des tassements n'était toujours pas atteinte en zone 1 et 2 après 2 à

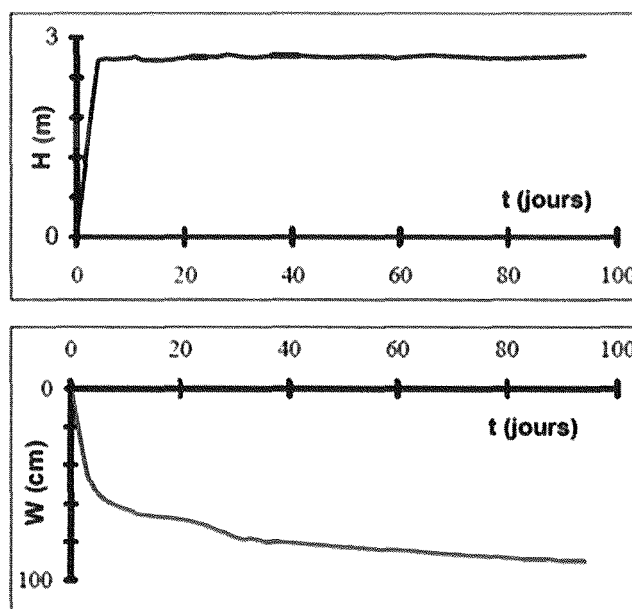


FIG. 7 Évolution des tassements en fonction de la hauteur du remblai et du temps (zones 3 et 4).

3 mois de préchargement. Aussi, afin de maîtriser le planning de construction du bâtiment et en accord avec le maître d'œuvre, un remblaiement supplémentaire de 2 m de hauteur, en plus des 1,5 m déjà mis en œuvre a été programmé sur les zones 1 et 2 critiques. Ce remblaiement supplémentaire a permis de faire apparaître un supplément de tassement de 20 cm en l'espace d'un mois seulement.

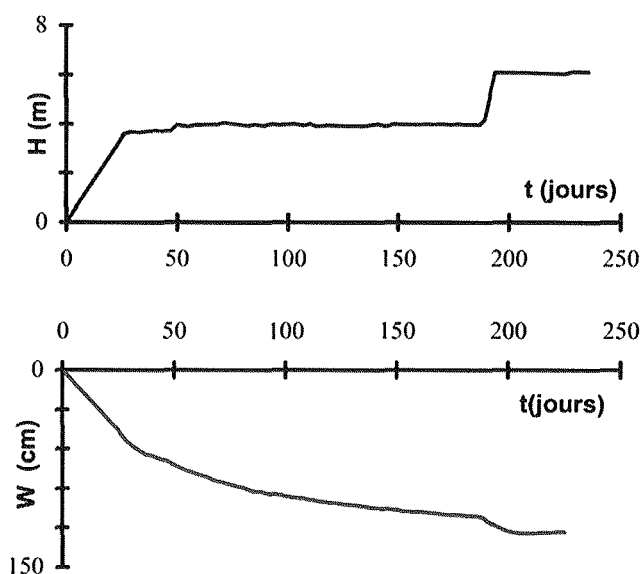


FIG. 8 Évolution du tassement après surcharge supplémentaire.

Finalement, après déchargement, une stabilisation des tassements a pu être vérifiée à partir des piges de tassements restantes et également par la mise en place de repères topographiques supplémentaires sur les poteaux du bâtiment pendant toute la durée de la construction jusqu'à réception définitive de l'ouvrage.

Conclusion

En l'absence d'un substratum bien défini, la solution de traitement de sol par un maillage de colonnes ballastées sur 18 m de profondeur a permis la construction d'un centre commercial dans un laps de temps très court sur un terrain très compressible. Pour être bien certain de maîtriser les tassements absolus et différentiels sous les charges et en tenant compte des caractéristiques de sol sur plus de 30 m, ce traitement a été complété par un préchargement du sol (avec un coefficient de 1,5 minimum sur la charge globale finale de l'ouvrage). Les parkings et la cour de service ont également été préchargés après mise en place de drains verticaux préfabriqués (zones 4a, 4b, 4c, 3a, 3b, 3c de la figure 4). L'extrapolation entre le comportement à court terme (planche d'essai), et celui à long

terme est resté valable en ce qui concerne les valeurs absolues de tassements sur l'ensemble du bâtiment. Par contre, en ce qui concerne les temps de consolidation, une différence importante est apparue dans les zones 1 et 2 (tassements de fluage, hétérogénéité locale ou effet de profondeur).

Ceci montre bien que les prévisions de comportement de sol sur la base de la planche d'essai (à court terme), sont nécessaires mais pas suffisantes dans le cas de sols aussi complexes et compressibles. Ceci rend nécessaire et complémentaire le suivi en temps réel de l'ouvrage. Les suivis tassométriques et piézométriques en temps réel ont permis d'ajuster les hauteurs de remblai de préchargement et les temps de consolidation afin de tenir compte à la fois des hétérogénéités très locales du sol et des charges et du phasage très particulier de préchargement par zones.

Bibliographie

- Barron R.A. – Consolidation of fine-grained soils by drains wells. *A.S.C.E. Journal Soil Mechanics*, vol. 73, SM6, 1947, p. 811-835.
- Dhouib A., Stoehr B. – Techniques d'amélioration des sols par vibration profonde : origine, développement et méthodes de dimensionnement. *Entretiens de la Technologie*, édition européenne, École centrale de Lille. *Les Dossiers des technologies*, Éd. Londez Conseil, 1997, p. 271-277.
- Priebe H. – *Die Bautechnik*, vol. 53, n° 5, 1976, p. 160-162.
- Priebe H. – *Die Bautechnik*, vol. 55, n° 9, 1978, p. 281-284.
- Soyez B. – Méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées. *Bulletin du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*, n° 135, 1985, p. 35-32.
- Terzaghi K., Peck R.B. – *Soil Mechanics and Engineering Practise*, John Wiley & Sons, New York, 1948.

Colonne à module mixte CMM[®] sous des sollicitations statiques et dynamiques : étude expérimentale

H. SANTRUCKOVA

Phd student, Grenoble-INP
UJF-CNRS, 3SR

**P. FORAY, É. FLAVIGNY
PH. GOTTELAND**

Grenoble-INP, CNRS, 3SR,
Grenoble, France

M. BUSTAMANTE

IFSTTAR, Paris, France

Résumé

La colonne mixte ou la colonne à module mixte CMM[®] est un procédé de renforcement de sol qui combine les deux techniques les plus utilisées en France. Elle se compose d'une partie supérieure de 1,5 m environ de colonne ballastée qui peut accepter des efforts de cisaillement importants et une partie inférieure rigide (inclusion rigide) qui permet de réduire essentiellement les tassements. Afin de dimensionner correctement les colonnes mixtes, le comportement de ce renforcement de sol sous des actions statiques et dynamiques est analysé. Une étude expérimentale *in situ* réalisée par le LCPC (maintenant IFSTTAR) et une étude en laboratoire par le laboratoire 3S-R (Grenoble) d'une semelle carrée reposant directement sur un groupe de CMM[®] mises en place dans une argile molle, ont été réalisées afin d'analyser la réponse de ce système sous différentes charges statiques et dynamiques. La comparaison entre les déplacements dynamiques de la semelle et les courbes p-y (pression latérale P fonction du déplacement latéral Y de la tête de pieu), permet de quantifier la dissipation de l'énergie. Les résultats indiquent une augmentation significative de la portance de la fondation sur colonnes mixtes et une dissipation importante de l'énergie inertielle sismique dans la partie supérieure souple.

Mots-clés : colonne à module mixte, moment de flexion, raideur, déplacement.

Mixed Module Columns[®] under static and dynamic load: experimental study

Abstract

Mixed Module Column proceed is a ground reinforcement technique which combines two soil improvement methods widely used in current practice. They are composed of a 1 to 1.5 m length of a soft upper part (Stone Column) which offers shear and moment capacity, and a rigid lower part (Rigid Inclusion) which mainly reduces the settlements. In order to design CMM[®]s correctly, the response of this combined system to different static and dynamic loads must be understood. This paper presents main results from *in situ* tests performed by IFSTTAR and from a laboratory experimental study performed in Laboratoire 3S-R (Grenoble) of a shallow foundation with a group of Mixed Columns. The analysis of the dynamic deflection of the pile head and of the P-Y curves obtained with cyclic loading on the pile, compared to the movement of the foundation, allowed an estimation of the dissipated energy. The results indicate that the footing bearing capacity with CMM[®]s increases and a large amount of the seismic energy is dissipated within the soil column.

Key words: Mixed Module Column, bending moment, subgrade modulus, displacement.

Introduction

Les recommandations françaises ASIRI (2012) et de l'AFPS (2012) recommandent la mise en œuvre d'un matelas intercalaire entre les têtes d'inclusions rigides et les fondations dans le but notamment de réduire les sollicitations dans les inclusions rigides en présence d'efforts horizontaux venant de l'ouvrage. Cette préconisation entraîne des sujétions importantes pour l'exécution : augmentation du volume des déblais, largeur de fouille plus grande que celle des semelles (coffrage nécessaire), compactage et contrôles difficiles en fond de fouille.

Les colonnes mixtes ou colonnes à module mixte CMM® développées par Keller Fondations Spéciales, sont un procédé de renforcement de sol alternatif aux inclusions rigides particulièrement innovant dans le sens où il est possible de s'affranchir du matelas. La partie supérieure en colonne ballastée qui surmonte l'inclusion rigide en partie inférieure se comporte comme une zone rotulée dissipative qui transmet moins d'énergie, aussi bien du sol vers la superstructure par effet direct que de la structure vers la partie inférieure rigide des CMM®.

Nous présentons, dans cet article, des essais *in situ* (voir Figs. 1, 2 et 3) réalisés par le LCPC (Bustamante *et al.*, 2006) sur deux sites à Niederbipp (Suisse) et à Saint-Martin-d'Hères (France) et une étude du laboratoire 3S-R d'une semelle isolée soumise à des sollicitations horizontales reposant sur un massif de sol mou renforcé par quatre CMM®. Le modèle est réalisé en 3D à une échelle 1/10 dans la visu-cuve du Laboratoire 3S-R afin d'évaluer l'effet inertiel (Fig. 4).

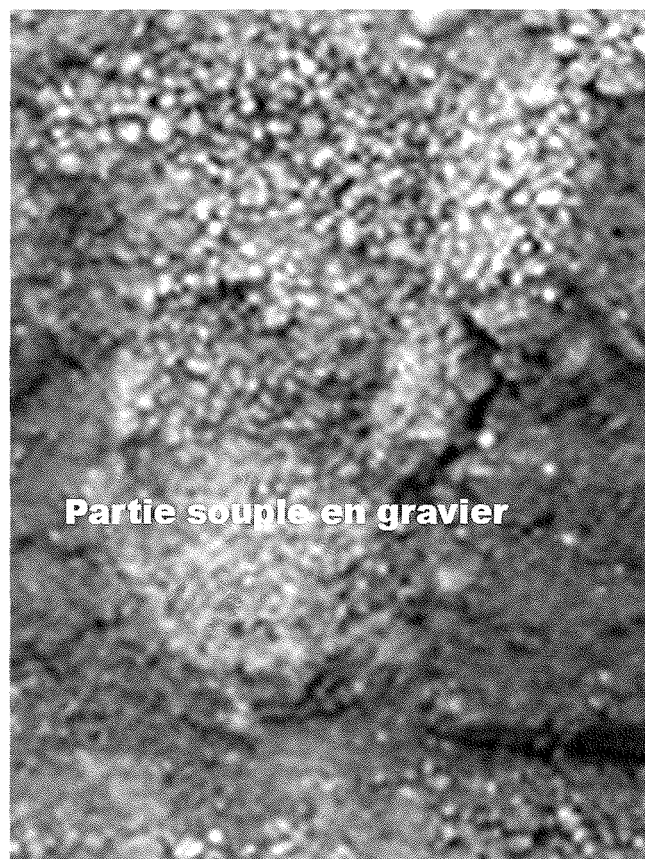


FIG. 1 Dégarnissage d'une colonne mixte, Niederbipp (Suisse).

Plots expérimentaux du LCPC

Il convenait d'étudier les différents aspects de la colonne mixte, dans le cadre d'une recherche expérimentale sur site, en vraie grandeur. Ce programme impliquait d'étudier les différents aspects du problème, à savoir la comparaison des performances d'un sol renforcé (par colonnes ballastées CB et CMM) par rapport à celles d'un même sol non renforcé, le mécanisme de fonctionnement de la colonne à module mixte CMM, la validité des différentes méthodes de dimensionnement possibles. Celle-ci a pu être réalisée à Niederbipp (Suisse), en relation avec les travaux de confortement de la plate-forme logistique Center et à Saint-Martin-d'Hères (38) dans le cadre d'un projet des bâtiments de logements confiés à Keller Fondations Spéciales.

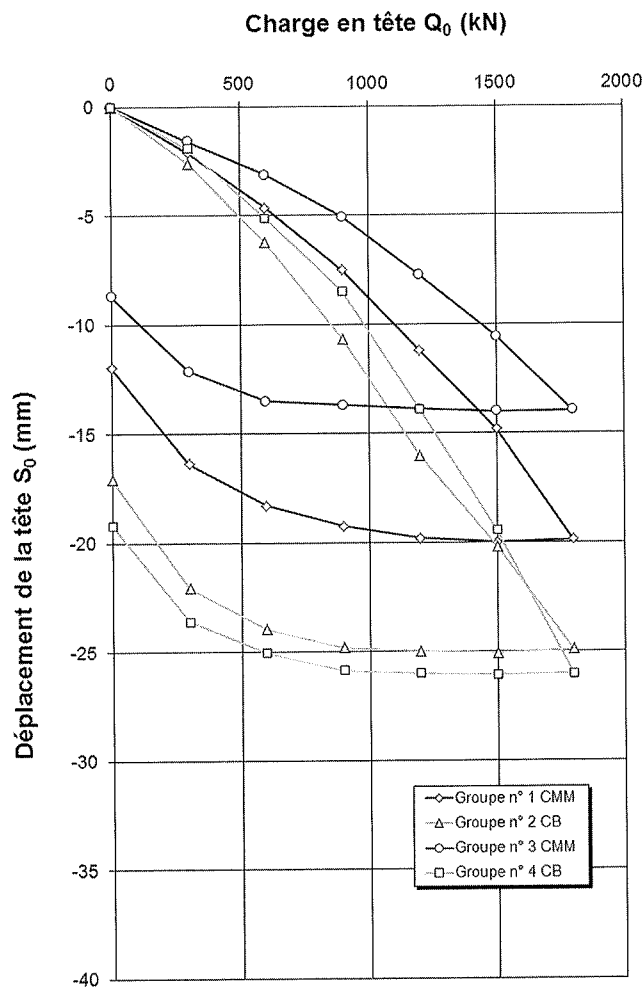
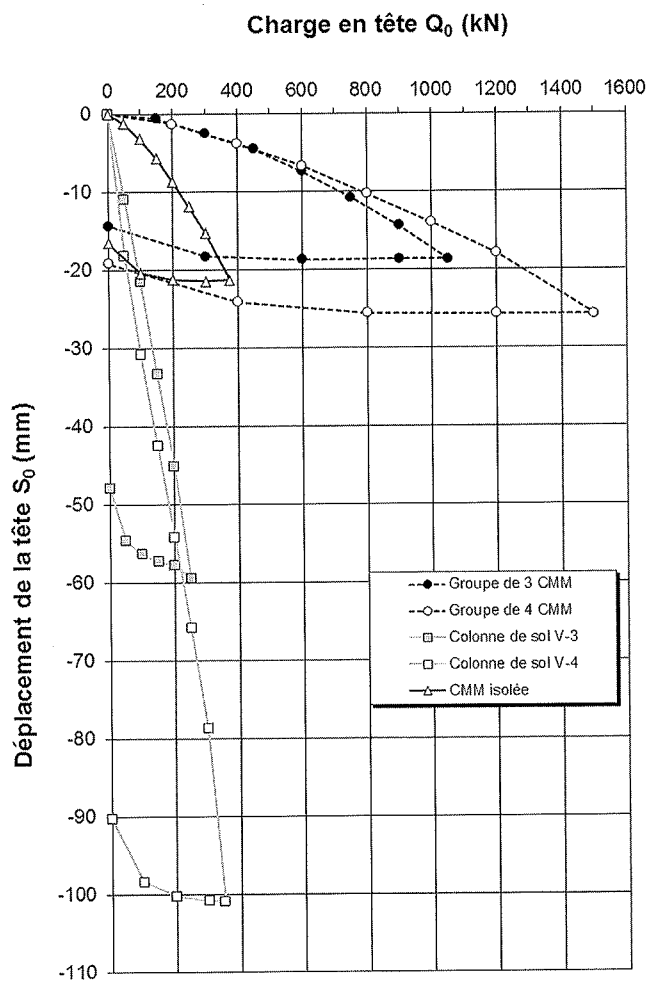
L'analyse des résultats recueillis a conduit aux conclusions suivantes :

- les équipements de réalisation de la colonne mixte Keller et le système de contrôle de mise en œuvre par enregistrement des paramètres de forage et de bétonnage avec visualisation de l'évolution de chacun d'eux, permettent un suivi efficace de la confection de chaque colonne en temps réel ;
- l'observation des colonnes excavées a montré que la continuité et la coaxialité de la partie gravier avec la partie rigide sont respectées et maîtrisées dans le sens de la répétitivité. La qualité du contact à la transition s'est avérée être bonne ;
- la capacité portante réelle du sol renforcé par colonnes CMM® est au moins trois fois supérieure à celle mesurée sur sol vierge. En termes de tassement, le rapport de réduction des tassements est de l'ordre de 4 à 5 (Fig. 2) ;
- La comparaison entre colonnes ballastées et les colonnes à module mixte montre que les CMM réduisent plus efficacement les tassements, et cela dans un rapport de 1,4, pour les colonnes isolées comme pour les groupes de colonnes (Fig. 3) ;
- du point de vue de la prévision de la portance et des tassements (Bustamante *et al.*, 2006), plusieurs approches analytiques (logiciel Greta de GETTEC) et numériques (PLAXIS 2D et 3D) ont pu être validées.

Essais en laboratoire

Présentation des modèles physiques

Un modèle réduit d'une semelle carrée de 24 cm de côté et de 2 cm d'épaisseur reposant sur quatre colonnes mixtes a été réalisé au laboratoire 3S Grenoble. L'inclusion rigide est représentée par un tube en aluminium de 16 mm de diamètre extérieur et 8 mm de diamètre intérieur, fixé en pied. La zone de transition de la colonne mixte est représentée par une tête élargie conique remplie de gravier surmontée par une plateforme de transfert de charge constituée soit par des colonnes en gravier, soit par un matelas continu de gravier. Pour connaître l'influence de l'épaisseur de la plate-forme de transfert sur les sollicitations dans les inclusions rigides, les épaisseurs de 5, 8 et 10 cm ont



été étudiées. La semelle est encastrée dans le sol sur toute sa hauteur. Pour l'étude des sollicitations latérales de l'inclusion rigide, une inclusion est instrumentée avec 20 extensomètres répartis sur toute la hauteur, de manière à représenter les profils des sollicitations de manière détaillée.

Dans le cadre de ce travail, la condition de similitude rigoureuse n'est pas respectée pour le niveau de contrainte ($\sigma^* = 1$) pour les modèles réduits soumis à une gravité normale ($g^* = 1$). Néanmoins, cette modélisation physique a pour objectif de visualiser le mécanisme d'interaction du complexe sol-CMM®-semelle sous sollicitation horizontale et de calibrer un modèle numérique.

Le dispositif expérimental est constitué d'une grande cuve (VisuCuve) rigide et imperméable de 2 m de long par 1 m de large et 1 m de profondeur, qui permet une visualisation latérale des mécanismes. Elle est remplie par une argile saturée très molle (voir Fig. 5). Un chariot de chargement supportant le modèle de la semelle peut se déplacer le long de deux rails parallèles fixés sur les deux côtés latéraux. Le modèle de la semelle peut descendre librement sous le chargement vertical grâce à un système de guidage sur le chariot de chargement. La charge verticale qui reste constante tout au long de chaque essai a été appliquée à l'aide d'un vérin vertical fixé sur le chariot.

Les forces horizontale et verticale sont mesurées par deux capteurs de force montés sur le chariot de chargement et les déplacements horizontaux sont mesurés par un capteur de grand déplacement directement sur le chariot durant les essais quasi statiques, et par un LVDT sur la fondation pour les essais dynamiques. Le déplacement vertical est mesuré par un LVDT fixé sur le modèle de la fondation.

Un des quatre tubes représentant l'inclusion rigide constitue le macrocapteur instrumenté (Fig. 5). Les fils de connexions de ces jauges sortent par le pied du tube creux. Après avoir installé la semelle sur le renforcement de sol, une charge verticale de 5 000 N est appliquée progressivement en cinq paliers réguliers. Cette charge est maintenue ensuite constante pour assurer une complète consolidation du sol. La charge verticale de 5 000 N correspond au tiers de la charge de rupture du sol renforcé. Après la phase de consolidation du sol sous la charge verticale, un chargement horizontal de 30 cycles est appliqué sous déplacements contrôlés de ± 2 mm à une fréquence de 2,7 Hz.

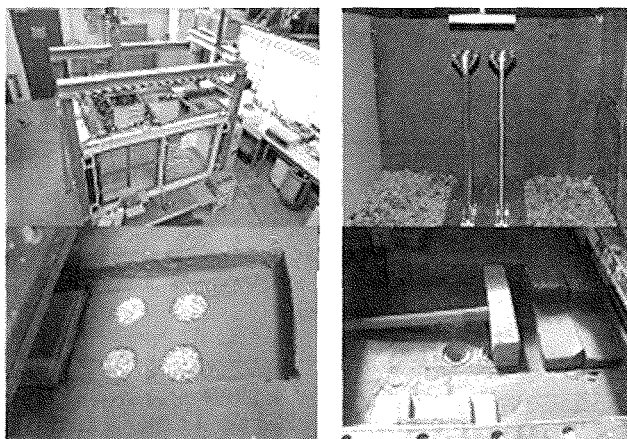


FIG. 5 La « VisuCuve », la partie rigide + zone transition, mise en œuvre de l'argile et du gravier de la partie souple.

Le macrocapteur instrumenté mesure des déformations de flexion à partir de 20 jauges. Les moments de flexion le long du pieu ont été obtenus à partir de la loi de Hooke et de l'équation d'Euler-Bernoulli. La principale difficulté pour une telle analyse est une interpolation temporelle correcte du moment sur la hauteur de l'inclusion (Rosquoët *et al.*, 2007). Ceci est effectué avec une fonction polynomiale de degré 6 (Hana Santruc-kova, 2012).

3.3

Résultats des essais en laboratoire

3.3.1

Chargements vertical et horizontal

L'objectif est de trouver la combinaison des charges limites verticale V et horizontale H qui provoque la rupture de la fondation isolée.

Cette courbe enveloppe de rupture peut être trouvée expérimentalement par une augmentation de la charge verticale jusqu'à sa capacité ultime, puis en appliquant une force horizontale tout en bloquant la fondation verticalement en déplacement. Cette procédure est communément appelée le *swipe test*. La

mesure des forces verticales et horizontales appliquées sur la fondation donne pour la semelle la courbe de rupture du sol renforcé par colonnes mixtes.

Le *swipe test* a été effectué pour le sol non renforcé et le sol renforcé par les colonnes mixtes. Un comparatif de ces 2 courbes (voir Fig. 6) met en évidence que la courbe de rupture du sol renforcé est bien plus large que celle du sol non renforcé. La forme de ces deux enveloppes est homothétique avec un rapport approximatif de 4 entre les deux courbes.

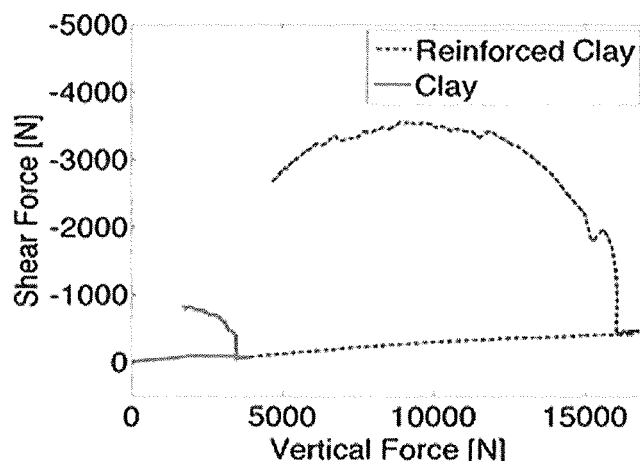


FIG. 6 *Swipe test* pour le sol argileux non renforcé et le sol renforcé avec colonnes mixtes.

3.3.2

Chargement cyclique horizontal

La partie souple en gravier de la CMM® a pour intérêt principal de dissiper au maximum l'énergie cinématique venant de la fondation afin de réduire les sollicitations sur la partie rigide constituée de mortier ou de béton. Dans le modèle physique expérimental, il est apparu important d'étudier l'influence de la hauteur de la partie souple (hauteurs variables de 5, 8 et 10 cm) sur les sollicitations horizontales de la partie rigide sous-jacente.

La figure 7 montre ainsi que la tête de la partie rigide de la colonne mixte se déplace horizontalement bien moins (0,2 mm pour le premier cycle) que la fondation (± 2 mm) et que son déplacement forme également une sinusoïde. Les courbes ont été tracées pour les temps t_1 à t_6 correspondant aux premier, quinzième et trentième cycles.

Sachant qu'une seule inclusion a été instrumentée, il est possible de connaître les sollicitations des inclusions avant (sens du déplacement) pour t_1 , t_3 et t_5 et les sollicitations des inclusions arrière pour t_2 , t_4 et t_6 (Figs. 7 et 8). On peut constater que le moment de flexion en tête de l'inclusion rigide n'a pas une valeur nulle comme c'est obligatoirement le cas pour les colonnes mixtes. Ceci est dû à un moment parasite provoqué par l'évasement du tube fixé en tête.

La figure 8 montre un déplacement réversible au début du chargement puis, à mesure que le nombre de cycles augmente, l'inclusion n'a plus un débattement négatif et montre une accumulation des déplacements avec le chargement dynamique.

Ce déplacement latéral cumulé, tout en restant toujours faible par rapport au déplacement de la semelle, se développe vers l'extérieur de la fondation et a une tendance à se stabiliser vers la fin du chargement cyclique.

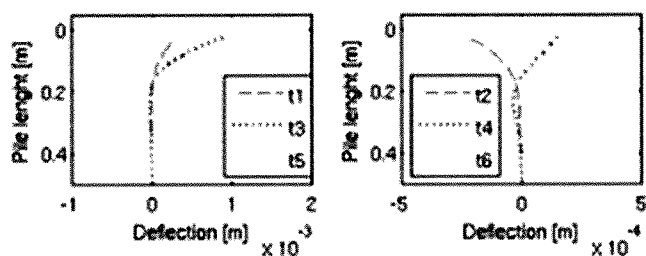


FIG. 7 Profils de déplacements pour les temps t1 à t6 (hauteur partie souple 5 cm).

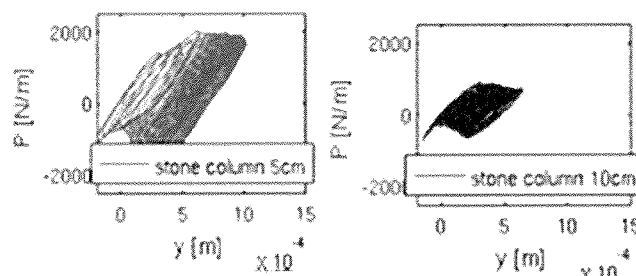


FIG. 9 Courbes p-y en tête de la partie rigide pour 5 et 10 cm de colonne de gravier.

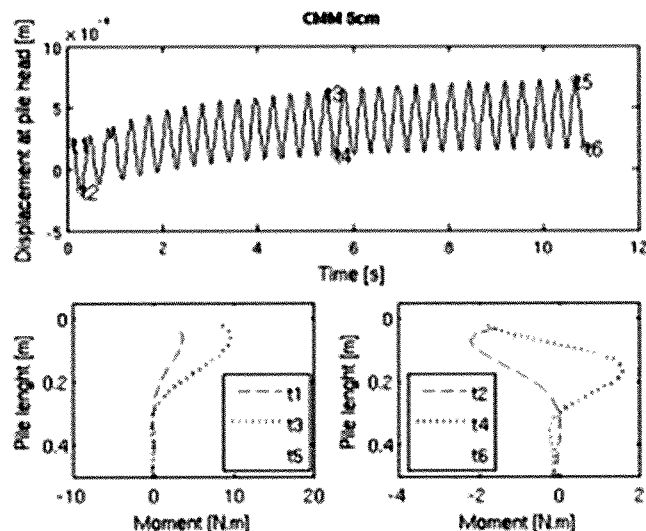


FIG. 8 Profils des moments pour les temps t1 à t6 (hauteur partie souple 5 cm).

L'influence de la hauteur de la partie souple de la colonne mixte sur les sollicitations mesurées dans la partie rigide est caractérisée par la représentation du déplacement y de la tête de la partie rigide en fonction de la pression latérale du sol p de la figure 9. On peut constater que le déplacement est beaucoup plus faible avec une hauteur de colonne de 10 cm (déplacement maximal de 0,6 mm) qu'avec une hauteur de 5 cm (déplacement maximal de 1,0 mm) et que, par conséquent, les fortes épaisseurs sont à favoriser pour réduire les sollicitations dans les inclusions rigides.

4 Conclusion

Dans le cas des colonnes ballastées, il est admis que les efforts horizontaux peuvent être repris sans risque de cisaillement de celles-ci et que le tassement se produit avec la conservation des sections planes horizontales sans engendrer de points durs. Ce n'est par contre, pas le cas pour les inclusions rigides ou semi-rigides dont le module de ces derniers varie de 500 à 10 000 MPa correspondant à une valeur 100 fois supérieure à celui du sol (10 fois seulement pour les inclusions souples). Dans la famille des inclusions rigides et semi-rigides, de nombreux procédés sont proposés (toutes les techniques de pieux, l'injection solide, le *jet-grouting*...) alors que pour les inclusions souples seuls les plots ou colonnes ballastées existaient jusqu'à la création du procédé de la colonne mixte ou colonne à module mixte (CMM®).

Une étude sur le comportement des colonnes mixtes sous sollicitations horizontales statiques et dynamiques a été effectuée à partir d'essais *in situ* et de modélisations physiques. Elle a montré que le sol, renforcé par quatre colonnes mixtes concentrées sous une semelle isolée, permet d'augmenter la portance du sol sous charge verticale ou inclinée dans un rapport de 3 à 4 par rapport à la situation initiale pour les cas étudiés. Les tassements mesurés sur les plots d'essais de Nierderbipp et Grenoble ont été divisés dans un rapport de 4 à 5 par rapport à la situation initiale.

Pour des sollicitations horizontales cycliques que l'on peut observer lors de séismes par exemple, une étude paramétrique de la variation de la hauteur de la partie souple de la colonne mixte a été réalisée pour connaître l'influence de ce paramètre sur les sollicitations dans la partie rigide sous-jacente. Il a été montré que pour assurer une efficacité optimale dans la réduction des sollicitations au niveau de la partie rigide, une hauteur de plus d'un mètre de la partie souple de la CMM® est à envisager (valable également pour un matelas de gravier dans le cas d'inclusions rigides).

Bibliographie

- AFPS – Procédés d'amélioration et de renforcement de sols sous actions sismiques, Guide technique, Presses des Ponts, 2012.
- ASIRI – Recommandations pour la conception, le dimensionnement, l'exécution et le contrôle de l'amélioration des sols de fondations par inclusions rigides, Presses des Ponts, 2012.

- Bustamante M. – Études expérimentales sur la portance des colonnes à modules mixtes aux ELU. *Symposium international sur les états limites ultimes des ouvrages géotechniques*, 2006, p. 59.
- Santruckova H. – Inertial loading of soil reinforced by Rigid Inclusions associated to a flexible upper layer, Laboratoire 3S Grenoble, 2012.

- Zhang X. – Modélisation physique et numérique des interactions sol-structure sous sollicitations dynamiques transverses. PhD Dissertation, Université de Grenoble. *Journal*, n° 29, 2011, p. 955-970.

Vibro stone columns – model tests vs. fem calculations

W.J. WEHR

Technical University
of Dresden
Institute for geotechnical
engineering
George-Bähr-Str.
01069 Dresden, Germany

Résumé

Research on the group action of stone columns points out that the behaviour of an isolated single column is quite different from the one of a stone column in a group of columns under a rigid footing. To highlight the differences, model tests of a rigid footing on a single sand column in clay and model tests of a rigid footing with various numbers of sand columns in clay are compared. A re-calculation of model tests has been performed by means of the finite element method taking into account the mean grain diameter. Beginning with a single isolated column, the deformation mechanism of the column has been reproduced, detecting a wedge shaped shear zone below the footing. Furthermore, the same footing has been analysed to study the group effect in a section of 5 columns. Again the same deformation mechanism as in the model test has been observed displaying a wedge shaped area below the footing. The influence of the length of the columns and an additional row of columns outside the footing has been investigated and recommendations are given.

Mots-clés : ground improvement, vibro, stone columns.

Colonnes ballastées essais en modèle réduit et calculs aux éléments finis

Abstract

L'analyse du fonctionnement de colonnes ballastées en groupe montre que le comportement d'une colonne ballastée isolée est notablement différent de celui d'une colonne ballastée en groupe sous une semelle rigide. Pour mettre en évidence ces différences, des essais en modèle réduit d'une semelle rigide sur une colonne isolée dans l'argile et d'autres essais sur une semelle rigide reposant sur différents nombres de colonnes dans l'argile sont comparés. Les essais ont été recalculés par la méthode des éléments finis, en prenant en compte le diamètre moyen des grains. En commençant par une colonne isolée, le mécanisme de déformation a été reproduit, permettant de déceler une zone de cisaillement en forme de coin sous la semelle. Par la suite, la même semelle a été analysée pour étudier l'effet de groupe dans une section de 5 colonnes. Là encore, le même mécanisme de déformation que dans le modèle réduit a été observé, avec une surface en forme de coin sous la semelle. L'influence de la longueur des colonnes et d'une rangée supplémentaire de colonnes à l'extérieur de la semelle a été étudiée, et des recommandations sont proposées.

Key words: amélioration de sol, procédés de vibration, colonnes ballastées.

Introduction

It was observed by various authors (Witt, 1978; Brauns, 1978, 1980; Hu, 1995; Wood, 1998) that shear zones appear during the deformation of stone columns. Therefore, it is essential for the calculation of forces and displacements which depend on the thickness of a shear zone (Tejchman *et al.*, 1998), to model shear zones correctly. The influences of different parameters like initial density, pressure level and mean grain diameter on the width of the shear zone was studied intensively with model tests (Tejchman, 1989; Hammad, 1991; Hassan, 1995) and could be reproduced with FE-calculations (Tejchman, 1997; Tejchman *et al.*, 1998).

Considering a shear deformation problem, a granular material tends to change its volume (either contract or dilate). If the material is in an initially dense state, it increases its volume (dilates). But if this dilatancy is constrained, very high forces may develop. In the case of stone columns, the dilatancy in the shear zones is partly constrained by the stones around the shear zone and the soil surrounding the columns. The understanding of this principle of the constrained dilatancy is important not only for a footing on stone columns (Wehr, 1998), but as well for footings on sand (Herle and Tejchman, 1997), piled raft foundations, sand anchors (Wehr, 1997; Wehr *et al.*, 1997), conventional anchors and nails, piles (Tejchman, 1989), silos (Tejchman, 1997) and blast furnaces (Zaimi, 1998).

Model tests of a single isolated column and a group of columns are outlined first in this paper, and the most important parameters influencing the bearing capacity of the columns are discussed. Afterwards, the tests are recalculated with an elasto-plastic constitutive law within a Cosserat continuum.

Model tests

Single isolated columns

Model tests with a single isolated sand column in clay were performed (Witt, 1978 ; Brauns, 1978, 1980). Concerning the soils of the model tests, reconstituted Ahrtal clay of high plasticity ($PI = 36$) with an average undrained cohesion of $c_u = 18$ kPa, void ratio of $e = 1.0$, and water content of 30% and a poorly graded medium Karlsruhe sand ($d_{50} = 0.4$ mm, $e_{max} = 0.83$, $e_{min} = e = 0.57$) were used. A testing cylinder with a diameter of 152 mm and a height of 200 mm was chosen. The diameter of the sand column d_c was 32 mm and its length was equal to the height of the clay layer, $h = 200$ mm.

The preparation of the test was started by pressing the testing cylinder without bottom into a homogeneous clay sample. Afterwards a centric circular hole for the sand column was achieved with a steel tube which was pressed into the clay. The clay inside the cylinder was removed by a small helical auger. After reaching the lower end of the testing cylinder, the steel tube was lifted, filled with sand which was compacted by a falling weight. When the column was completed,

the sand column was charged vertically with a displacement controlled piston using a constant velocity of 0.5 mm/min.

A cross-section of a deformed column for the first case is shown in figure 1. To visualise the displacements, equally spaced horizontal layers of sand were marked in grey. After a vertical displacement u equal to 10% of the column diameter d_c , a peak in the force-displacement curve was observed. Until this point a nearly cylindrical expansion of the upper part of the column was observed. After the peak, the force dropped to the residual value of 92% of its initial value, and later at 20% of d_c the force started to rise slowly again. It can be stated that no sudden failure occurred. After the peak, a change of the deformation mode was observed. Shear zones in the column were created which were approximately inclined 65 degrees to the horizontal. Due to the vertical movement of a wedge shaped part inside the column, the adjacent sand displaced radially. This led to bulging in the upper part of the column.

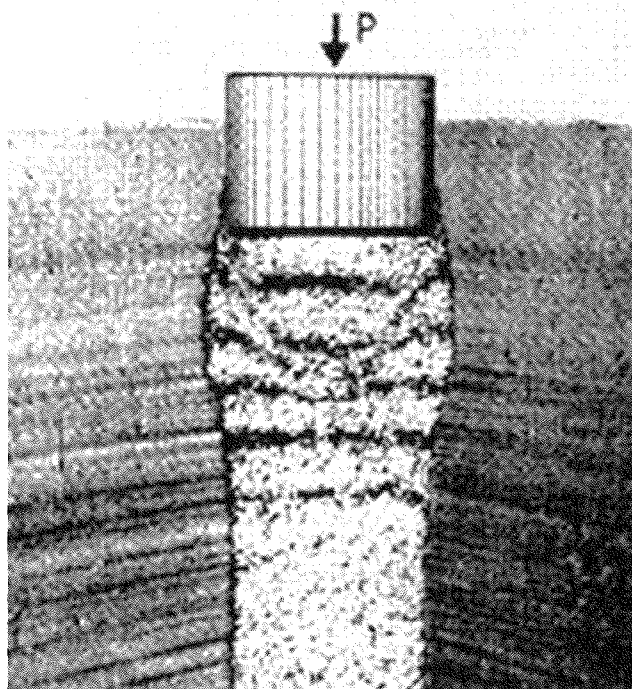


FIG. 1 Deformed isolated column, upper part (Brauns, 1980).

Groups of columns

Model tests with groups of sand columns in clay have been executed by Hu (1995) and Wood (1998) to get a closer insight into the deformation mechanisms of a group of stone columns under a rigid footing. The soils of the model tests are Speswhite kaolin clay which was reconstituted from slurry with a plasticity index of 27, an average undrained cohesion of $c_u = 13$ kPa and a poorly graded medium Loch Aline sand ($d_{50} = 0.32$ mm, $e_{max} = 0.80$, $e_{min} = 0.56$, $0.67 < e < 0.74$). A testing cylinder with diameter and height of 300 mm was chosen.

Using a square column grid, the diameter of the sand columns was 11 mm and 17.5 mm and their length varied between 100 mm and 170 mm. The diameter of the footing has been always kept constant (100 mm). In this way the influences of the size of the area underneath the footing improved by sand columns and of the length of the sand columns could be studied. In all tests one or two additional rows of columns outside the footing were used because these columns provided a certain degree of confinement (Hu, 1995). However, the beneficial influence was not proved with the tests.

The main result in terms of the deformation under the footing is that a wedge shaped body is displaced vertically in connection with bulging and "buckling" of the columns (see Fig. 2a). "Buckling" was observed near the edges of the footing close to the ground surface and bulging occurred under the center of the footing in a deeper region. The columns around the footing showed a small amount of bending.

The load bearing mechanism is significantly influenced by the length of the columns as compared to the diameter of the footing D . If the length of the columns is less than or equal to D , the base of the columns will transfer their load to the underlying clay resulting in a significant punching of the column, (Fig. 2b). But if the length of the columns is larger than $1.5D$ the penetration of the columns into the clay is insignificant.

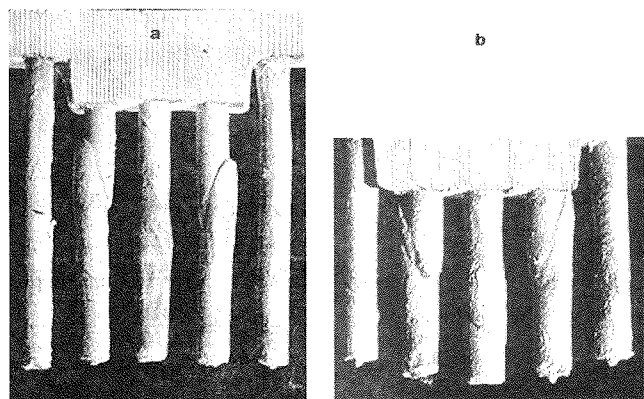


FIG. 2 a) Deformed group of long slender columns and b) short thick columns (Hu, 1995).

3

Elasto-plastic model

The Cosserat elasto-plastic constitutive model used here includes isotropic hardening and softening. It has been proposed by Muehlhaus (1987) and is described in detail by Tejchman (1989, 1997) and Tejchman/Wu (1993). Differences from the conventional theory of plasticity are the presence of Cosserat rotations and couple stresses using the mean grain diameter as a characteristic length.

Twelve material parameters are needed to characterise a soil material: cohesion c , friction angle at peak φ_p and in the critical state φ_c , angle of dilatancy $\beta = \beta_1$ ($\sin \varphi - \sin \varphi_c$), modulus of elasticity, Poissons ratio ν , shear strains at the peak γ_p and at the beginning of shearing γ_0 , mean grain diameter d_{50} and three Cosse-

rat-constants a_1 to a_3 . In Table 1, the parameters of the elasto-plastic model for the two materials considered in recalculations of model tests are summarized. The parameters for Karlsruhe sand have been determined by Tejchman (1997) and the parameters for Ahrtal clay has been estimated from the material parameters given by Witt (1978).

TABLE 1 Material parameters for the elasto-plastic model.

	c	φ_p	φ_c	β_1
	[kPa]	[deg.]	[deg.]	[--]
sand	0	40	35	3
clay	20	0	0	0
	E	ν	γ_p	γ_0
	[MPa]	[--]	[--]	[--]
sand	50	0.30	0.05	0.03
clay	5	0.45	0.05	0.03
	d_{50}	a_1	a_2	a_3
	[mm]	[--]	[--]	[--]
sand	0.4	0.375	0.125	1.00
clay	0.002	0.375	0.125	0.25

4

Calculations

4.1

Single isolated columns

A single isolated sand column in clay was modelled with FEM and a polar elasto-plastic constitutive law under plane strain conditions. The considered dimensions of the sand column were 200 mm height and 16 mm width due to the symmetry of the system. They correspond to the column diameter of 32 mm in the model tests.

In total, 1,024 three-noded triangular elements with three degrees of freedom in each node and with linear shape functions were adopted. The integration was performed with one sampling point in the middle of each element. The calculations were carried out with large deformations and curvatures. A quasi-static deformation was initiated through constant vertical displacement increments Δu prescribed at the nodes along the top of the sand column.

Fig. 3a shows the upper part of the deformed single column after a displacement $u = 10$ mm. The lower part is not shown, because it has not been deformed. If this figure is compared with Fig. 1, a shear zone can be identified inside the column with the same inclination. The calculated width of the shear zone extends over more than one element contrary to a classical continuum (Tejchman, 1989). This results in a realistic mesh independent width of the shear zone.

The exact width and location of the shear zone is indicated by the Cosserat rotations shown in Fig. 3b yielding a thickness of $d_s = 6-8$ mm or $15-20 d_{50}$ within 3-4 elements inside the sand column quite similar to the model test (Fig. 1). Another shear zone which

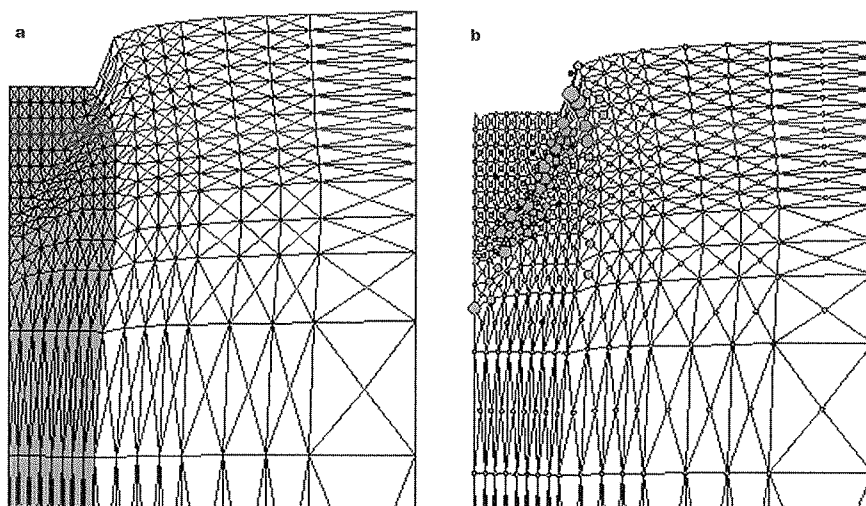


FIG. 3 a) Deformed single column with shear zone, upper part, $u = 10$ mm, clay (white) and column (grey) and b) Cosserat rotations: small circle $\omega_c = 0.0$, large circle $\omega_c = 2.5$.

was not observed in the model tests may be seen in Fig. 3b in the first row of elements in the clay next to the column. This shear zone is due to the movement of the sand column relative to the clay starting to form before the shear zone in the sand column develops.

Fig. 4 represents force-displacement curves of the sand column in a model test and calculation. The calculated curve is very close to the one from the model test (dashed line) showing a peak corresponding to a fully developed shear zone inside the column. Both forces decrease first and then rise again slowly after the peak, because the forces are increasing when the footing is displaced deeper into the column after the material softening.

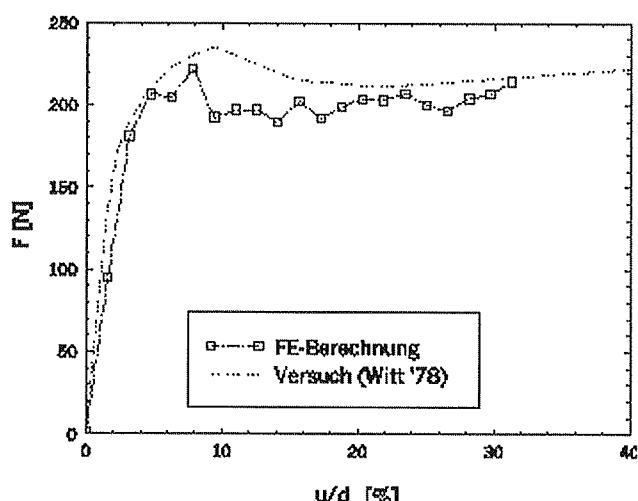


FIG. 4 Force-displacement curves of a single isolated sand column in clay, model test by Witt (1978) as dashed line and FE-calculation.

It is concluded, that FE-calculations of sand columns in clay yield qualitatively and quantitatively realistic results. The important effects which have been observed in the model tests were described with a polar elasto-plastic constitutive law and the Cosserat continuum.

4.2

Group of columns

The aim of this section is to show, that the deformation mechanism of a rigid footing on a group of columns is different from that on a single column. In order to compare both cases, the FE-mesh of section 4.1 and the soil parameters have not been changed but some sand elements were substituted by clay elements. Only 2.5 sand columns were modelled using the symmetry of the system.

Fig. 5a shows the upper part of the deformed group of columns after a displacement $u = 10$ mm. If these results are compared with Fig. 2a, a wedge shaped part of the soil below the footing nearly undergoes no deformation. The edge of this wedge consists of a shear zone partly inside the sand columns and partly in the clay having the same inclination in the model tests and the calculations. Different deformations are observed in the center column which bulges, and in the middle and outer column where a shear zone is observed. This corresponds exactly to the observations made during the model tests by Hu 1995.

The calculated width of the shear zone in Fig. 5b extends over just 2 elements with a thickness of $d_s = 4$ mm ($10 d_{50}$) which is smaller than the calculated width of the shear zone in a single column (Fig. 3b).

Shear zones in the clay which were not observed in the model tests, may be seen in Fig. 3b between all columns and outside the column under the edge of the footing. Note, that these shear zone extends only to a limited depth depending on the movements of the columns relative to the clay.

An interesting question from the practical point of view is which length l of the sand columns is sufficient to carry a certain footing load with a footing diameter D . To investigate this problem, the length of the columns has been reduced stepwise from 20 cm ($l/D = 6.3$) to 3.6 cm ($l/D = 1.1$). It has been found that there is only a negligible difference in the force-displacement curves and the deformation mechanism if the length is reduced from 20 cm ($l/D = 6.3$) to 5.4 cm

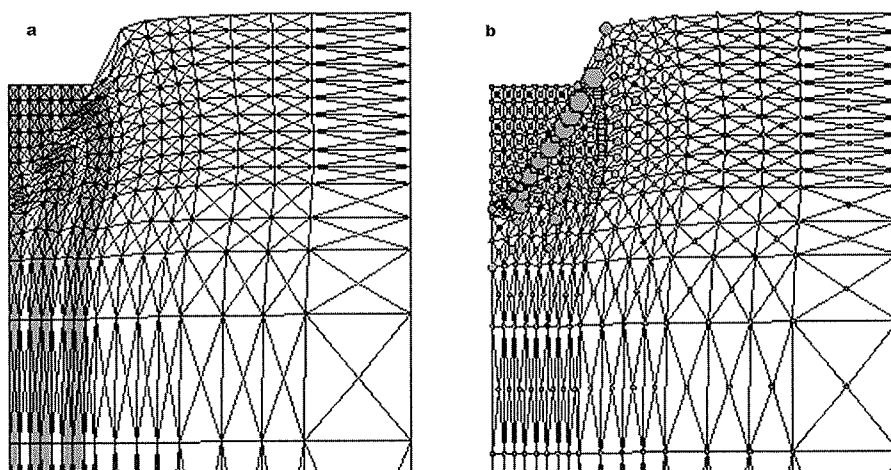


FIG. 5 a) Deformed group of long slender columns, upper part, $u = 10$ mm, clay (white) and column (grey) and b) Cosserat rotations: small circle $\omega_c = 0.0$, large circle $\omega_c = 3.3$.

($l/D = 1.7$). But if a further reduction is made to 3.6 cm ($l/D = 1.1$) the deformation mechanism involves significant punching of the column bases into the clay, see Fig. 6. The same transition from “buckling” to “bulging” with punching of the column bases has been observed in the model tests, Fig. 2 at about $l/D = 1.5$. The width of the main shear zone adjacent to the wedge becomes larger for short columns ($l/D = 1.1$) with a thickness of $d_s = 6-8$ mm or $15-20 d_{50}$. This has been called “bulging” by Hu, 1995 but there are only shear zones having a different width. The ratio $l/D = 1.5$ is most likely not a constant value, but dependant on the chosen soil parameters. The smaller c_u of the clay, the longer the columns have to be chosen. More detailed research is necessary in the future.

Another important question is, if it is necessary to use additional columns outside the footing area. The FE-mesh with one additional column outside the footing is shown in Fig. 6b after a deformation of $u = 10$ mm. Comparing the FE-mesh with the model test in Fig. 2a no shear zone is observed in the addi-

nal column in both cases. The small distortion at the very top of the column is due to the fact, that in reality the edge of the sand column loses its contact with the clay which has been neglected in the calculations.

The peak forces with and without the additional column are 240N and 225N respectively, representing an increase of only 7%. This amount depends of course on the soil parameters and more research is necessary to study this in detail.

5

Conclusions

Recent research on the group action of stone columns points out that the behaviour of an isolated single column is quite different from the one of a group of columns under a rigid footing. To highlight the differences, model tests with a single sand column in clay and model tests with groups of sand columns in

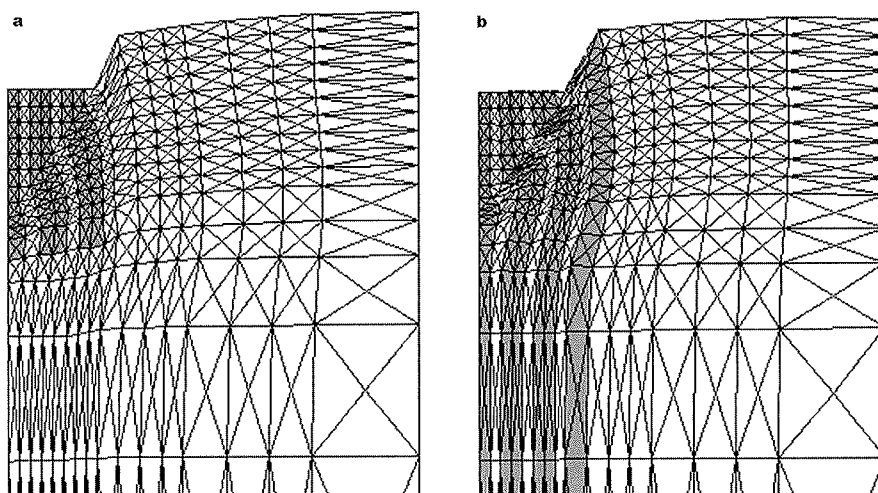


FIG. 6 a) Deformed group of short columns, upper part, $u = 10$ mm, clay (white) and column (grey) and b) deformed group of long slender columns with additional column outside the footing, upper part, $u = 10$ mm, clay (white) and column (grey).

clay under a rigid footing are compared. The deformations of columns depend on the existence and position of shear zones inside the columns.

A re-calculation of the tests has been performed by means of the finite element method with an elastoplastic constitutive law within the Cosserat continuum. In this way, the mean grain diameter which is essential to capture shear zones, is taken into account. Beginning with a single isolated column, the deformation mechanism of the column and the force-displacement curve is reproduced very well, detecting a wedge shaped shear zone below the footing.

Additionally, the same footing has been taken to study the group effect with 5 columns. Again the same deformation mechanism as in the model test has been observed displaying a wedge shaped area below the footing. The borders of this wedge passing through

the columns and the clay represent shear zones. Furthermore, calculated shear zones in clay adjacent to all columns extend down to a limited depth where there is no relative movement between the columns and the clay.

The length of the columns has been varied to investigate their influence. A significant penetration of the columns into the clay has been calculated and measured if the length of the columns is less than 1.5 times the diameter of the footing. In the model tests, an extra row of columns has been used next to the footing but their influence on the bearing capacity seems to be rather low according to the calculations. Most likely the length of the columns and the number of increasing column rows adjacent to the footing have to be increased with decreasing c_u of the surrounding soil.

References

- Brauns J. – Die Anfangstraglast von Schotterssäulen im bindigen Untergrund. *Die Bautechnik*, 1978, 263-270.
- Brauns J. – Untergrundverbesserung mittels Sandpfählen oder Schotterssäulen. *Der Tiefbau*, 1980, vol. 8, 678-683.
- Hammad W. – *Modélisation non linéaire et étude expérimentale des bandes de cisaillement dans les sables*. PhD. Thesis, University of Grenoble, IMG, Labo 3S, 1991.
- Hassan A.H. – *Étude expérimentale et numérique du comportement local et global d'une interface sol granulaire-structure*. PhD. Thesis, University of Grenoble, IMG, Labo 3S, 1995.
- Herle I., Tejchman J. – Effects of grain size and pressure level on bearing capacity of footings on sand. *Int. Symposium on Deformation and Progressive Failure in Geomechanics*, 5-7 Oct. 1997, Nagoya, Japan, 1997, 781-786.
- Hu W. – *Physical modelling of group behaviour of stone column foundations*. PhD thesis, University of Glasgow, 1995.
- Muehlhaus H.B. – *Berücksichtigung der Inhomogenitäten im Gebirge im Rahmen einer Kontinuumsmechanik*. Publications of the Institute of soil and rock mechanics, University of Karlsruhe, 1987, n° 106.
- Tejchman J. – *Scherzonenbildung und Spannungseffekte in Granulaten unter Berücksichtigung von Korndrehungen*. Publications of the institute of soil and rock mechanics, University of Karlsruhe, 1989, n° 117.
- Tejchman J. – *Modelling of shear localisation and autogeneous dynamic effects in granular bodies*. Publications of the institute of soil and rock mechanics, University of Karlsruhe, 1997, n° 140.
- Tejchman J. – Numerical modelling of shear localisation with a polar hypoplastic approach. *Localisation and Bifurcation Theory for Soils and Rocks*, Editors: T. Adachi, F. Oka, A. Yashima, A.A. Balkema, 1989, 323-332.
- Tejchman J., Wu W. – *Numerical study on patterning of shear bands in a Cosserat continuum*. *Acta Mechanica*, Springer Verlag, vol. 99, 1993, 61-74.
- Tejchman J., Herle I., Wehr W. – FE-studies on the influence of initial void ratio, pressure level and mean grain diameter on shear localisation. *Int. Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 1998.
- Wehr W. – Granular anchors in rock and soil. *10th European Young Geotechnical Engineers 19 Conference*, Izmir/Turkey, 1997, 179-185.
- Wehr W., Tejchman J., Herle I., Gudehus G. – Sand anchors: a shear zone problem. *Int. Symposium on Deformation and Progressive Failure in Geomechanics*, 5-7 Oct. 1997, Nagoya, Japan, 1997, 787-792.
- Wehr W. – *Granulatummüllte Anker und Nägel-Sandanker*. Publications of the institute of soil and rock mechanics, University of Karlsruhe, 1998, n° 145.
- Witt K.J. – *Versagensmechanismus einzeln belasteter Schotterssäulen im bindigen Untergrund bei plötzlicher Belastung*. B.Sc. thesis, institute of soil and rock mechanics, University of Karlsruhe, 1978.
- Wood D.M., Hu W. – Mechanisms of load transfer deduced from failure modes of model stone column foundations. *Int. Symposium on Deformation and Progressive Failure in Geomechanics*, Nagoya, Japan, 1997, 799-804.
- Zaimi S.A. – *Modélisation d'écoulement des charges dans le haut fourneau*. PhD thesis, École centrale Paris, France, 1998.

Densification de sols fins compressibles par colonnes ballastées : étude expérimentale en laboratoire de l'influence du mode de mise en place

D. RANGEARD
V.T.P. PHAN
J. MARTINEZ

Université européenne
de Bretagne
Laboratoire GCGM
INSA de Rennes
20, avenue des Buttes
de Coësmes
CS 70839
F-35708 Rennes Cedex 7

Résumé

Cette étude s'intéresse à la consolidation des sols fins lors de la mise en place de colonnes ballastées. Plus précisément, on cherche à mettre en évidence le rôle du mode de mise en place de l'élément granulaire sur la densification du sol encaissant. L'étude est réalisée expérimentalement en laboratoire. La mise en place d'une colonne ballastée est dans ce cas simulée par la mise en place d'une colonne de sable au sein d'une éprouvette d'argile. Plusieurs colonnes de sables sont réalisées pour différents mode de mise en place (avec et sans refoulement) et pour différents efforts de compactage en cours de construction. L'influence de l'effort de compactage est analysé. Ensuite, on s'intéresse au comportement mécanique du sol renforcé. Pour ce faire, les éprouvettes renforcées (sol contenant une colonne mise en place suivant l'un ou l'autre mode) sont soumises à un même chargement uniforme. L'influence du diamètre de la colonne d'une part et du mode de mise en place d'autre part sur la réduction des tassements est ainsi analysée.

Mots-clés : renforcement, colonnes ballastées, méthode de construction, tassement.

Densification of fine soil by stone columns: experimental study in laboratory

Abstract

This paper presents the results of the study of a clayey soil (kaolin) reinforced by sand columns and obtained from an experimental procedure in the laboratory. More specifically, it highlights the influence of the construction method on the mechanical behavior of stone columns models. Sand columns were built by substitution and by repulsion. Several columns were formed using different compaction forces during their construction. The influence of the compaction force during the construction was analyzed. Finally, the reinforced soil specimens were submitted to a vertical loading in order to assess the influence of the compaction force on the hydro-mechanical behavior of the soil/column complex.

Key words: reinforcement, stone column, method of construction, settlement.

Introduction

La technique de renforcement par colonnes ballastées est de plus en plus utilisée pour les ouvrages fondés sur des sols fins. L'amélioration apportée par ce type de renforcement est de deux types : d'une part l'apport d'un matériau granulaire aux caractéristiques supérieures à celles du sol en place, d'autre part la densification du sol encaissant les colonnes due au mode de mise en place de ces dernières.

L'analyse du comportement de colonnes ballastées a fait l'objet de nombreuses études numériques. Ces études ont mis en évidence une zone d'influence de la colonne ballastée de l'ordre de grandeur du diamètre de la colonne (Khabbazian *et al.*, 2009 ; Ambily *et al.*, 2007). L'intérêt de la prise en compte de l'expansion latérale de la colonne lors de sa réalisation sur la modélisation du comportement du sol renforcé a également été reporté (Rangeard *et al.*, 2005 ; Guetif *et al.*, 2007 ; Nguyen *et al.*, 2008 ; Murugesan *et al.*, 2006 ; Deb *et al.*, 2007 ; Tan *et al.*, 2008 ; Rollins *et al.*, 2009).

Six (2006) a cherché à mettre en évidence l'influence de l'état initial du sol et du mode de mise en place des colonnes sur leur comportement mécanique. Plus précisément, une campagne *in situ* a été menée afin d'évaluer le rôle de l'effort de compactage. Des essais pressiométriques ont mis en évidence une augmentation significative du module pressiométrique avec l'effort de compactage.

Dans cette étude, on s'intéresse principalement à l'influence du mode de mise en place de la colonne sur le comportement du sol renforcé. Afin de s'affranchir de la variabilité naturelle des massifs de sol, on s'oriente vers une approche expérimentale sur modèles réduits de laboratoire. On travaille ainsi sur un sol reconstitué, présentant des caractéristiques bien définies et homogènes. La simulation du comportement de colonnes ballastées en laboratoire sur modèles réduits a déjà fait l'objet de nombreuses études. On peut citer à titre d'exemples les travaux de Black *et al.* (2006, 2007) où Sivakumar *et al.* (2004). Cependant, ces études s'intéressent principalement au rôle du diamètre et/ou de la longueur de la colonne sur l'efficacité du renforcement. Les colonnes de sable utilisées sont mises en place par forage d'une cavité au sein d'une éprouvette, puis comblement de la cavité par un matériau granulaire. Ce mode de mise en place correspond à une simple substitution du sol par un matériau granulaire et est très éloigné du mode de mise en place des colonnes ballastées. Dans le cadre de ce travail, on cherche à reproduire au mieux la procédure de mise en place *in situ* des colonnes ballastées et notamment de prendre en compte l'effet du compactage du matériau granulaire sur le sol environnant. Ainsi, des colonnes de sables sont créées à partir d'un appareillage permettant leur réalisation par substitution ou par refoulement du sol, puis compactage du matériau granulaire incorporé. Plusieurs colonnes sont alors réalisées par substitution et par refoulement et en faisant varier l'intensité du compactage utilisé pour leur mise en place. Le diamètre des colonnes créées par refoulement ainsi que la densification du sol autour de la colonne sont caractérisés par découpage *a posteriori* du massif de sol. L'effort de compactage utilisé pour la réalisation des colonnes sur ces paramètres est mis en évidence.

État initial du matériau

Le matériau utilisé pour créer les éprouvettes de sol est un kaolin industriel, provenant des carrières de Ploemeur (Morbihan) (Polwhite BB). Ce matériau présente l'avantage d'avoir déjà été utilisé au laboratoire et d'être particulièrement bien identifié en termes de caractéristiques mécaniques. Les valeurs de la limite de liquidité w_l et de plasticité w_p du matériau déterminées suivant les normes françaises (NF P94-051) sont respectivement de 55 % et 47 %.

Le matériau utilisé pour modéliser le ballast est un sable de Loire lavé et tamisé. Compte tenu des dimensions réduites du modèle, on utilise uniquement la fraction granulaire 1 mm à 1,25 mm.

Les éprouvettes sont mises en place par consolidation du matériau préalablement humidifié à une teneur en eau de l'ordre du double de sa limite de liquidité. Le matériau ainsi humidifié est conservé pendant 24 h sous sac étanche afin d'obtenir une humidification homogène. Au terme de cette étape, le matériau est versé dans les moules rigides de 15 cm de diamètre, puis soumis à des chargements croissants jusqu'à atteindre une contrainte de 50 kPa. Cette contrainte est maintenue jusqu'à stabilisation du tassement. L'état ainsi atteint est appelé par la suite « état initial ». Il constitue l'état de référence sous lequel chacune des éprouvettes est conditionnée avant la mise en place des colonnes de sable. Les caractéristiques physiques et géométriques des éprouvettes sous leur état initial sont données dans le tableau I. La hauteur moyenne des éprouvettes sous cet état de référence est d'environ 12 cm. L'indice des vides initial est très proche entre les différentes éprouvettes (moyenne de 1,52, écart type de 0,02). La méthode de mise en place est donc reproductible et permet d'avoir un état initial de référence identique ou très proche pour l'ensemble des éprouvettes.

Avec :

- h_0 : hauteur de l'éprouvette ;
- w_0 : teneur en eau ;
- γ_{h0} : poids volumique humide ;
- γ_{d0} : poids volumique sec ;
- e_0 : indice des vides ;
- Φ_0 : diamètre du mini-carottier utilisé ;
- F_{com} : effort de compactage utilisé.

Les caractéristiques géotechniques du « sol » ainsi constitué sont déterminées à partir d'essais classiques de laboratoire (œdomètres, essais triaxiaux). Les principales caractéristiques sont données dans le tableau II. Plus de détails peuvent être trouvés dans Phan (2010).

La perméabilité du matériau est mesurée pour différentes valeurs de l'indice des vides. Les résultats obtenus, présentés figure 1, montrent que l'évolution

TABEAU I Caractéristiques initiales des éprouvettes.

Mode de mise en place	Caractéristiques à l'état initial (sous 50 kPa) (avant mise en place des colonnes)						Colonnes mises en place	
	N° moule	h_0 (mm)	w_0 (%)	γ_{h0} (kN/m ³)	γ_{q0} (kN/m ³)	e_0	Φ_0 (mm)	F_{com} (N)
NR-NC	I-1	127,0	57,8	16,5	10,4	1,56	sans	–
	II-1	125,4	56,5	16,4	10,5	1,53	11,9	3
	III-1	125,3	56,5	16,6	10,5	1,53	13,8	3
	IV-1	124,0	54,5	16,6	10,7	1,47	15,8	3
	V-1	124,8	55,6	16,6	10,6	1,50	25,1	3
NR-WC	I-2	129,1	57,0	16,7	10,6	1,54	20,1	23
	II-2	128,7	56,6	16,5	10,5	1,53	20,1	54
	III-2	127,6	57,1	16,6	10,6	1,54	20,1	74
	IV-2	128,6	55,8	16,6	10,6	1,51	20,1	104
	V-2	130,0	57,1	16,5	10,5	1,54	20,1	124
WR-WC	I-3	130,9	56,6	16,2	10,3	1,53	9,7	54
	II-3	130,5	57,2	16,3	10,4	1,55	9,7	74
	III-3	128,9	56,1	16,5	10,5	1,52	9,7	104
	IV-3	130,0	56,1	16,3	10,5	1,51	9,7	124
	Moyenne	127,9	56,4	16,5	10,5	1,52	–	–
	Écart-type	2,19	0,85	0,15	0,10	0,02	–	–

TABEAU II Caractéristiques géotechniques du matériau.

C_c	C_s	σ'_p (kPa)	c' (kPa)	φ' (°)
0,52	0,10	50	0	21°

de la perméabilité avec l'indice des vides suit une loi logarithmique, comme proposé par Taylor (1948). Pour le kaolin utilisé la relation entre e et k s'exprime suivant l'expression (1) ci-dessous :

$$e = 0,77 \log k + 7,8 \quad (1)$$

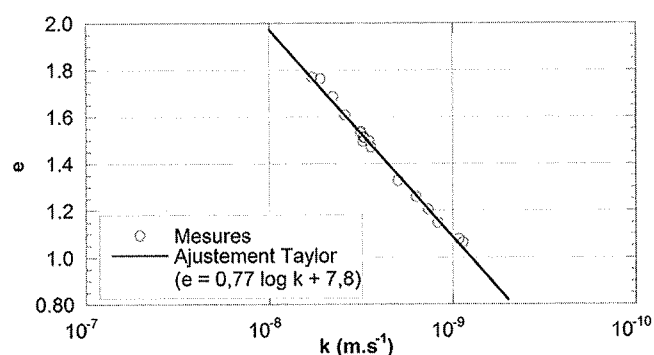


FIG. 1 Évolution de la perméabilité avec l'indice des vides.

3

Simulation de la mise en place de colonnes de sable

La mise en place d'une colonne de sable au sein des éprouvettes préalablement consolidées sous l'état initial de référence est réalisée suivant deux procédures

principales. La première vise à reproduire une mise en place par substitution du sol, avec ou sans compactage du matériau granulaire incorporé. La seconde cherche à reproduire au mieux la mise en place *in situ* des colonnes ballastées, c'est-à-dire par refoulement puis compactage du sable constitutif de la colonne.

3.1

Mise en place par substitution

Le premier mode de mise en place correspond à une substitution du sol par un matériau granulaire. Toutefois, deux conditions de mise en place sont différenciées : une mise en place par substitution sans compactage du matériau granulaire incorporé (mode de mise en place noté NR-NC) et une mise en place par substitution avec compactage du matériau granulaire incorporé (NR-WC).

La création d'une colonne de sable consiste à fonder un mini-carottier de diamètre f_0 sur toute la hauteur de l'éprouvette de sol (Fig. 2a). Le mini-carottier est guidé par un système rigide fixé sur le moule de l'éprouvette. Ensuite, une mini-tarière d'un diamètre correspondant au diamètre intérieur du carottier est utilisée pour retirer l'argile contenue dans le carottier (Fig. 2b). La colonne est ensuite réalisée couche par couche de la manière suivante :

- une quantité de sable correspond à une hauteur de 2 cm est introduite dans le carottier (Fig. 2c) ;
- le carottier est relevé d'une hauteur correspond à la hauteur de sable introduite (Fig. 2d) ;
- un piston de diamètre égal à celui du carottier est descendu sur la surface du sable (Fig. 2e) ;
- un effort de compactage F est appliqué (Fig. 2f).

Ces différentes phases sont renouvelées jusqu'à obtenir une colonne de sable sur toute la hauteur de

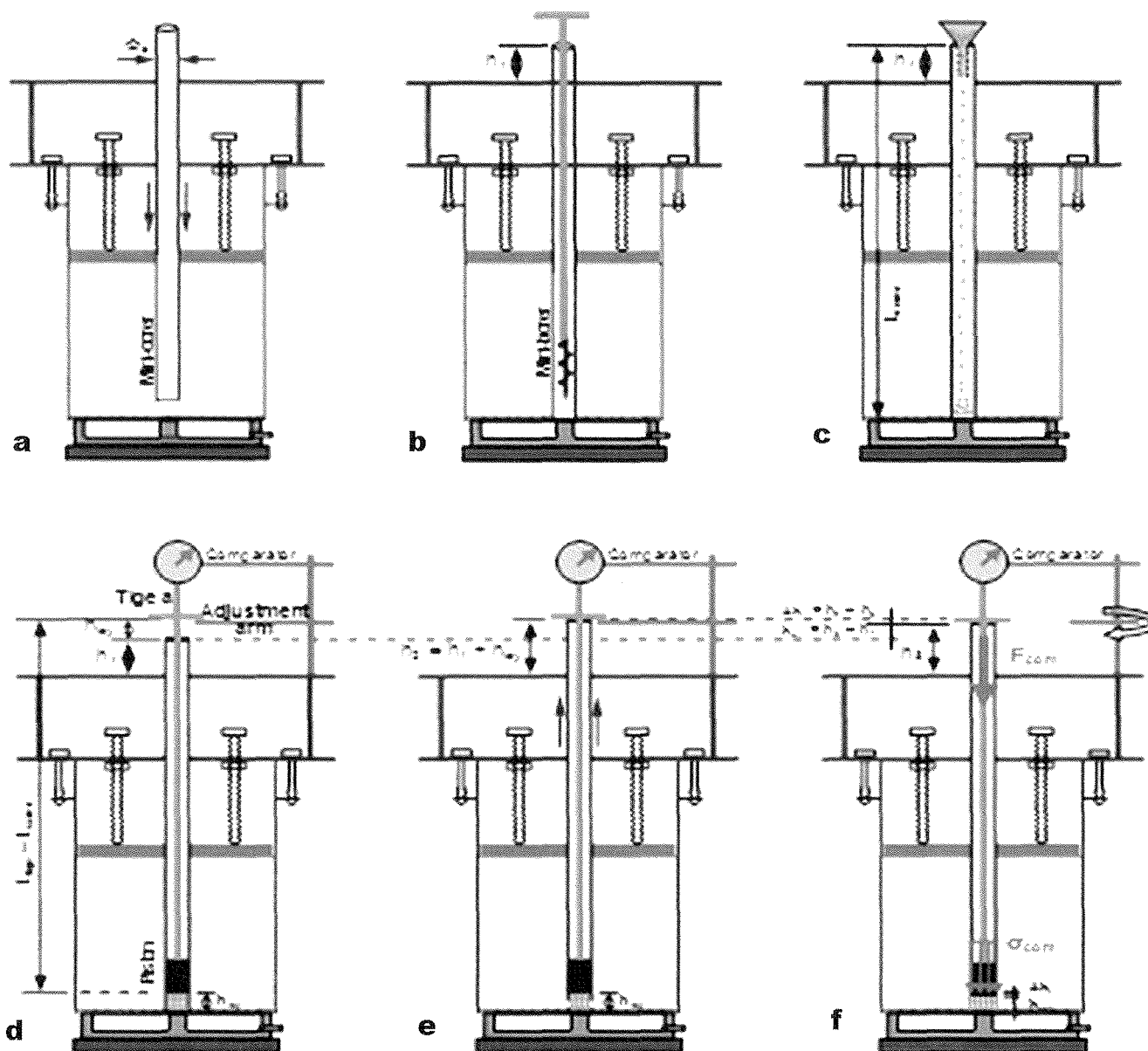


FIG. 2 Mise en place des colonnes de sable. Mise en place sans refoulement (mode NR-NC et NR-WC).

l'éprouvette d'argile. Ensuite, une couche de sable de 15 mm est mise en place en surface de l'éprouvette de kaolin. La colonne de sable est ensuite saturée en eau afin de maintenir une saturation optimale du kaolin.

Pour le mode de mise en place sans compactage, des carottiers de diamètres compris entre 12 mm et 25 mm sont utilisés. Malgré le terme « sans compactage », un effort F de 3 N, correspondant au poids du piston est appliqué. Suivant les dimensions des carottiers utilisés, cet effort correspond à une contrainte comprise entre 6 kPa et 28 kPa. Les colonnes créées avec ce mode de mise en place NR-NC sont mises en place dans les éprouvettes de la première série (notées I-1 à V-1) dans le tableau I.

Pour le mode de mise en place avec compactage, un carottier unique de 20 mm de diamètre est utilisé. L'effort de compactage utilisé à l'étape 2f varie entre 23 N et 123 N, ce qui correspond à des contraintes de compactage comprises entre 70 kPa et 390 kPa. Les éprouvettes concernées sont celles de la seconde série, notées I-2 à V-2 dans le tableau I.

3.2

Mise en place par refoulement

Pour ce mode de mise en place (WR-WC), un mini-carottier de diamètre 10 mm est utilisé. La dimension réduite du forage permet d'augmenter la contrainte de compactage appliquée sur le matériau granulaire. Pour la réalisation des colonnes de sable suivant cette procédure, le mini-carottier est tout d'abord foncé, l'extrémité obturée par une pointe conique, jusqu'en fond de moule (Fig. 3a). Ensuite, la pointe est retirée, et la colonne est réalisée de la même manière que pour les méthodes précédentes. Les efforts appliqués pour la création des colonnes avec cette procédure varient de 33 N à 84 N et correspondent à des contraintes de compactage de 445 kPa à 1 150 kPa. A titre de comparaison, une mise en place *in situ* avec une poussée statique de 20 tonnes correspond à une contrainte moyenne appliquée de l'ordre de 1 800 kPa (Dhouib et Blondeau, 2005). Les éprouvettes concernées par ce mode de mise en place sont celles de la troisième série, notées I-3 à IV-3 dans le tableau I.

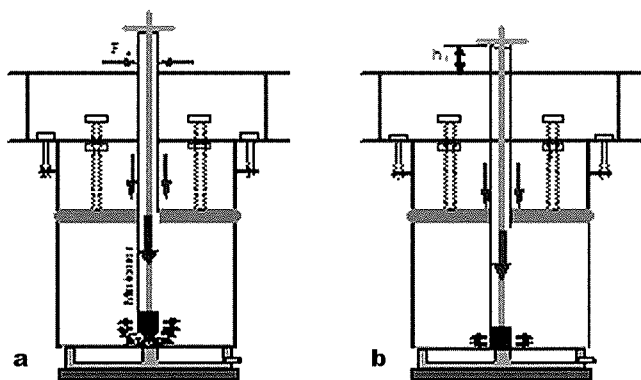


FIG. 3 Mise en place d'une colonne de sable avec refolement et compactage (mode WR-WC) : a) fonçage du mini-carottier-extrémité obturée ; b) compactage.

3.3

Comparaison des méthodes de mise en place

Lors de la mise en place des colonnes de sable, le tassement d'une couche sous l'effet de l'effort de compactage est mesuré. Le tassement moyen des couches de sable est alors déterminé, et permet de calculer la déformation verticale moyenne des couches de sable. Cette déformation, notée ε_{ave} , est donnée dans le tableau III et présentée (Fig. 4) en fonction de l'effort de compactage utilisé pour les trois modes de mise en place testé. Il apparaît sur cette figure que la déformation axiale augmente logiquement avec l'effort appliqué, et qu'elle semble relativement indépendante du mode de mise en place.

A partir du tassement des couches de sable et du volume de sable introduit, le diamètre de la colonne formée est estimé. Ce diamètre noté Φ_{cal} et l'augmentation relative du diamètre par rapport au diamètre du carottier $\Delta\Phi_{\text{cal}}/\Phi_0$ sont également donnés dans le tableau III. Le taux de substitution, défini par l'expression (2) ci-dessous, est également donné.

$$a = \frac{A_c}{A} \quad (2)$$

TABLEAU III Déformation axiale et diamétrale des colonnes de sable.

Method	N° moule	Φ_0 (mm)	σ_{comp} (kPa)	ε_{ave} (%)	Φ_{cal} (mm)	$\frac{\Delta\Phi_{\text{cal}}}{\Phi_0}$ (%)	a_0 (%)	a_{cal} (%)	$\frac{\Delta a_{\text{cal}}}{a_0}$ (%)
NR-NC	I-1	11,9	28	30	14,2	20	0,6	0,9	43
	II-1	13,8	21	28	16,1	17	0,8	1,1	37
	III-1	15,8	16	25	17,4	11	1,1	1,4	22
	IV-1	20,1	10	15	21,8	8	1,8	2,1	17
	V-1	25,1	6	22	28,5	13	2,8	3,6	28,4
NR-WC	I-2	20,1	73	8	21,6	7	1,5	2,1	16
	II-2	20,1	168	40	26,5	32	1,5	3,1	74
	III-2	20,1	230	59	31,8	58	1,5	4,5	150
	IV-2	20,1	325	67	35,1	75	1,5	5,5	206
	V-2	20,1	388	68	35,6	77	1,5	5,6	214
WR-WC	I-3	9,7	446	72	18,7	93	0,4	1,5	274
	II-3	9,7	570	78	20,5	111	0,4	1,9	350
	III-3	9,7	718	85	24,1	148	0,4	2,6	522
	IV-3	9,7	1 141	91	31,5	225	0,4	4,4	964

Avec :

A_c surface de la colonne après réalisation ;

A surface unitaire pour une colonne (il s'agit ici de la surface du moule).

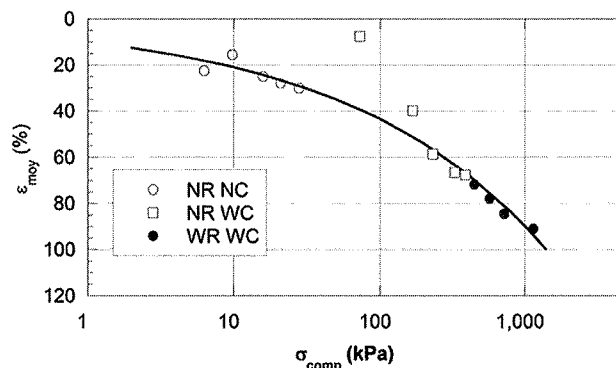


FIG. 4 Déformation verticale moyennes des colonnes de sables avec l'effort de compactage.

La méthode simple utilisée ici pour calculer le diamètre de la colonne de sable (à partir du tassement de la couche de sable et du volume de sable introduit) suppose que le volume de sable reste constant sous l'effet du compactage. On peut donc supposer que plus la contrainte de compactage appliquée est élevée, plus la méthode surestimera le diamètre de la colonne.

Pour valider cette méthode d'estimation du diamètre, après réalisation de la colonne de sable, certaines éprouvettes ont été découpées afin de mesurer directement le diamètre de la colonne. Pour cette vérification, des éprouvettes contenant une colonne mise en place avec refolement et compactage (WR-WC) ont été testées. Il s'agit en effet du mode de mise en place pour lequel les plus fortes valeurs de contraintes de compactage ont été utilisées. Les valeurs de la contrainte de compactage σ_{comp} , du diamètre moyen mesuré après découpage (Φ_{dec}) et du diamètre moyen calculé à partir de la quantité de sable introduite (Φ_{cal}) sont données dans le tableau II. On remarque que les valeurs du diamètre calculées surestiment légèrement les valeurs réelles mesurées (sauf pour un cas). Toutefois, l'écart entre les deux méthodes reste faible.

TABEAU IV Comparaison des diamètres des colonnes estimés et mesurés.

σ_{com} (kPa)	446	570	718	1 141
ϕ_{cal} (mm)	18,7	20,5	24,1	31,5
ϕ_{dec} (mm)	18,2	19,9	24,0	31,6
Δ/ϕ_{cal} (%)	2,6	2,9	0,4	-0,3

Les diamètres des colonnes de sable ainsi évalués donnés dans le tableau III montrent que pour la méthode par substitution sans compactage (NR-NC), en raison du très faible effort de compactage appliqué, le diamètre des colonnes obtenu est très proche du diamètre du carottier utilisé. Des colonnes de diamètres compris entre 12 mm et 25 mm sont ainsi réalisées. Pour la méthode par substitution et compactage (NR-WC), le carottier utilisé est de 20 mm. Suivant l'effort de compactage utilisé, les diamètres des colonnes obtenues varient entre 21,6 mm et 35,6 mm. Enfin, pour la procédure de mise en place avec refoulement puis compactage (WR-WC), les diamètres des colonnes réalisées varient entre 18,7 mm et 31,5 mm pour un diamètre de carottier initial de 10 mm.

L'évolution de la déformation diamétrale des colonnes de sable en fonction de l'effort de compactage pour les différents modes de mise en place est présentée sur la figure 5. On observe sur cette figure que les déformations produites sont croissantes avec les contraintes de compactage appliquées aux colonnes de sable, et surtout que celles-ci semblent relativement indépendantes du mode de mise en place des colonnes de sable.

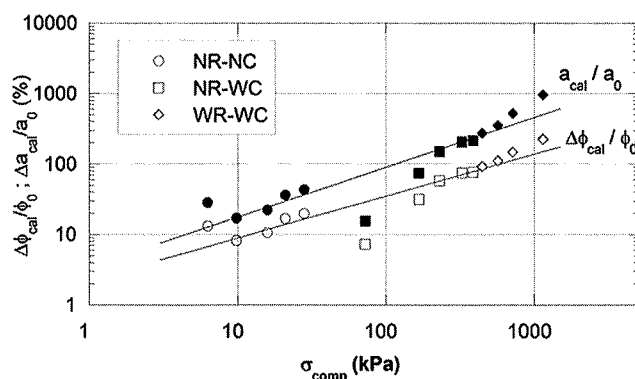


FIG. 5 Déformation diamétrale des colonnes des sables avec l'effort de compactage.

3.4

Densification du kaolin produite par la mise en place des colonnes de sable

Trois éprouvettes contenant des colonnes mises en place avec refoulement et compactage (contrainte de compactage de 446 kPa, 718 kPa et 1 140 kPa) ont été découpées afin d'évaluer la densification produite au cours de la mise en place de la colonne de sable. L'évolution de l'indice des vides est présentée en fonction du rapport r/r_{dec} (r , position radiale par rapport au centre de la colonne, et r_{dec} , rayon de la colonne de sable) sur la figure 6. On observe une forte diminution de l'indice des vides à proximité de la colonne. La densification du matériau encaissant la colonne est observée sur une couronne d'épaisseur de l'ordre de grandeur du rayon de la colonne de sable.

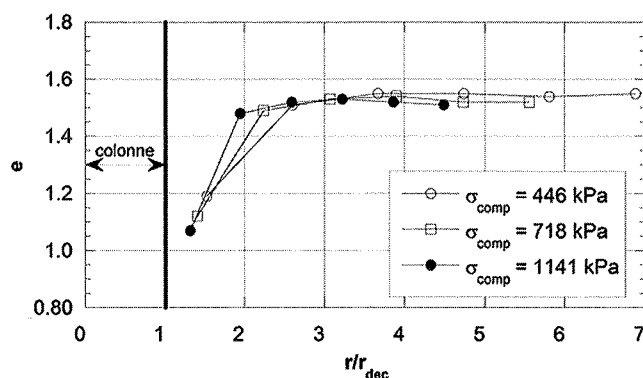


FIG. 6 Variation de l'indice des vides en fonction du rayon.

4

Comportement des éprouvettes renforcées

Pour évaluer l'influence du renforcement sur le comportement d'une éprouvette d'argile, on soumet celle-ci, après réalisation de la colonne de sable, à un chargement uniforme de 150 kPa. Ce chargement est maintenu suffisamment longtemps pour que la consolidation primaire soit achevée. Les courbes d'évolution du tassement ainsi obtenues sont présentées en figures 6, 7 et 8 respectivement pour les modes de mise en place NR-NC, NR-AC et WR-WC. Sur ces figures est également placée la courbe d'évolution du tassement d'une éprouvette de kaolin sans colonne de sable. Cette courbe constitue une courbe de référence correspondant au sol vierge de tout traitement.

Pour le mode de mise en place sans refoulement, sans compactage (NR-NC), on note une réduction du tassement pour les éprouvettes contenant une colonne de sable (Fig. 7). Cette réduction est d'autant plus importante que le diamètre de la colonne mise en place est important. Pour le diamètre maximal on observe une réduction du tassement de 13 % par rapport au sol vierge.

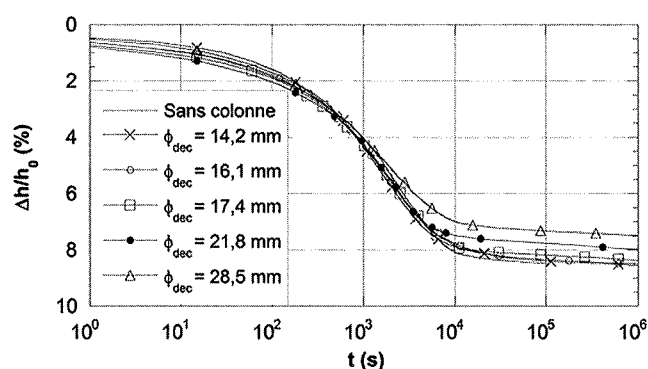


FIG. 7 Tassements des éprouvettes renforcées (mise en place sans refoulement, sans compactage).

Pour les éprouvettes contenant une colonne mise en place sans refoulement et avec compactage (mode NR-WC, Fig. 8), on observe logiquement une diminution du tassement d'autant plus importante que l'effort de compactage appliqué lors de la mise en place, et donc que le diamètre de la colonne créée est important. La réduction du tassement est plus importante que pour le cas précédent, et atteint 35 %.

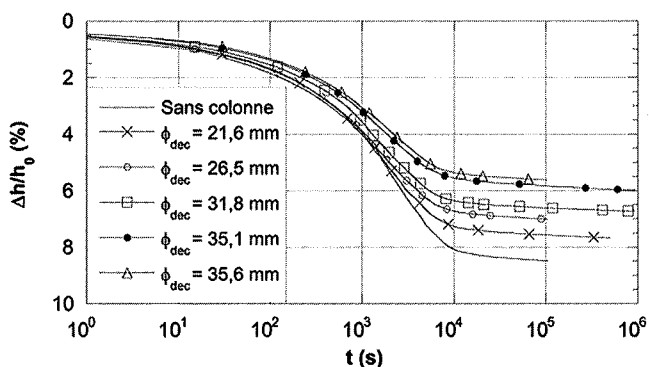


FIG. 8 Tassements des éprouvettes renforcées (mise en place sans refoulement, avec compactage).

Enfin, pour les colonnes mises en place avec refoulement et compactage (WR-WC), on observe également (Fig. 9) une diminution du tassement avec l'effort de mise en place. La réduction du tassement atteint une valeur de 32 %, proche de la valeur obtenue précédemment. Toutefois, ces valeurs de réductions de tassement ne correspondent pas aux mêmes diamètres de colonnes.

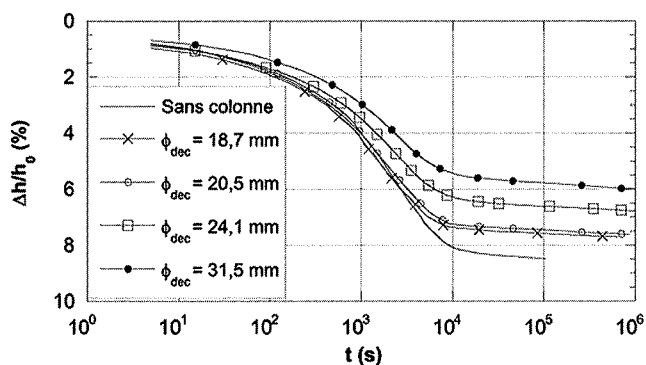


FIG. 9 Tassements des éprouvettes renforcées (mise en place avec refoulement, avec compactage).

Afin de comparer l'ensemble des résultats on définit un taux de réduction des tassements, noté Tr, défini par l'expression (3) ci-dessous :

$$Tr(\%) = \frac{\Delta h_{sc} - \Delta h_c}{\Delta h_{sc}} \times 100 \quad (3)$$

Avec :

Δh_{sc} le tassement sans renforcement (soit le tassement du massif de référence) ;

Δh_c le tassement du massif renforcé.

Compte tenu de l'allure similaire des courbes d'évolution des tassements, ceux-ci sont mesurés dans chaque cas pour un temps de 10^5 secondes.

L'évolution du paramètre Tr en fonction du diamètre de la colonne de sable et pour les différents modes de mise en place est donné en figure 10.

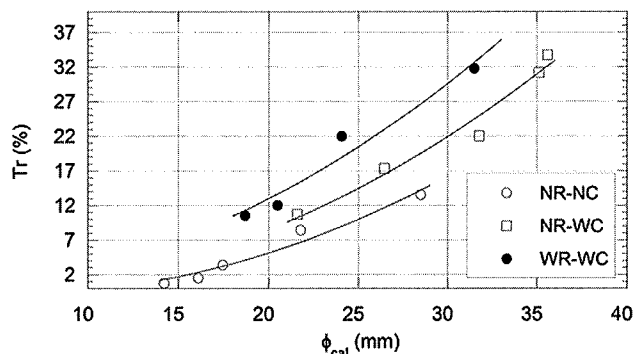


FIG. 10 Taux de réduction des tassements suivant le diamètre de la colonne.

On observe naturellement un taux de réduction de tassement croissant avec le diamètre des colonnes. On s'attend à une variation parabolique, c'est-à-dire proportionnelle à la surface.

Pour une mise en place par substitution, la méthode avec compactage conduit à un taux de réduction des tassements plus important que la méthode sans compactage. Ceci peut être attribué au fait que, lors du compactage, la déformation diamétrale de la colonne entraîne une densification du kaolin.

A diamètre égal, la méthode qui apparaît la plus efficace en termes de réduction des tassements est la méthode avec refoulement puis compactage. Cela s'explique par le fait qu'avant mise en place de la colonne de sable, le refoulement du sol fin a déjà produit une densification radiale de celui-ci. Par la suite, la déformation diamétrale du kaolin lors du compactage du sable a encore accentué le phénomène de densification et donc rigidifié le sol fin autour de la colonne.

5

Modifications des paramètres physique et mécanique du sol environnant

La figure 11 présente l'évolution de la variation de l'indice des vides en fonction du rapport r/r_{dec} (où r_{dec} est le rayon de la colonne de sable) déterminée sur différentes éprouvettes pour les différents modes de mise en place. Cette figure montre clairement une densification du sol au droit de la colonne (diminution de l'indice des vides de l'ordre de 40 %). Le sol est densifié sur une couronne d'épaisseur égale au rayon de la colonne. Il semble que l'étendue de la zone densifiée est indépendante du mode de mise en place de la colonne de sable.

A partir de cette évolution de l'indice des vides, et compte tenu de la loi d'évolution de la perméabilité avec l'indice des vides déterminée expérimentalement pour ce matériau, l'évolution de la perméabilité avec le rayon est présentée figure 12. On observe ainsi une

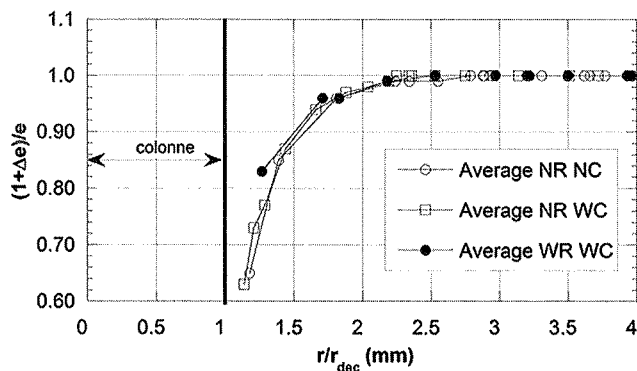


FIG. 11 Évolution radiale de l'indice des vides.

diminution de la perméabilité dans la zone densifiée. La valeur de la perméabilité dans le sol au droit de la colonne est environ quatre fois plus faible que la perméabilité initiale du kaolin.

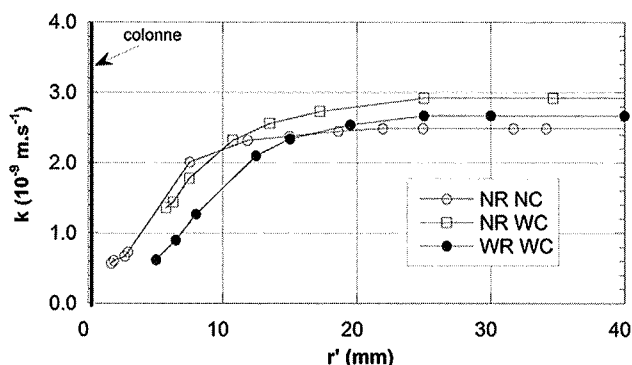


FIG. 12 Évolution de la perméabilité en fonction de la distance à la colonne.

Compte tenu de l'évolution de l'indice des vides et de la perméabilité du matériau, il est possible d'exprimer l'évolution du coefficient de consolidation C_v du matériau au sein du massif de sol (Phan *et al.*, 2010) à partir de l'expression suivante :

$$C_v(e) = \frac{k(e)}{\lambda(e) \times \gamma_w} \times \left[\exp\left(\frac{e_1 - e}{\lambda(e)}\right) \right] \times (1 + e) \quad (4)$$

Avec :

$$e = 0,77 \log(k) + 8; \lambda(e) = C_v / \ln(10) = 0,22; e_1 = 2,4.$$

On obtient alors la fonction $C_v(e)$ ci-dessous :

$$C_v(e) = \frac{10^{\left[\frac{e-8}{0,77}\right]}}{2,2} \times \left[\exp\left(\frac{2,4-e}{0,22}\right) \right] \times (1 + e) \quad (5)$$

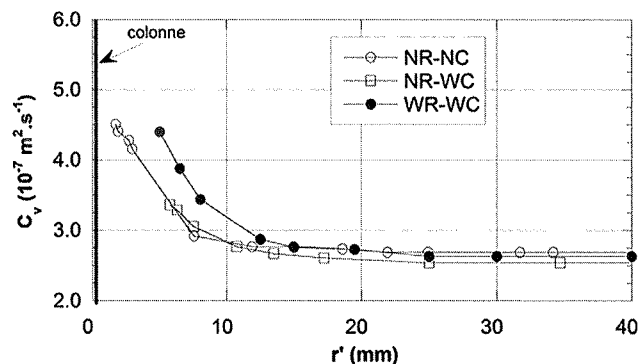


FIG. 13 Évolution du coefficient de consolidation en fonction de la distance à la colonne.

L'évolution du coefficient de consolidation suivant le rayon est donnée en figure 13. On note, malgré la diminution de la perméabilité, une augmentation du coefficient de consolidation au droit de la colonne. Cette augmentation est liée à la diminution de la compressibilité plus importante que celle de la perméabilité.

6

Conclusion

Dans cette étude, trois méthodes de mise en place de colonnes de sable dans un massif argileux ont été mises en œuvre, se différenciant par l'effort de compactage et par l'action sur le sol : substitution ou refoulement.

Le chargement des massifs de kaolin renforcés par une colonne de sable a permis d'analyser la réponse mécanique de ceux-ci. Le calcul d'un taux de réduction des tassements nous a permis de mettre en évidence l'influence du diamètre des colonnes mais également de différencier l'efficacité du renforcement suivant la méthode de mise en place : la méthode la plus efficace est celle avec refoulement du sol puis compactage du matériau granulaire, ensuite vient la méthode sans refoulement mais avec compactage du matériau incorporé et, enfin, la moins efficace est celle consistant simplement à substituer une partie du sol par un matériau granulaire. Cette hiérarchie s'explique par la présence d'une zone de sol densifiée autour de la colonne lors de la mise en place de celle-ci.

L'analyse des éprouvettes par découpage a montré que le sol était densifié sur une épaisseur égale au rayon de la colonne de sable, quel que soit l'effort de compactage et le mode de mise en place. La diminution de l'indice des vides au droit de la colonne atteint 40 %. Cette densification modifie également les caractéristiques physiques et mécaniques du matériau. Notamment, la perméabilité est divisée par 4, et le coefficient de consolidation est multiplié par 1,7. La prise en compte de ces modifications est indispensable à une modélisation correcte du comportement du sol renforcé.

Bibliographie

- Ambily A.P., Gandhi S.R. – Behavior of Stone Columns Based on Experimental and FEM Analysis. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2007, p. 405-414.
- Black J., Sivakumar V., Madhav M., McCabe B. – An Improved Experimental Test Set-up to Study the Performance of Granular Columns. *Geotechnical Testing Journal*, 29 (3), 2006, p. 193-199.
- Black J., Sivakumar V., McKinley J.D. – Performance of clay samples reinforced with vertical granular columns. *Canadian Geotechnical Journal*, 44 (1), 2007, p. 89-95.
- Corneille S. – *Étude du comportement mécanique des colonnes ballastées chargées par des semelles rigides*. Thèse de doctorat, Institut national polytechnique de Lorraine, 2007.
- Deb K., Basudhar P.K., Chandra S. – Generalized Model for Geosynthetic-Reinforced Granular Fill-Soft Soil with Stone Columns. *International Journal of Geomechanics*, 2007, p. 266-275.
- Dhouib A., Blondeau F. – *Colonnes ballastées*. Presses des Ponts, 2005.
- Guétif Z., Bouassida M., Debats J.M. – Improved Soft Clay Characteristics Due to Stone Column Installation. *Computers and Geotechnics*, 34 (2), 2007, p. 104-111.
- Khabbazi M., Kaliakin V.N., Meehan C.L. – S3D Numerical analyses of geosynthetic encased stone columns. *International foundation congress and equipment expo*, 2009, p. 201-208.
- Murugesan S., Rajagopal K. – Geosynthetic-encased stone columns : Numerical evaluation. *Geotextiles and Geomembranes* 24, 2006, p. 349-358.
- Nguyen N.T., Foray P., Flavigny E. – Prise en compte de la mise en place dans la modélisation numérique en 3D des colonnes ballastées dans l'argile molle. *Studia Geotechnica et Mechanica*, 30, 2008, p. 79-90.
- Phan V.T.P. – *Renforcement des sols compressibles par colonnes ballastées*. Thèse de doctorat, Université européenne de Bretagne, INSA de Rennes, 2010.
- Phan V.T.P., Rangeard D., Hoang V.H., Melinge Y., Perrot A. – Consolidation characteristics evolution of clay under loading. *World Congress on Particle Technology (WCPT6 2010)*, Nuremberg, Germany, 2010.
- Rangeard D., Guillard R., Sadek M. – Caractérisation mécanique d'une colonne ballastée à partir d'essais pressiométrique. *Proc. Int. Symp. 50 Years Pressuremeter*, 2005, 1, p. 637-644.
- Rollins K.M., Quimby M., Johnson S.R., Price B. – Effectiveness of Stone Columns for Liquefaction Mitigation of Silty Sands With and Without Wick Drains. *US-China Workshop on Ground Improvement Technologies*, 2009, p. 160-169.
- Sivakumar V., McKelvey D., Graham J., Hughes D. – Triaxial tests on model sand columns in clay. *Can. Geotech. J.*, 41, 2004, p. 299-312.
- Six V. – *Analyse du comportement des colonnes ballastées : influence des conditions initiales*. Thèse de doctorat, Université des sciences et technologies de Lille, 2006.
- Tan S.A., Tjahjono S., Oo K.K. – Simplified Plane-Strain Modeling of Stone-Column Reinforced Ground. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2008, p. 185-194.
- Taylor D.W. – *Foundamentals of soil mechanics*. Wiley, New York, 1948.

Fondations superficielles sur colonnes ballastées : comparaison des tassements mesurés et calculés

S. LAMBERT

*Keller Fondations Spéciale
Entzheim, France*

D. RANGEARD

*Institut National
des Sciences
Appliquées, Rennes, France*

Résumé

Cette communication présente une synthèse de plusieurs exemples de projets sensibles aux tassements qui ont fait l'objet de suivis de tassements du début jusqu'à la fin de la construction. Les tassements mesurés seront comparés aux calculs des méthodes usuelles de dimensionnement de colonnes ballastées (Priebe, PLAXIS, méthode des recommandations des colonnes ballastées).

Mots-clés : colonnes ballastées, mesures de tassement, renforcement de sol.

Shallow foundations on stone columns: analysis of measured and calculated settlements

Abstract

This paper presents a synthesis of several examples of settlement sensitive projects where in-situ measurements were performed from the start to the completion of the construction period. The measured settlements will be compared to those obtained from usual design methods for stone columns.

Key words: stone columns, settlement measures, soil reinforcement.

Introduction

Le renforcement de sol par colonnes ballastées est un procédé utilisé couramment sous toutes sortes d'ouvrages, que ce soient des bâtiments de type commercial, logistique, logements, ouvrage génie civil, station d'épuration, silo ou des remblais.

Son succès est étroitement lié au fait que les colonnes ballastées n'ont pas d'incidence sur le dimensionnement des semelles et du dallage. De plus, elles s'adaptent très bien aux contraintes de chantier : terrassement de fouilles, circulation d'engins.

Trois méthodes de dimensionnement de ce procédé sont couramment utilisées : la méthode de Priebe, la méthode figurant dans les recommandations publiées dans la *RFG* n° 111, et les méthodes numériques basées principalement sur une approche de type éléments finis.

Cette communication présente une synthèse de plusieurs exemples de projets sensibles aux tassements qui ont fait l'objet d'un suivi des tassements depuis le début jusqu'à la fin de la construction.

Les projets présentés concernent essentiellement des bâtiments sensibles aux tassements dont la charge a été appliquée progressivement. Les tassements mesurés sont confrontés aux résultats des calculs réalisés suivant les méthodes usuelles de dimensionnement.

Une consolidation rapide du sol au fur et à mesure de la montée de l'ouvrage est mise en évidence. La prévision des tassements est effectuée à partir des résultats d'essais *in situ* (pressiomètre et pénétromètre).

Le procédé colonne ballastée

Un des aspects cruciaux de la colonne ballastée se situe au niveau de la mise en œuvre. En effet, celle-ci va conditionner le comportement mécanique du renforcement. Quelques rappels de base de ce procédé s'imposent.

Le type de vibreur à utiliser est obligatoirement un vibreur équipé d'un excentrique situé en pied et générant des vibrations horizontales, conformément à la norme EN 14731 (Amélioration des massifs de sol par vibration). Tout autre matériel ne permettra de réaliser que des drains de graviers, comme précisé dans la norme EN 15237.

Le deuxième point important se situe au niveau du refoulement. Celui-ci doit être suffisant pour modifier l'état de contrainte dans le sol afin que le comportement de la colonne ballastée diffère de celui d'un drain (Nguyen T., Foray P., Flavigny E., 2007). Le diamètre de la colonne ballastée doit être le plus important possible et doit s'adapter aux variations de compacité du sol pour traiter toutes les hétérogénéités du sol, même celles non détectées par la campagne de reconnaissance. La force d'appui (ou activation) exercée en pointe de l'outil, et qui permet le refoulement latéral du gravier, est directement corrélée au diamètre de la colonne et aux caractéristiques du sol.

Dans ce qui suit, toutes les colonnes ballastées ont été réalisées avec un matériel de type Keller équipé d'un vibreur à sas haute fréquence (entre 50 et 60 Hz), un lançage à air et une force d'appui sur l'outil vibrant de plus de 25 t.

Comportement d'une semelle sur un sol renforcé par colonnes ballastées

L'approche du comportement à la rupture d'une semelle sur sol renforcé se limite souvent à l'étude de l'expansion latérale d'une colonne ballastée isolée extrapolée ensuite au groupe de colonnes. Cette approche simpliste et sécuritaire est reprise dans les recommandations sur les colonnes ballastées (*RFG* n° 111). Le principe de cette méthode consiste tout d'abord à estimer la répartition des contraintes entre le sol et les colonnes ballastées modélisées par des raideurs différentes, puis ensuite à vérifier si ces contraintes sont admissibles.

Une autre méthode, celle de Priebe (2002), suppose que le principe du mécanisme de rupture de semelle sur sol homogène est préservé. L'auteur propose de calculer une largeur de semelle fictive b' à partir de l'angle de frottement et de la cohésion du sol avant amélioration, pour laquelle on obtiendrait à l'extérieur de la zone traitée le même cercle de rupture que sous la semelle réelle reposant sur le sol amélioré. Pour les calculs de tassement, la répartition de contraintes entre la colonne ballastée et le sol est également effectuée mais en modélisant la colonne par des équations issues des principes de l'expansion d'une cavité cylindrique dans un milieu infini (Vesic, 1972).

Ces deux méthodes montrent qu'il y a toujours une forte concentration de charges sur l'élément le plus rigide, à savoir en l'occurrence la colonne ballastée. D'autres approches existent mais lorsqu'elles ne mettent pas en évidence une concentration élevée de charges sur les colonnes, le résultat obtenu n'est pas représentatif du fonctionnement réel du sol renforcé par colonnes ballastées. C'est par exemple le cas de la démonstration du domaine d'utilisation de la colonne ballastée dans l'ouvrage *Colonnes ballastées* (Dhouib A., Blondeau F., 2005), à partir d'une semelle carrée de $2,50 \times 2,50$ m chargée à 150 kPa.

Le résultat obtenu montre que la contrainte résiduelle sur le sol de 140 kPa est quasiment identique à la contrainte appliquée, alors que les méthodes reconnues mentionnées ci-avant indiquent plutôt une contrainte résiduelle de l'ordre de 9 à 14 kPa et la nécessité de prévoir 6 colonnes au lieu de 4 sous une fondation plus grande de $3,20 \times 2$ m.

Dans l'estimation de la portance d'une semelle sur colonnes ballastées intervient le phénomène de consolidation. Ce dernier joue un rôle particulièrement important dans le cas des colonnes ballastées, en raison de leur caractère drainant.

Ainsi, pour des bâtiments lourds sensibles aux tassements, la charge est toujours appliquée progressivement (coulage de dalle puis application des surcharges). Entre chacune des étapes de construction (par exemple 1 à 2 mois entre chaque coulage de dalle d'un bâtiment de logements), une consolidation importante peut s'effectuer. Les caractéristiques mécaniques du sol environnant se trouvent alors améliorées.

Dans le cas général, la vérification des tassements absolus et différentiels est dimensionnante et en fonction des déformations calculées, une adaptation de la structure sera éventuellement envisagée.

Les calculs ont été menés selon trois méthodes :

- *La méthode de Priebe (logiciel GRETA, version commercialisée par la société GeTec).* Conformément à la préconisation de Priebe, un module intrinsèque de 100 MPa a été considéré pour le gravier de la colonne ballastée (c'est-à-dire ne tenant pas compte de son environnement). De plus, pour le calcul de tassement sans colonne par la méthode élastique, le module utilisé a été pris égal à $\xi \times \frac{E_M}{\alpha}$ pour les semelles (avec α = coefficient rhéologique et ξ = coefficient de calage pris dans notre cas égal à 2), afin de retrouver l'ordre de grandeur des tassements obtenus par la méthode pressiométrique. La profondeur du calcul de tassement par la méthode élastique est limitée à $\Delta q(z)/\sigma'_v(z) < 10\%$ avec $\Delta q(z)$ la charge appliquée et $\sigma'_v(z)$ la contrainte initiale effective des terres au repos à la profondeur z .
- *La méthode des recommandations sur les colonnes ballastées validée par le CFMS (RFG n° 111).* Le module de la colonne a été pris égal à 60 MPa en tenant compte de son environnement et le calcul de tassement sans colonne est effectué selon la méthode pressiométrique.
- *Selon PLAXIS 3D,* avec prise en compte de la mise en œuvre de la colonne ballastée avec une expansion de 5 % de son volume (Nguyen T., Foray P., Flavigny E., 2007) ou Plaxis 2D avec une homogénéisation des sols. Le module de la colonne a été pris égal à 60 MPa et le module de sol a également été calé pour obtenir l'ordre de grandeur des tassements de la méthode pressiométrique.

Exemple d'ouvrages sensibles aux tassements

4.1

Exemple d'ouvrage sur un sol légèrement organique (MO < 5 %) : bâtiment collectif « La Petite Venise » à Hochfelden (67)

Le projet consiste à construire un bâtiment collectif de 3 étages. Les colonnes ballastées, d'un diamètre variable en fonction de la compacité du sol (0,60 à 0,75 m), ont été disposées sous les semelles isolées et filantes. Sur le site de Hochfelden, il a été mis en évidence un sol vasard et des sables et graviers argileux légèrement organiques baignant dans une nappe située à - 1,60 m de profondeur.

Les pertes au feu ont révélé 3 à 5 % de matière organique.

Les colonnes ballastées, d'une capacité portante de 260 kN aux ELS, ont été arrêtées dans les marnes compactes à 5 m de profondeur.

Les tassements mesurés de la figure 1 mettent clairement en évidence une stabilisation rapide de l'ouvrage quelques semaines après chaque application de la charge.

TABEAU I Données géotechniques du site de Hochfelden (67).

Sol	Profondeur	E_M	P_i	Coefficient rhéologique α
Remblai sablo-graveleux	0 à 2,20 m	7,1 MPa	0,82 MPa	1/2
Sables vasards légèrement organiques	2,20 m à 3,30 m	1,7 MPa	0,31 MPa	1/2
Sables et graviers argileux légèrement organiques	3,30 m à 4,60 m	4,5 MPa	0,51 MPa	1/2
Marne argileuse compacte	> 4,60 m	44,9 MPa	2,78 MPa	2/3

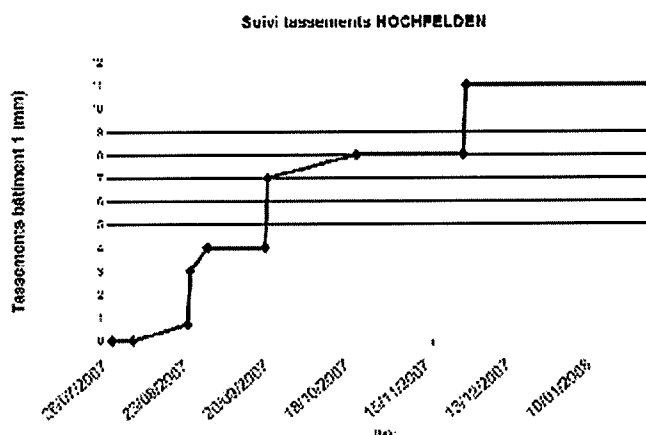
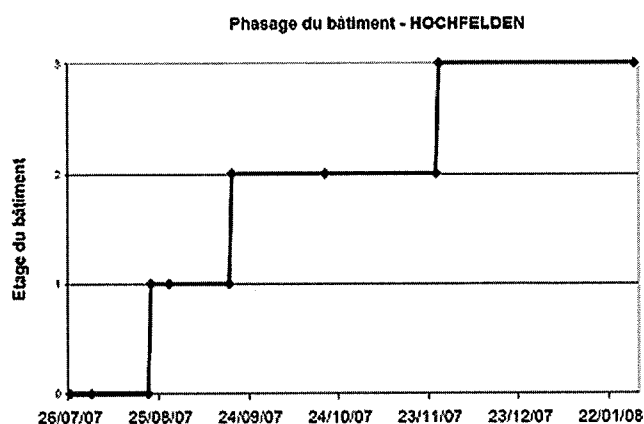


FIG. 1 Phasage des travaux et résultats des suivis de tassements.

L'ordre de grandeur des tassements en fin de construction a été correctement estimé par les trois méthodes.

La méthode figurant dans les recommandations sur les colonnes ballastées a cependant tendance, dans ce cas, à sous-estimer les tassements puisque le calcul du tassement sans colonne par le DTU 13.12 ne tient pas compte de l'influence d'une couche molle intercalée entre deux couches plus consistantes. En appliquant la correction évoquée dans l'ouvrage *Fondations et ouvrages en terre* de G. Philipponnat et B. Hubert, les tassements figurant dans le tableau II ont été majorés de 5 mm.

4.2

Exemple de colonnes flottantes : lycée Ferdinand Buisson à Voiron (38)

Dans le cadre de ce projet de bâtiment R + 1, des limons bruns mous (q_c 0,5 à 1 MPa) ont été rencontrés jusqu'à 9 m de profondeur, avec une nappe située à - 1,60 m/TN. Compte tenu des charges du projet, les colonnes ballastées de diamètre 0,80 m ont pu être arrêtées à 7 m de profondeur et sont donc considérées comme flottantes (Fig. 2).

La capacité portante maximale de la colonne a été estimée à 240 kN aux ELS et validée par un essai de chargement. La contrainte de la semelle a été fixée à 150 kPa aux ELS, pour limiter les tassements.

TABEAU II Résultats des calculs de tassements.

Type de semelle	Charge ELS	Espacement entre colonnes	Méthode de Priebe (GRETA)	Méthode RFG n° 111	PLAXIS 3D (expansion de colonne 5 %)	Moyenne des tassements mesurés
Semelle filante 0,8 m de large	14 t/ml	1,8 m	9 mm	10 mm	11 mm	11 mm
Semelle filante 0,8 m de large	18 t/ml	1,4 m	10 mm	11 mm	15 mm	11 mm

Suivi de tassements de Voiron

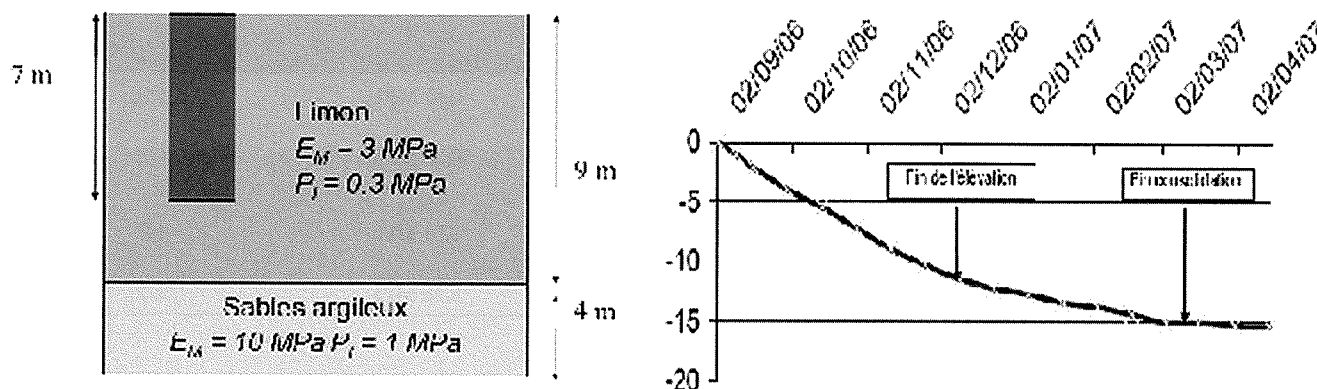


FIG. 2 Hypothèses de sol et résultats des suivis.

TABEAU III Comparaison des tassements calculés et mesurés de l'ouvrage.

Type de semelle (chargée à 150 kPa)	Charge ELS	Nombre de colonnes	Méthode de Priebe (GRETA)	Méthode RFG n° 111	PLAXIS 3D (expansion de la col. 5%)	Moyenne des tassements mesurés
Semelle isolée 2,4 m x 2,4 m	860 kN	4	20 mm	21 mm	16 mm	15 mm
Semelle isolée 1,9 m x 1,9 m	540 kN	3	18 mm	18 mm	18 mm	15 mm

La méthode de Priebe 2002 permet de calculer les tassements des colonnes flottantes en additionnant le tassement sur la hauteur, en pied et en dessous de la colonne.

Dans notre cas, le critère de fin de calcul de tassement $\Delta q(z)/\sigma\sigma'(z) < 10 \%$ a été atteint avant la base de la colonne et aucun tassement en pied et en dessous de la colonne n'a été calculé.

Par contre, dans le cas de couche profonde les tassements de semelles isolées sont à majorer par un tassement complémentaire en profondeur lié à l'interférence entre semelles. Pour la plupart des bâtiments à étages, il est possible de considérer une surcharge uniformément répartie obtenue par le poids total de l'ouvrage divisé par sa surface à partir de 5 à 7 m de profondeur selon la distance des semelles. Dans notre cas, le tassement obtenu de la couche située entre 7 et 9 m sous la surcharge uniformément répartie de 22 kN/m² du bâtiment est de 7 mm. Cette valeur a été additionnée aux valeurs de tassement calculées par la méthode Priebe et par les recommandations sur les colonnes ballastées (RFG n° 111) du tableau III.

Le suivi de tassements a pu être poursuivi plusieurs mois après la fin de l'ouvrage, et une parfaite

stabilisation des tassements a pu être constatée 3 mois après la fin du gros œuvre, avec 15 mm de tassement, conformes aux prévisions.

4.3

Exemple avec des P_i de 0,1 MPa : résidence l'Albatros à Marly (57)

Le projet se compose de bâtiments de logements de type R + 3 sur un sol très hétérogène comportant des poches très molles (pression limite de 0,10 et 0,14 MPa). La nappe a été rencontrée vers 4,50 m/TN.

Les colonnes ballastées, de 0,70 m de diamètre moyen et d'une capacité portante de 230 kN, ont été descendues jusqu'aux marnes, entre 6 et 8 m de profondeur. Elles sont disposées uniquement sous les fondations.

L'hétérogénéité dans le sol, due à une forte variation de l'épaisseur et de la compacité du sol, provoque des tassements différentiels qui ont été fortement réduits par les colonnes ballastées. Ces tassements différentiels ont été estimés à un demi-centimètre et validés par les mesures.

TABEAU IV Données géotechniques du site de Marly (57).

Sol	Profondeur	E_M	P_i	Coefficient rhéologique α
Sable limoneux noirâtre	0 à 6 m	4,7 MPa	0,32 MPa (0,10 à 0,54)	0,50
Argile (sur une moitié de bâtiment)	6 à 8 m	4,6 MPa	0,30 MPa (0,14 à 0,50)	0,67
Marnes	> 8 m	27,8 MPa	2,45 MPa	0,67

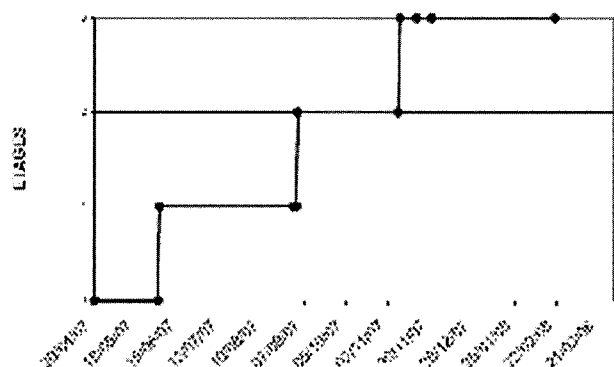
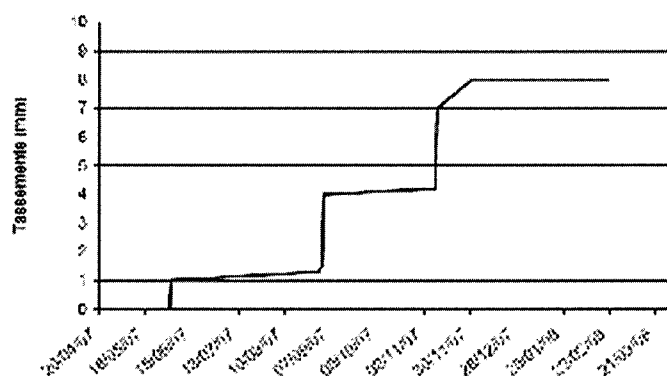


FIG. 3 Suivis de tassements.



TABEAU V Résultats des calculs de tassements.

Type de semelle (contrainte ELS 250 kPa)	Charge ELS	Entraxe de colonne	Méthode de Priebe (GRETA)	Méthode RFG n° 111	PLAXIS 3D (expansion de la col. 5 %)	Moyenne des tassements mesurés
Semelle filante 0,6 m de large	11 t/ml	1,50 m	8 mm	3 mm	12 mm	8 mm
Semelle filante 0,9 m de large	22 t/ml	1,05 m	14 mm	7 mm	13 mm	8 mm

Exemple de semelle chargée à 400 t : bâtiment IKEA à Saint-Martin-d'Hères (38)

Le bâtiment, caractérisé par une structure de type poteau-poutre, comporte un parking en rez-de-chaussée et deux niveaux (zones de réserves et de vente).

Les caractéristiques géotechniques du site, récapitulées dans le tableau n° 6, ne correspondent qu'à une partie du projet.

Pour atteindre une portance de 0,5 MPa aux ELS, le matelas de 1,50 m de sables et graviers a été compacté par la technique d'Induction® (procédé Keller). Cette technique utilise une méthodologie et un vibreur spécifiques pour atteindre des modules de compressibilités très élevés. Les essais pressiométriques de contrôle ont donné dans le matelas des valeurs de $E_M = 40$ MPa.

Les résultats des calculs de tassements dans le tableau VII montrent que les tassements ont été surestimés par les 3 méthodes. Pour le calcul selon la méthode des recommandations sur les colonnes ballastées, la semelle a été considérée à la base du matelas avec des dimensions de 4,90 x 4,90 m tenant compte d'un angle de diffusion de 1H/2V. A ce tassement il a été rajouté les tassements du matelas intercalaire, soit 3 mm. L'écart important entre les tassements calculés et mesurés indique qu'un matelas intercalaire fortement compacté a un effet très bénéfique sur la réduction des tassements.

TABEAU VI Données géotechniques du site de Saint-Martin-d'Hères (38).

Sol	Profondeur	q_c	E_M	P_1	Coefficient rhéologique α
Sables et graviers	0 à 1 m	10 MPa	40,0 MPa	1,60 MPa	0,33
Limon	1 à 5 m	1 MPa	2,5 MPa	0,33 MPa	0,50
Sables et graviers	> 5 m	20 MPa	30,0 MPa	1,80 MPa	0,33

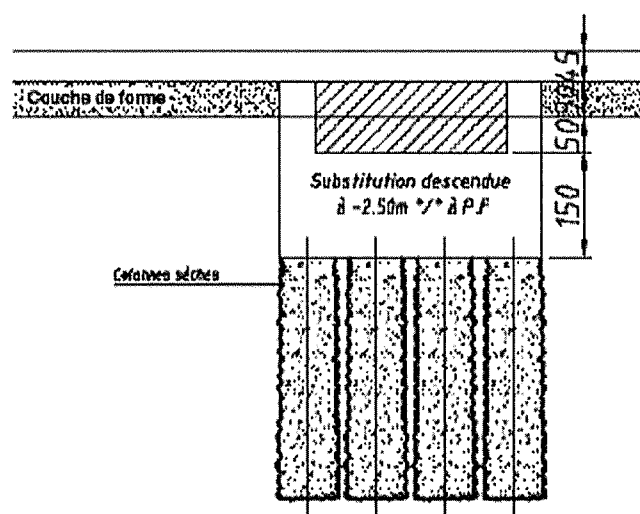
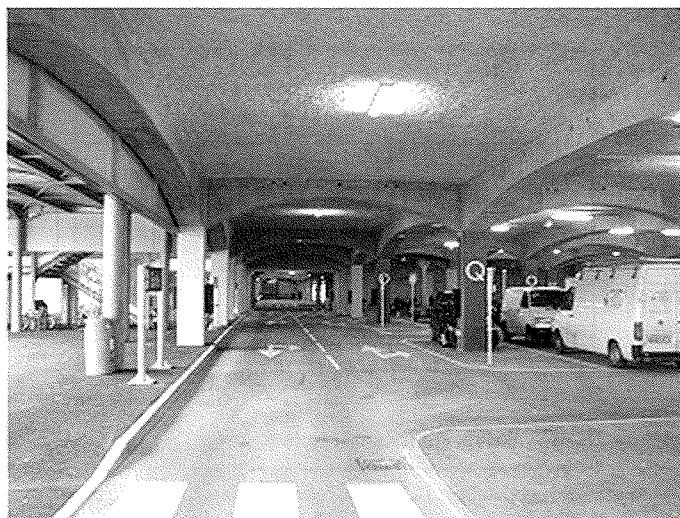


FIG. 4 Disposition des colonnes sous les poteaux.



TABEAU VII Résultats des calculs de tassements.

Type de semelle (0,5 MPa aux ELS)	Charge ELS	Nombre de colonnes	Méthode de Priebe (GRETA)	Méthode RFG n° 111	PLAXIS 2D	Moyenne des tassements mesurés
Semelle isolée 3,40 m x 3,40 m	4 000 KN	16	12 mm	9 mm	18 mm	2 mm

Conclusion

Cette communication a pour but de rappeler les principaux aspects de la colonne ballastée qui permettent de mieux comprendre le comportement d'une semelle sur sol renforcé.

Les colonnes ballastées doivent impérativement être réalisées avec du matériel spécifique selon la norme des procédés de vibration profonde, en refoulant du ballast selon les variations de compacité du sol et suffisamment pour modifier l'état de contrainte initial. Si l'on intègre le phasage des travaux et la consolidation accélérée du sol par les colonnes, il apparaît très vite que la capacité portante du sol renforcé par colonnes ballastées est très sécuritaire. L'estimation du nombre de colonnes doit par contre obligatoirement suivre des méthodes de dimensionnement reconnues.

Les résultats des mesures de tassements présentés dans cet article montrent une bonne adéquation entre les valeurs calculées et les mesures. Les valeurs obtenues à partir des éléments finis sont très satisfaisants lorsqu'on connaît la difficulté de prendre en compte la phase de mise en place de la colonne ballastée et le peu de connaissance sur la modification de l'état de contrainte du sol engendrée par l'insertion de la colonne.

Bibliographie

Dhouib A., Blondeau F. – *Colonnes ballastées*, Presses des Ponts, Paris, 2005.

Nguyen T., Foray P., Flavigny E. – Prise en compte de l'effet de la mise en place dans la modélisation numérique en 3D

des colonnes ballastées dans l'argile molle. *18^e Congrès français de mécanique*, Grenoble 27-31 août 2007.

Priebe H.J. – Méthode de dimensionnement des colonnes ballastées flottantes

dans les sols très mous, justification de la sécurité à la rupture circulaire ou au grand glissement, 2002.

Recommendations for the design, calculation, construction and quality control of stone columns under buildings and sensitive structures

Forward

This report is a new and revised version of the recommendations published in the RFG No. 111 in 2005. It takes into account both the experimental results and observations of the French *Union Syndicale Géotechnique* (USG) in the interest of better understanding soil-structure interactions. This version also includes chapters on design based on laboratory and cone penetration tests (CPT). It presents the guidelines to be followed by all building contractors in France (according to Article R111-40 of the French Building and Residential Construction Rules) and oversight entities dealing with the design, calculation, installation and quality control of stone columns and their interaction with buildings and settlement-sensitive structures.

The following participated in drafting this document:

P. Aguado (Apave)
P. Berthelot (Bureau Veritas)
L. Carpinteiro (Socotec)
F. Durand (Fugro Geotechnique)
M. Glandy (Soletanche Bachy Pieux)
P. Liausu (Menard)
B. Pezot (Menard)
C. Poilpre (consultant)
S. Lambert (Keller Fondations Spéciales)
J.-P. Volcke (Franki Foundation)

G. Billoet (Keller Fondations Spéciales) and J.R. Gauthey (Spie Fondations) also participated in discussions.

This document has been approved by the *Union Syndicale Géotechnique* (USG, the French geotechnical union association) and the *Comité Français de Mécanique des Sols* (CFMS, the French society for soil mechanics, ISSMGE member society).

Introduction

(1) The columns referred to in these guidelines are vertical piles made of cohesionless granular materials that are driven into the soil and then compacted by repetitive action.

Comment 1: *These columns do not contain any particular type of binder at any level. In this document, the term "stone column" is limited to the definition above.*

(2) The columns can be constructed in regular or variable grids in rows or groups, or even in isolation.

(3) Their design takes into account the type of structure to be built, the kind of load, tolerances, and requirements regarding absolute and differential settlement, as well as the nature and characteristics of the soil to be treated.

(4) The purpose of stone columns is to give the soil under the structure to be built new general and/or local characteristics so that the structure's various infrastructure elements (isolated or strip footing, raft foundations, concrete slabs, embankments, etc.) will demonstrate predictable and justifiable behavior consistent with the regulations and tolerances that apply to the structure of the building and its intended use.

(5) Treating soil with stone columns involves a combination of the following actions, of which one or more may be intended:

- Improving bearing capacity.
- Reducing settlement.
- Improving uniformity of geotechnical characteristics.
- Increasing the consolidation rate by creating drainage elements.
- Increasing equivalent ground mass characteristics (horizontal shear strength, angle of internal friction and deformation parameters).

(6) A stone column is a soil improvement measure. It is neither a foundation element, nor a deep foundation element.

(7) The foundation of a structure built on soil treated by stone columns is always superficial (isolated or strip footing, raft foundations, concrete slabs, etc.). It can also be part of the "foundation" of an embankment.

(8) The objective is to control the behavior of these structures, and in particular to reduce the settlement.

Comment 1: *Depending on the existing grid density and geotechnical conditions, this coefficient is usually between 1.5 and 4 under distributed loads.*

(9) The need for soil treatment should be analyzed by the project's geotechnical engineer, who should provide and approve the calculation hypotheses.

Comment 2: *A reminder: the stone column geotechnical study should examine not only the soil to be treated, but any soil that could potentially settle under the treated layer.*

Comment 3: *The contractor must involve the geotechnical engineer in the design and the execution of the project in compliance with standard NF P 94-500 concerning geotechnical procedures in France.*

Fields of application

2.1

By type of structure

(1) The most common uses of stone column treatment involve structures with concrete slabs or raft foundations with surface loads sensitive to settlement:

- Hangars and warehouses.
- Industrial and commercial buildings.
- Silos and tanks of all kinds.
- Watertight hydraulic structures (tanks, sewage treatment plants, etc.)

(2) By extension, they can be used under other types of structures, too, as long as the residual deformations of the treated soil and underlying layers are consistent with the structure in question and with associated technical measures:

- On-shore civil engineering works (roads, embankments, bridges, retaining walls), and maritime structures (seabed, lake and riverbed reinforcement).
- Under shallow building foundations.

(3) They can also be used for stable heterogeneous embankments where systematic treatment with an appropriate and regular grid can help improve and/or homogenize the soil characteristics to make it suitable for surface construction.

2.2

Use in seismic zones

(1) It is also possible to use stone columns in seismic zones where they may reduce the risk of soil liquefaction and increase shear resistance.

(2) Refer to the guidelines entitled "*Procédés d'amélioration et de renforcement de sols sous sollicitations sismiques*" published by the French Association of Earthquake Engineering (AFPS).

2.3

Limitations of use

(1) The lateral earth pressure exerted by the surrounding soil is a determining factor in column construction, behavior and capacity.

(2) Therefore:

■ Stone columns must not be used in soil that exhibits a potential risk of a loss in volume and/or mechanical soil characteristics, especially waste dumps and peat deposits. More generally, stone columns should not be used in soils with a loss on ignition of more than 5% as specified by standard XP 94-047.

Comment 1: *There is also standard NF P 94-055 which specifies a chemical method for determining the organic material weight content of a soil.*

■ Unless particular measures have been provided for, such as preloading or consolidation, or a specific compatibility study, treatment with stone columns in highly compressible soils (silt, mud and soft clay) with

a thickness greater than 50 cm and weak characteristics ($C_u < 20$ kPa or $q_c < 300$ kPa) is not possible.

■ In any case, essential design verifications must be carried out to calculate potential stone column failure and deformation as described in Chapter 5 of this document. Specific stresses related to the site must also be taken into account.

3

Procedure

3.1

Methods and materials

(1) The two following methods meet the definition given in the forward (see glossary for a detailed description):

■ Vibro-compaction.

■ Vibro-stone columns:

– vibro-displacement by a “dry” method where compressed air jetting is used, or

– vibro-replacement by a “wet” method where water jetting is used.

Comment 1: Any other method requires its own technical specifications.

(2) Which device, wet or dry method, characteristics and the implementation method to use depends largely on the nature and the level of soil saturation, the desired objectives, and the characteristics of the gravel fill materials. It is up to the contracting company to decide on the basis of its expertise and experience which process is best adapted to each situation.

3.2

Pre-drilling

(1) Soil displacement through compacted layers or obstacles can be facilitated by pre-drilling, with or without earth excavation.

(2) Excavated or altered volumes should be filled and compacted with the column material.

3.3

Gravel backfill

(1) The gravel backfill must be of high quality, and its particle size must be as homogeneous as possible.

(2) In most cases natural, pea gravel or crushed stone gravel is used.

Comment 1: Except in the case of specific documentation showing an absence of short and long-term problems (expansion, pollution, physical-chemical reactions, etc.), recycled materials may not be used.

(3) The minimum characteristics for gravel backfill are:

■ Los Angeles test loss $< 35\%$.

■ Micro De-val test loss $< 30\%$.

■ Combined Los Angeles + Micro D-val test loss $< 60\%$.

Comment 1: Los Angeles test, standard DIN EN 1097-2; Micro De-val test, standard NF EN 1097-1.

(4) The particle size test depends mainly on the backfill material. Bottom-feed vibrators are more sensitive and an unsuitable particle size can plug the pipe.

(5) The following indicative values can be used as a reference:

■ Bottom-feed vibrators with a material transfer pipe on the side: the most commonly used particle size is 8/40.

■ Other methods: the most commonly-used particle size is 20/75.

(6) The standard for particle homogeneity: less than 5% particles smaller than 80 μm .

4

Construction provisions

4.1

Diameter of stone columns

(1) The diameter of the stone columns depends on:

■ the device used and its suitability to the soil at the site,

■ the layers of soil penetrated and their characteristics,

■ the total amount of energy used (power output, vertical force and running time).

(2) The diameter of the column may vary over its length, depending on the resistance of the different layers penetrated.

Comment 1: The diameter of most dry method columns is between 50 and 80 cm.

(3) All things equal, the diameter of wet method columns is usually greater than dry method columns due to the soil extraction caused by water jetting.

4.2

Interface between the treated soil and the building structure

(1) If the foundation element does not have enough inertia to distribute load bearing in a homogeneous way on the initial column grid, it is necessary to add a load transfer platform between the foundation elements and the treated soil. The purpose of this platform is to improve the load bearing distribution.

(2) If the stone columns are being used for their draining properties, a drainage layer (with outlet) should be added at the top of the columns.

Comment 1: In practice, isolated and strip footings and raft foundations do not require a load transfer platform, as opposed to concrete slabs (reinforced or not) which do.

(3) With few exceptions, in general, soil treatment with stone columns does not in and of itself improve the behavior of surface soil between columns where there is no increase in the values for either the EV2 modulus or the Westergaard coefficient.

Installation of footings and raft foundations

(1) Footings and raft foundations must be constructed in the same way as on untreated soil. They can be cast directly into the trench or into a formwork.

(2) When the footing base is less than 50 cm below the work platform level, the head of the column must be re-compacted to ensure the characteristics specified in the calculations.

Comment 1: This re-compacting can be done in conjunction with platform re-compacting.

Installation of a load transfer platform

(1) The minimum thickness for a gravel load transfer platform to distribute the load is 40 cm.

(2) In the case of concrete slabs, the top layer of gravel should at least have the characteristics of subgrade as defined by DTU 13.3 and Guide GTR92.

Comment 1: For the purposes of this document, the following should be noted for the subgrade layer:

■ Class F materials are not permitted (according to standard NF P 11-300).

■ The minimum thickness is 25 cm.

■ The modulus of elasticity EV_2 is greater than 50 MPa.

(3) It is up to the soil treatment designer to define the thickness and the minimum characteristics of the platform according to the nature of the treated soil.

Comment 1: Bear in mind that the criteria applied to gravel layer calculations are its punching resistance (if necessary), its thickness and the modulus of elasticity.

(4) The concrete slab designer must verify that the load transfer platform's thickness and characteristics are sufficient to resist the pressure exerted by the concrete slab, including the punching resistance, and that the values remain above the minimum concrete slab requirements (standard NF P 11-213 ref. DTU 13.3 on concrete slabs).

(5) The load transfer platform can be partially or entirely installed before the stone columns and therefore can be used as a work platform.

(6) However, any re-grading, final compacting, and re-treatment of subgrade, as well as any gravel additions to increase thickness should be performed after the installation of the stone columns so that the characteristics in compliance with the project remain consistent.

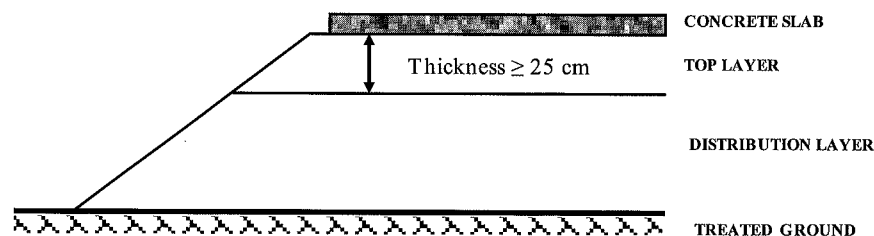


FIG. 1 Load transfer platform.

Configuration of stone columns

Structures with uniform distributed loads

(1) In the case of structures with uniform distributed loads, the columns are laid out in a regular grid, usually square or triangular.

(2) The grid spacing depends on the geotechnical characteristics and applied loads.

Comment 1: Under certain geotechnical and/or load conditions, part of the structure may not be located on treated ground as long as the absolute and differential settlements between areas treated or loaded differently remain consistent with the structure and its usage.

Comment 2: Except in special cases, it is not necessary to extend the column layout beyond the concerned structure.

Isolated and strip footing

(1) The footing dimensions will depend on both the allowable stress and allowable settlement after soil treatment.

(2) The stone column grid spacing is based on the least favorable criterion.

Comment 1: For the same structure, it is entirely possible that some footings may be placed on improved soil, while others with lighter loads may be placed on untreated ground. This situation is allowed in conditions where the uniformity of settlement can be ensured for footings subject to different load levels (e.g. secondary frame structures that support siding for industrial hangars or warehouses).

(3) For individual columns or a single row of columns, in the absence of appropriate verification, the edge of the footing in relation to the theoretical position of the bare outer part of the columns must be at least equal to the installation tolerance specified in § 4.9.

Comment 1: Verification involves making sure that even if the column is not fully under the footing (possibly before installation and mandatorily after verification if there is any column deviation), that the column's deformation and maximum stress results remain allowable.

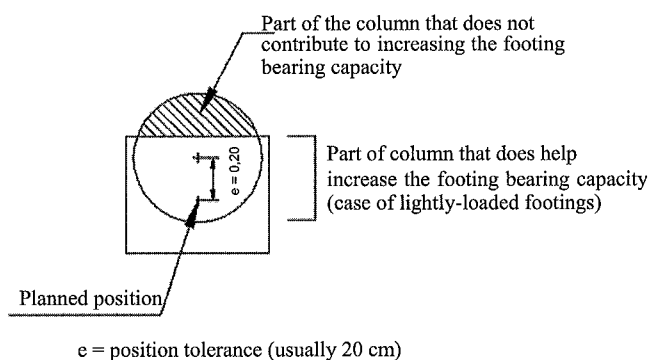


FIG. 2 Case of columns lying outside of footings.

(4) For columns that are not aligned, it is recommended to adopt the same configuration (footing edge equals at least the installation tolerance). Otherwise, the column settlement and stress must be verified if the columns do not conform to the theoretical layout.

Comment 1: Appendix I includes some standard configurations.

Comment 2: Under strip footings, placing columns in alternate rows limits the incidence of column deviation.

4.6

Maximum reference grids

(1) For soil to be considered treated by stone columns, and whatever the intended objective, the maximum reference grid should be 9 m^2 and the substitution rate should be greater than 3%.

(2) For strip footings with a single row of columns and no load transfer platform, the maximum grid spacing without specific justification is 2.5 m.

4.7

Minimum reference grids

(1) The minimum reference grid should be 2.25 m^2 .

(2) For strip footings and groups of two to five columns, the spacing between the columns axes cannot be less than 1.5 times the diameter of the stone column, or 1.20 m.

Comment 1: A high substitution rate can lead to a risk of raising the platform.

Comment 2: To address specific problems (if part of structure is too small, for example), it is possible to reduce the spacing in (1) and (2) by conducting a feasibility study.

Comment 3: For columns executed with the wet method, a process rarely used for earthen sites due to the soil extraction required, it is possible to use larger diameter stone columns (1.00 to 1.20 m) more closely spaced than those installed using the dry method.

4.8

Stone columns under an embankment supporting a foundation

(1) It is possible to treat all types of soil in the scope of application with stone columns, and then build a substitute or raised embankment on the improved soil using fine, quality-controlled materials and demonstrating the utmost care during installation and strict attention to compaction, for example according to the 1980 recommendations by COPREC LCPC.

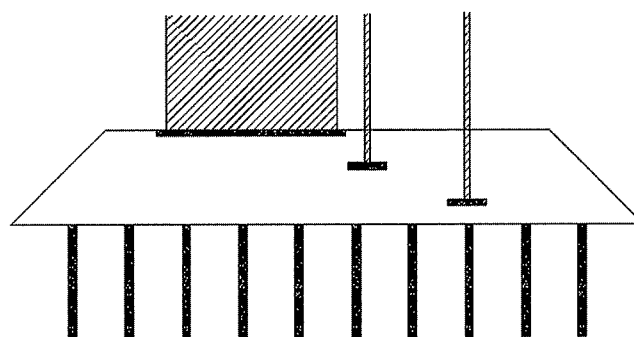


FIG. 3 Installation of stone columns under an embankment supporting a foundation.

(2) The configuration of the columns takes into account the superposition of stresses generated by the embankment itself and also the various structural elements built into the fill thickness. This configuration requires justification in particular if the height of the embankment is less than half of the reference grid measurement.

4.9

Tolerances

4.9.1

Columns in grid networks

(1) Due to their own characteristics, stone columns can provide new characteristics to soil that are equivalent to soil's basic lattice structure located at its center.

(2) In this case, the concept of column installation deviation does not apply, though it is applicable for localized foundation elements.

4.9.2

Columns under footings

(1) The isolated and strip footings installed on treated soil must be considered foundation elements.

(2) The tolerance for stone columns is therefore $\pm 20 \text{ cm}$.

Comment 1: This value can be difficult to assess due to the irregular shape of the columns when they are vibrated.

(3) Above this value, the company must prove that the footing behavior is compatible with the building structure. If there is a gravel layer under the footings, its characteristics are taken into account.

Comment 1: The constructions built on the columns are designed to remain unchanged as long as installation is completed within the tolerances.

(4) The choice of whether to opt for lower tolerances is left up to the company, but it must ensure strict compliance and the tolerance may not be the same in both directions.

4.10

Reduction factor for the volumes of material used

(1) There is a difference between the theoretical volumes of the columns designed, and the actual volume of the material supplied and thus used onsite. This difference is due to losses during installation (including variations from expected dimensions resulting from lateral pressure) and from compaction of the material in the column.

(2) Usually the following ratios of the real volume to the theoretical volume are accepted:

- Top feed vibrated columns using the wet method: 1.3 to 1.5.
- Bottom feed columns using the dry method: 1.2.

5

Design

5.1

Prerequisite information needed for calculations

(1) The behavior of soil reinforced with stone columns cannot be analyzed without extensive knowledge of:

- The nature and characteristics of the soil to be treated and the ground underneath it: soil boring tests, results of onsite, mechanical or laboratory tests, etc.
- The nature, characteristics and construction methods for the actual building foundation itself.
- Regular and unusual stress levels.
- The nature and behavior of the structure to be built.

(2) The calculation rules specified in this document do not take into account any soil improvement between columns.

Comment 1: Installing columns can improve the characteristics of some types of soil. It is possible to take the "improved" characteristics into account as long as appropriate tests are conducted to make sure they can be attained.

5.2

Criteria for determining column size

(1) Determining the size of stone columns is inextricably linked to the characteristics of the soil to be treated and the implementation process.

(2) In general, the justifications that need to be provided in the calculations are based on these two criteria:

• The overall allowable bearing capacity for the improved soil after treatment and justification of the different types of foundations regarding failure, and

• The absolute settlement of the various structural aspects for each construction and justification of the differential settlement for the structure, or between the structure and the concrete slab according to the allowable tolerances for each construction and any relevant regulations in effect.

(3) When there are other objectives set, the following additional information must also be provided:

- In the case of soil liquefaction, it must be shown that the columns will minimize this risk.
- If the columns are intended to act as vertical drains to accelerate consolidation, the consolidation time is calculated.
- In the case of slope stabilization, the calculation compares the factor of safety to the circular failure rate.

5.3

Hypotheses

(1) The building construction constraints (maximum bearing capacity and allowable deformation) must be specified in the documents specific to the project.

(2) The soil behavior hypotheses are the geotechnical characteristics identified from soil tests: stratigraphy, soil composition, hydrology, rheological and mechanical properties (Young's modulus, Poisson's ratio, lateral earth pressure, compression index C_c , void ratio, etc.) for all soil layers.

Comment 1: When the data result from correlations, it is best to obtain written consent from the geotechnical engineer attesting to the validity of the hypotheses under consideration.

(3) The hypotheses concerning the stone columns, especially in terms of their modulus of deformation, diameter and length depend in large part on the material used and its performance.

(4) Common values for non-geometrical parameters used in the calculations for the backfill materials described in § 3.3 and correctly employed are as follows:

TABLE I Common column characteristics.

Young's modulus: average over column volume		$E_{col} = 60 \text{ MPa}$
Inter-granular internal angle	pea gravel	$\varphi'_c = 38 \text{ degrees}$
	crushed stone gravel	$\varphi'_c = 40 \text{ degrees}$
Poisson's ratio		$\nu_{col} = 1/3$
Unit weight of saturated material in place		$\gamma_{col} = 21 \text{ kN/m}^3$

Comment 1: Higher or lower values are possible, but must be explained by appropriate tests.

5.4

Maximum allowable stress for stone columns

(1) To calculate the maximum allowable stress, first determine the vertical stress-rupture point q_r for an isolated column based on the characteristics of the

column and of the soil after treatment, and according to the possible modes of failure illustrated below (Fig. 4 a, b and c; see Soyez, 1985):

- Bulging failure (a criterion often used to determine size)
- General shear failure (failure is rare, occurring when columns are short).
- Punching effect shear failure ("floating columns").

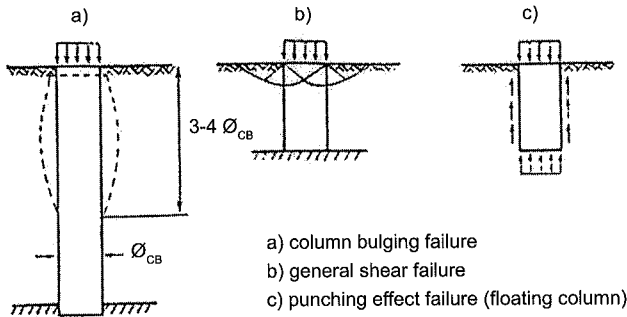


FIG. 4 Failure modes.

5.4.1

Bulging failure

(1) By analogy with the triaxial conditions, the effective lateral expansion failure stress q_{re} is given according to the depth and radial stress σ_r by:

- $q_{re} = \sigma_r \cdot \tan^2(\pi/4 + \varphi'_c/2)$ Greenwood (1970)

(2) The radial stress value results from the geotechnical context and is estimated based on laboratory tests (triaxial tests) or *in situ* tests (pressuremeter, vane tests and cone penetration tests) as part of the project's geotechnical study.

Comment 1: For example, for the pressuremeter, the radial stress is estimated as follows for each soil layer:

- $\sigma_r \# p_{le}^*$
- If in addition, φ'_c is around 38 degrees, then:

- $q_{re} \# 4 \cdot p_{le}^*$

Where p_{le}^* is the equivalent net maximum pressure calculated according to the following formula:

- $p_{le}^* = \min(p_{le}^*[z])$ over the length of the column at each layer

• with $p_{le}^*[z] =$ geometric average of p_i^* values over a length of $2 \varnothing_{SC}$ centered on z , but limited to 1.5 times the lowest p_i^* value for a length of $2 \varnothing_{SC}$.

Comment 2: For example, for CPTs, the radial stress is estimated as follows for each soil layer:

- $\sigma_r \# q_{ce}/3$
- If in addition, φ'_c is approx. 38 degrees, then:
- $q_{re} \# 4/3 \cdot q_{ce}$

Where q_{ce} is the equivalent cone resistance calculated according to the following formula:

- $q_{ce} = \min(q_{ce}[z])$ over the length of the column at each layer
- with $q_{ce}[z]$ calculated according to the following formula:

$$q_{ce}[z] = \frac{1}{2D} \int_{z-D}^{z+D} q_c(z') dz' \text{ where } D = \varnothing_{SC}$$

- corresponding to an average over a length of $2 \varnothing_{SC}$ centered on z .

5.4.2

General shear failure

(1) General shear failure can be studied when the characteristics of the column closely resemble those of the soil. This occurs only very rarely and the corresponding calculation does not appear in this document (see Soyez, 1985).

5.4.3

Punching effect shear failure

(1) The vertical shear within the column is most intense at the top and decreases as it moves down (see Soyez, 1985).

(2) In a homogenous, cohesive undrained environment C_u , the vertical shear failure compared to the punch effect shear failure at the base of the column is $9 C_u$. Therefore, the maximum stress at the head q_{rp} is determined according to the following formula:

- $q_{rp} = 9 \cdot C_u + L_c \cdot (2 \cdot C_u/R_c - \gamma_c)$ where:
 - γ_c : column unit weight of column material,
 - L_c : column length,
 - R_c : average radius of the column.

Comment 1: Minimum value that balances out the ground resistance:

- ULS load: $L_c \geq R_c [(\gamma_{ULS} \cdot \sigma_{0ULS}/C_u) - 9]/2$
- SLS load: $L_c \geq R_c [(\gamma_{SLS} \cdot \sigma_{0SLS}/C_u) - 9]/2$
 - σ_0 is the column head stress
 - with $\gamma_{ULS} = 1.5$ and $\gamma_{SLS} = 2$

(3) For multilayer soil, the formula becomes:

- $q_{rp} = 9 \cdot C_{up} + L_c (2 \cdot C_{um}/R_c - \gamma_c)$ where:
 - C_{up} is the soil cohesion at the column base,
 - C_{um} is the average cohesion along the length of the column.

(4) The cohesion values (C_u , C_{up} and C_{um}) result from the geotechnical context and are estimated based on laboratory tests (triaxial tests) or *in situ* tests (pressuremeter, vane tests and cone penetration tests) as part of the project's geotechnical study.

Comment 1: For example, for the pressuremeter the following can be used:

- $C_u \# p_i^*/5.5$ when $p_i^* < .3$ MPa, C_u in MPa
- $C_u \# p_i^*/10 + .025$ when $p_i^* \geq 0.3$ MPa, C_u in MPa

Comment 2: For example, for CPTs the following can be used:

- $C_u \# (q_c - p_o)/15$ where p_o is the total vertical stress for the level in question

Comment 3: Under the footings, the columns are always considered non-floating according to the following criterion.

A non-floating column is defined as one that stops within a horizon characterized by C_{up} greater than or equal to 150 kPa (or approximately $p_i^* \geq .8$ MPa or $q_c \geq 2.5$ MPa) or such that $9 \cdot C_{up} > q_r$.

Comment 4: In all cases, it is necessary to calculate and take into account the settlement of the soil under the columns.

5.5.4

Stresses within the columns

5.5.4.1

Failure stress

(1) Vertical failure stress q_r within the column is equal to:

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

5.5.4.2

SLS stress

(1) At the service limit state (SLS), the allowable vertical stress q_{aSLS} within the column is obtained by applying a safety factor of 2 to the vertical failure stress q_r :

- $q_{aSLS} = q_r/2 = \min(q_{re}/2; q_{rp}/2; 0.8 \text{ MPa})$

5.5.4.3

ULS stress

(1) The maximum stress for calculation q_{aULS} within the column is obtained by applying a safety factor of 1.5 on the vertical failure stress q_r :

- $q_{aULS} = q_r/1.5 = \min(q_{re}/1.5; q_{rp}/1.5; 1.06 \text{ MPa})$

Comment 1: This means applying a coefficient of 1.33 to the allowable stress at the ULS:

- $q_{aULS} = 1.33 \cdot q_{aSLS}$

5.5

Evaluating stress and settlement at the service limit state (SLS)

(1) The methods described below (§ 5.5.1 and 5.5.2) are usually only valid if:

- The additional load on the soil between the columns (calculated according to the aforementioned methods) remains inferior to the allowable stress for the untreated soil.

- The column bases rest on a more compact ground layer.

Comment 1: A layer is considered more compact when it is characterized by C_{up} greater than or equal to 150 kPa (approximately $p_1^* \geq 0.8 \text{ MPa}$ or $q_c \geq 2.5 \text{ MPa}$) or such that $9 \cdot C_{up} > q_r$.

(2) They are based on the soil elasticity hypotheses and on the conservation of flat, horizontal sections and depend on the stiffness of each element (soil and columns).

Comment 1: As part of pressuremeter and cone penetration test methods, to remain within the elastic range under the foundation element (raft foundation, concrete slab, footing, etc.) it must be verified that in the SLS:

- $q_{sol} < k_p \cdot p/2 + q'_0$ for pressuremeter tests
- $q_{sol} < k_c \cdot q_c/2 + q'_0$ for CPT

where q_{sol} is the maximum stress transferred to the soil between the columns.

(3) Other methods are also available. It is necessary to use the orders of magnitude obtained under special conditions as follows.

Comment 1: These calculation methods should make it possible to verify the bearing capacity and settlement criteria described in § 5.5.1, 5.5.2 and 5.6.

5.5.1

Homogenization method for concrete slabs and raft foundations subject to uniform, infinite loads

(1) After constructing the columns, the settlement for each layer i at the center of the building is expressed as follows:

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

and the value of the stress within the column at the layer i (S_{ci}) can be expressed as:

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

where:

- a_i : the replacement ratio for layer i
- E_{col} : Young's modulus for the column
- E_{si} : Young's modulus for layer i
- ν_{si} : Poisson's ratio for layer i
- σ_t : average vertical stress exerted by the building
- h_i : thickness of layer i

Comment 1: If there are results from laboratory oedometer tests (oedometric modulus for soil layer i : E_{soli}), the above formulas become:

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

and the stress within the column at the layer i (S_{ci}) can be expressed as:

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

Comment 2: If there are results from pressuremeter tests (modulus E_M , coefficient a), in keeping with International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering recommendations, the ratio E_M/α is compared to the oedometric modulus.

In the traditional hypothesis with a Poisson's ratio of 1/3, the Young's modulus for soil E_s is then equal to 2/3 of the oedometric modulus.

The above formulas become:

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

and the stress within the column at the layer i (S_{ci}) can be expressed by:

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

Comment 3: If there are results from electric cone penetration tests (CPT), the following correlations can be made for the most common and normally consolidated soil types:

- $E_{sol} = \alpha_c \cdot q_c$ avec α_c common values appear in the table below
- with the oedometric modulus E_{sol} for the soil

TABLE II Values for α_c .

Soil type	Clay	Silt/mud	Sand
α_c	4 to 6	4 to 5	2 to 3

Note: For other soil types and/or over-consolidated soils, other correlations can be made.

The above formulas become:

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

and the stress within the column at the layer i (S_{ci}) can be expressed by:

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

Comment 4: Since pressuremeter and CPT correlations can be difficult to make for certain types of soil (saturated soft clay, unsaturated soil, etc.), oedometric moduli measured in a laboratory may be preferable.

(4) The stresses should remain below the maximum allowable values specified in 5.4.4.2:

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

The total settlement (Σw_i , increased if necessary by the settlement of layers under the bases of the columns) should remain below the values set by the operating conditions.

Comment 1: If the load varies from one area to another and/or if the stratigraphy is not uniform, it is necessary to also check if the differential settlement values are acceptable.

Comment 2: If the column bases do not rest on a more compact layer, a specific explanation is offered.

5.5.2

Columns under footings with vertical and centered load bearing

5.5.2.1

SLS loads

(1) The steps for calculation are the following for a given footing (whose surface $S_s = B \cdot L$) supported on n columns (with area S_{col}), bearing surface load q_{SLS} :

Comment 1: In all cases, it is necessary to calculate and take into account the settlement beneath the columns.

5.5.3

Bearing capacity in the Ultimate Limit State (ULS)

(1) For a given footing (with area $S_s = B \cdot L$) supported on n columns (with area S_{col}), with a surface overload q_{ULS} , the following must be verified:

$$(n \cdot S_{col} \cdot q_{aULS} + (S_s - n \cdot S_{col}) \cdot q'_u/2) > q_{ULS} S_s$$

Comment 1: If there is a need for deformation at the ULS, the method described for SLS can be used as an initial approach.

5.6

Stresses other than vertical centered loads

(1) Given a footing with dimensions $B \cdot L$ subject to vertical loads and overturning moments, the elements at the center are the vertical load Q ($Q = q \cdot B \cdot L$) and bending moments M_x and M_y ; L is parallel to the x axis.

(2) Assuming that there are columns along more than one parallel axis (at the SLS and ULS):

- Along the x axis from $M_x/Q > B/6$
- Along the y axis from $M_y/Q > L/6$.

(3) The methods described in § 5.8 deal with the question in different ways. Below is a simplified method.

5.6.1

Simplified method

(1) The value of M_x is increased by a factor ψ_x equal to:

- 1.25 if there are columns along several axes parallel to the x axis
- and 1.5 if the opposite is true (all columns are aligned along the x axis).

(2) The value of M_y is increased by a factor ψ_y equal to:

- 1.25 if there are columns along several axes parallel to the y axis
- and 1.5 if the opposite is true (all columns are aligned along the y axis).

(3) The eccentricity values $e_y = \psi_x \cdot M_x/Q$ and $e_x = \psi_y \cdot M_y/Q$ should verify:

$$e_x < d_x \text{ and } e_y < d_y$$

(4) Therefore, we can refer to an equivalent rectangular layout (Meyerhof) q' :

$$q' = q \cdot B \cdot L/S_r$$

$$\text{with } S_r = (B - 2 \cdot e_y) \cdot (L - 2 \cdot e_x)$$

(5) It is then possible to apply the simplified methods described in § 5.5.2.1 to the compressed part of the footing.

(6) For a column to be taken into account in the calculation, it is necessary to verify that it is located in the part of the soil that is entirely compressed. The increase in y of 1.25 and/or 1.5 makes it possible to avoid this verification by determining the dimensions in advance.

TABLE III Phases of calculation under footings.

Step	General principle	Special cases: Based on pressuremeter tests and/or static CPT results
0	First check the condition: $(n \cdot S_{col} \cdot q_a + (S_s - n \cdot S_{col}) \cdot q'_u/3) > q_{SLS} \cdot S_s$ with q_a maximum allowable stress within the column (see § 5.2) and q'_u soil failure stress before improvement under a centered load. n = number of columns, S_s = surface of the footing.	Comment 1: This value q'_u must be provided or approved by the geotechnical engineer.
1	Calculate the settlement w_s without treatment according to the rules in effect. Thus the following can be determined: $k_s = q_{SLS}/w_s$	Based on a pressuremeter test: $w_s = q_{SLS} (B \cdot A_s/E_c + A_d \cdot B^2/E_d)$ with $A_s = \alpha \cdot \lambda_c/9$ $A_d = 1.2 (\lambda_c/0.6)^{2/3}/9$ and where E_c and E_d are the equivalent pressuremeter moduli corresponding respectively to the areas of spherical and deviatoric stress. Based on a CPT: $w_s = C \cdot q_{SLS} \cdot B/E_{sol}$ with $E_{sol} = \alpha_c \cdot q_c$ where α_c see § 5.5.1 and $C = 0.5$ for isolated footings and 1.1 for strip footings.
2	The settlement equation for a column w_{col} with stress at the head, $q_{col} = \beta' \cdot q_{col} \cdot H/E_{col}$ where H is the level at which the settlement is calculated β' is a ratio that shows that there is a distribution of stress from the column to the soil. Comment 1: In practice, $H = \min(2.5B; L)$ is used since over 85% of soil settlement occurs between 0 and 2.5B Comment 2: As an initial approach, use $\beta' = 1$ (no distribution); when the distribution can be calculated, there is $\beta' = q_{moy}/q_{col}$ where q_{moy} is the average of stresses in the column. For a homogenous soil over 2.5 B, $\beta'_{mini} = 0.67$	
3	The column stiffness can be deduced and expressed as: $k_{col} = q_{col}/w_{col} = E_{col}/(\beta' \cdot H)$	
4	The stiffness of the entire "footing + column" structure at the height in question: $k = (k_s \cdot (S_s - n \cdot S_{col}) + (n \cdot k_{col} S_{col})) / (B \cdot L)$	
5	The following can then be deduced: the settlement after treatment at height H $w_{sH} = q_{SLS}/k$ the final settlement after treatment $w_{sf} = w_{sH}/0.85$ the stress under the footing: $q_{sol} = w_{sf} \cdot k_s$ the stress within the column: $q_{col} = w_{sf} \cdot k_{col}$	
6	Then check that the values are still within the range of pseudo-elastic validity: $q_{sol} < \text{limit of soil's elastic behavior}$ and $q_{col} < \text{limit of column's elastic behavior up to } q_{aSLS}$ and that the final settlement, including that of underlying soil layers is acceptable. Otherwise, start over from step 1 changing the number of columns, their diameter and/or footing size.	$q_{sol} < k_p \cdot p_{le}/2 + q'_0$ $q_{sol} < k_c \cdot q_{ce}/2 + q'_0$

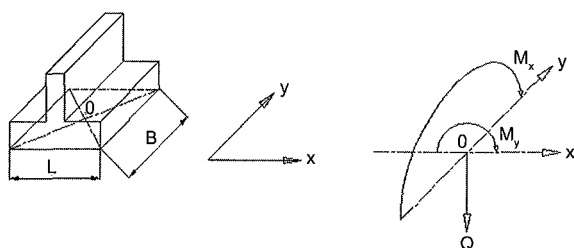


FIG. 5 Orientation of the bending moments.

TABLE IV Eccentricity thresholds (applicable only when: $M_x = 0$ and $M_y \neq 0$ or $M_x \neq 0$ and $M_y = 0$).

	d_x	d_y
quasi-permanent SLS	$< L/6$	$< B/6$
rare SLS	$< L/4$	$< B/4$
ULS	$< L/2.2$	$< B/2.2$

5.6.2

Other methods

(1) Other methods (without increasing M_x and M_y) are possible. It is then necessary to make sure that the reference value for the soil stress q'_{ref} after the calcula-

(7) Check that in the rare SLS, 75% of the surface of the footing remains compressed, that in the quasi-permanent SLS, 100% of the surface remains compressed, and then in the ULS, about half of the number of columns remains under the entirely compressed surface S_r .

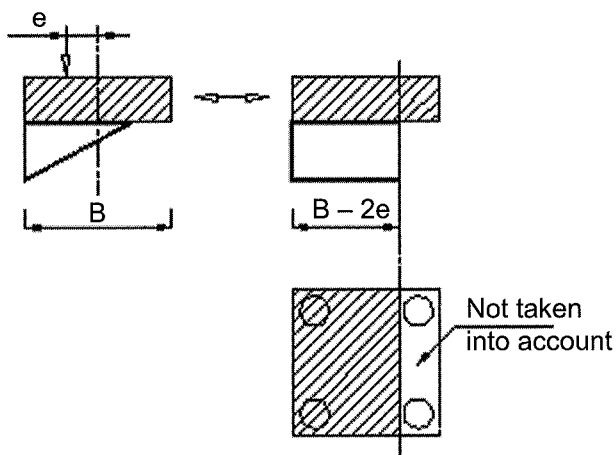


FIG. 6 Taking into account columns in compressed areas.

tion of the distribution of the stress applied under the footing remains within the valid range of settlement formulas.

$$q'_{\text{réf}} = (3 \cdot q_{\text{max}} + q_{\text{min}})/4, \text{ ou } q'_{\text{réf}} = Q/(B - 2 \cdot e_y)(L - 2 \cdot e_x)$$

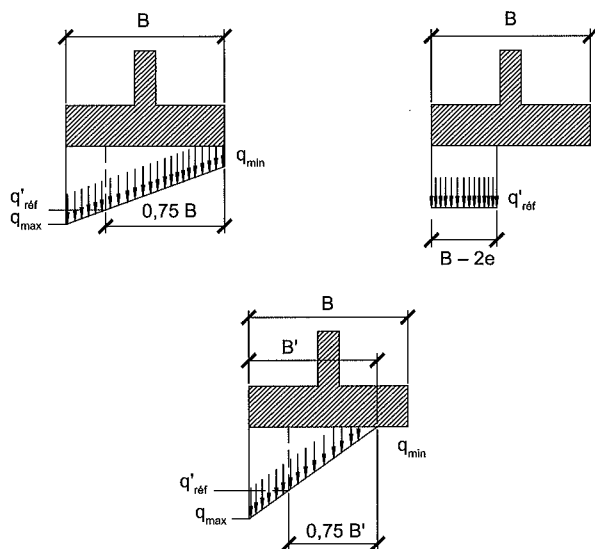


FIG. 7 Calculation of $q'_{\text{réf}}$

Comment 1: As part of pressuremeter and CPT methods, the following must be verified:

- The stresses in the soil must remain within allowable limits:

- $q'_{\text{réf}} < k_p \cdot p_{le}/2 + q'_o$

- $q'_{\text{réf}} < k_c \cdot q_{ce}/2 + q'_o$ (see step 6 on the table in § 5.5.2.1)

- The stresses within the columns must remain within allowable limits:

- $q_{col} < q_{aSLS}$ in the SLS

- $q_{col} < q_{aULS}$ in the ULS

- The overall bearing capacity is verified as follows:

- $q' = q \cdot B \cdot L / [(B - 2 \cdot e_y)(L - 2 \cdot e_x)]$

- $n_r \cdot S_{col} \cdot q_{aSLS} + (S_r - n_r \cdot S_{col}) \cdot q'_u/3 > q'_{SLS} \cdot S_r$ with n_r number of columns under the compressed surface S_r in the SLS

- $n_r \cdot S_{col} \cdot q_{aULS} + (S_r - n_r \cdot S_{col}) \cdot q'_u/2 > q'_{ULS} \cdot S_r$ with n_r number of columns under the compressed surface S_r in the ULS

- with q_{aSLS} : maximum allowable stress in the column at the SLS

- with q_{aULS} : maximum allowable stress in the column at the ULS

- q'_u : soil failure stress before improvement under a centered load

- Check that in the rare SLS, 75% of the surface of the footing remains compressed, that in the quasi-permanent SLS, 100% of the surface remains compressed, and then in the ULS, about half of the number of columns remains under the entirely compressed surface S_r .

5.7

Special provisions for embankments (uniform load)

(1) The calculations for stone columns underneath embankments are carried out as for columns under raft foundations and concrete slabs subject to uniform loads.

(2) These structures may require stability verification in terms of sliding and soil creep.

(3) In this context, the following need to be distinguished:

- The initial model corresponding to the beginning of the load bearing without any load transfer
- The gradual load transfer model (drainage phase)
- The final model after the full load transfer (end of drainage).

(4) Regarding this issue, Priebe (1978) suggests solutions for homogenization that, according to Mitchell (1981), can be applied over the long-term (final load transfer model) making it possible to obtain an equivalent, simplified model.

(5) This simple approach does not allow for consideration of the load transfer mechanism and can underestimate the safety factor when the incorporation rate increases.

5.8

Other evaluation methods

(1) In all cases, step 0 described in § 5.5.2.1 must be applied.

5.8.1

Numerical finite element approach

(1) The finite element method consists of defining a geometric model (soil + columns) in numerical subsets based on conditions of displacement and stress in order to build an overall rigidity matrix.

(2) Then for each given law of behavior and for each load situation studied, the displacement, deformation,

and stress are calculated precisely according to the defined model.

(3) This method offers the advantage of including all of the parameters of the chosen model (displacement, deformation, stress, iso-values for parameters and areas of prior plastification).

(4) Nevertheless, this approach requires special attention to the modelization of the columns and limit conditions. The results depend a great deal on the rheological model and its geo-mechanical parameters (in particular, the Young's modulus, Poisson's ratio, C_c , C_s , etc.) that must be validated by the geotechnical engineer.

5.8.2

Homogenization methods

(1) Homogenization methods offer the advantage of simplifying the "combined soil + columns" context to obtain a basic model where the treated environment is reduced to an equivalent homogenous environment.

(2) The simplified homogenization technique was first used by Priebe (1978) for stability calculations for embankments on top of soft soil reinforced with stone columns.

Comment 1: The method described in § 5.5.1 is a homogenization method.

5.9

Possible effects on structural calculations

5.9.1

Concrete slabs on a load transfer platform

(1) Several methods for calculating stresses on the structures are possible.

Comment 1: For concrete slabs, the "soil onsite + column" can also be assimilated with a homogenous soil (for which the modulus should be defined) in the following cases:

- Distributed load less than or equal to 30 kPa + load transfer platform of a thickness greater than or equal to 40 cm with a minimum EV_2 of 50 MPa and a maximum grid of 9 m².

- Distributed load between 30 kPa to 50 kPa + load transfer platform of a thickness greater than or equal to 60 cm with a minimum EV_2 of 80 MPa and a maximum grid of 7.5 m².

5.9.1.1

Simplified method based on the subgrade reaction modulus

(1) The model provides a distribution of surface springs equivalent to the "load transfer platform + reinforced soil" combination. In practice, this distribution can be described with two types of values: the values applicable vertically and around the column set by a slope of 2V/1H from the top of the column, and those applicable to the additional surface.

(2) The structure is assimilated with a beam or plate on elastic supports for which the values for each area are subtracted from the preceding calculation.

(3) For concrete slabs, the expansion of the model should take into account the position of the joints and limiting conditions. The verifications must cover the entire vertical load in both distributed and special situations.

(4) Determining the dimensions of the structure should be based on a model that can take the soil-structure interaction into account.

5.9.1.2

Other methods

(1) Among other methods, the following can be cited:

- The "additional moments" envelope method involves defining corrective terms associated with the presence of the columns. These are added as an envelope to the concrete slab stresses (bending moment) calculated according to Appendix C of standard NF P 11 213-1 for the central part, panel edges and angles on equivalent homogenized soil. There are two of these corrective terms:

- One that represents the influence of the columns on a continuous concrete slab.

- Another that represents the interaction between the columns and the joints.

- Calculations based on the finite element method.

5.9.2

Footing or raft foundation with or without a load transfer platform

(1) To calculate the reinforcement for strip footings or a raft foundation, the difference in stiffness between the soil and the columns and the different load situations are taken into account.

Comment 1: The minimum reinforcement specified in French standards for isolated footings is usually enough if the construction provisions in Appendix I are followed.

Comment 2: It is important to be especially careful with structures for which no minimal reinforcement is specified in the standards.

Comment 3: For footings with a load transfer platform, if the cones of influence meet, the "soil onsite + column" can be assimilated with a homogenous soil which can lead to using a traditional reinforced concrete calculation.

6

Quality control and acceptance

6.1

Quality control during installation

6.1.1

Calibration tests

(1) At the start of any stone column construction project, the contracting company must carry out cali-

bration tests to validate the choice of material and verify the compliance of soil reactions with expected behavior (depths attained, consumption, possible swelling, effects from vibrations, etc.).

(2) If the preliminary soil study shows remarkable heterogeneity in the depths, nature or characteristics of the layers to be treated, calibrations should be carried out for each of the different areas in question.

(3) These tests are preferably carried out in the vicinity of the soil sampling or borings for the geographical study.

Comment 1: The calibration tests are specific information tests.

6.1.2

Informational tests

(1) The stone column installation parameters are provided for one column per 50 (with a minimum of 3 per structure): depth, energy consumed and overall volume of incorporated material.

Comment 1: These tests can be in the form of electronic data as long as all of the parameters are entered.

6.1.3

Attachments

(1) This reference document specifies the characteristics for each column: date of installation, depth, energy consumed, incorporated volume, etc.

(2) It also specifies the material and process to be used.

Comment 1: These attachments can be in the form of electronic data for all columns with the depth, energy consumed and volume incorporated.

6.2

Acceptance tests

(1) Unless otherwise specified by the contractor, these tests are to be carried out by the project construction company and include (details in the table below):

- Checking the column diameter.
- Checking continuity in case of a data entry error.
- Compaction verification.
- Load test.

TABLE V Test frequency

Method	Wet		Dry	
	recorded	unrecorded	recorded	unrecorded
Checking diameter	1 per set of 50 columns up to 100, beyond that at least 3			
Checking continuity	1/50	1/20	only if an anomaly is detected	1/50
Compaction verification	1/80 under concrete slab or raft foundation + 1/20 under ground mass with a minimum of 5			
Load test*	1 test up to 800 m and 1 per section beyond 800 m		1 test up to 2,000 m and 400 columns, and at least one more beyond 2,000 m	

* For construction sites with less than 1,000 m of stone columns installed with the dry method (800 m by wet method), a load test may not be performed, but in this case the allowable stress must be reduced by a factor of 1.5.

Comment 1: These tests must be carried out by an expert approved by the contractor.

(2) The results are entered together in the project's quality control report.

(3) In addition, the installation tolerance (see § 4.9) is verified for one column per 80 for concrete slabs and raft foundations and by random sampling for all columns under footings.

Comment 1: The columns installed outside the tolerances are identified on a blueprint for verification.

6.2.1

Diameter verification

(1) Columns outside the building footprint can be side-stripped at different layers deep enough for diameter verification.

(2) For feasibility reasons, this excavation is usually done from the top of the column to a minimum depth of 1 meter beneath the platform.

6.2.2

Checking continuity

(1) Static cone penetration tests (standard NF P 94.113) are suited to this verification, though dynamic CPTs (NF P 94.114) can also be carried out.

6.2.3

Compaction verification

(1) This verification is carried out with a static CPT (standard NF P 94.113).

(2) This test must be done down to 1 m below the tip of the column except in the case of refusal on the underlying layer.

(3) To be consistent with the characteristics described in § 5.3, the minimal characteristic for all points along the column axis from 1 meter below the column base must be equal to:

$$q_{cm} = 10 \text{ MPa}$$

Comment 1: If the values are lower, specific justifications must be provided.

Comment 2: A reminder of the definition of the leveled tip resistance (q_{cm})

$$q_{cm} = \frac{l}{4a} \int_{D-a}^{D+3a} q_c(z) \cdot dz$$

- a is equal to 0.5 m
- D is the depth at which the characteristic is considered
- $q_c(z)$ is the measurement obtained and leveled to $1.3 q_{cm}$

Comment 3: Complications can arise to make these tests difficult to carry out:

- Blocking due to large pieces of column material
- Deviation of the drill pipe string, which can slip out of the column

If this occurs, the contractor must provide the recorded data for the column in question and suggest a new quality control plan.

Comment 4: The other usual in situ geotechnical tests, in particular pressuremeter tests (standard NF P 94.110) at every meter and type A dynamic CPTs (according to standard NF P 94.114) are more difficult to carry out in ballast-type materials.

- If the stability of the pressuremeter borehole walls cannot be guaranteed, the pressuremeter test can be carried out with a split spoon sampler (see NF P 94.110-1).
- To be consistent with the characteristics described in § 5.3, the minimal characteristic for all points along the column axis starting from 1 m below the top of the column taking into account the most recent correlation must be respectively equal to:
 - $p_1 = 1.2 \text{ MPa}$
 - $q_d = 10 \text{ MPa}$
 - If the values are lower, specific justifications must be provided.

6.2.4

Load test

(1) This load test is done at 1.5 times the SLS load for column Q_N on one column at the site.

(2) The load test requires installing a footing on the top of the column, preferably leveled off under the load transfer platform. The surface of the footing should be less than 2.5 times the planned column section.

(3) This is a stress controlled test carried out with compression. It involves measuring how far the top of a column (with two or three values as a basis for comparison) settles under a vertical load.

(4) The load is applied gradually in six increments:

- $Q_N/4$, $Q_N/2$, $3 Q_N/4$, Q_N , $5 Q_N/4$ and $3 Q_N/2$.

(5) At each increment, the displacement is measured at the following intervals:

- 1, 2, 4, 8, 15, 30, 45 and 60 minutes, or until the comparison values stabilize.

Comment 1: The deformation is considered to be "stable" when its variation does not exceed .02 mm per minute.

Comment 2: The first increments can therefore be 30 minutes long.

(6) The column is unloaded in four increments held for 5 minutes.

(7) The test report includes:

- The loading/unloading plan with the measures for comparison by time and load amount.
- A chart showing settlement/time by increment.
- A diagram showing the settlement after each increment by load amount.
- A diagram showing the creep slope by load amount.

(8) The test is considered conclusive if these two criteria are met:

- The critical load ("creep") is not attained.
- The settlement at the end of the service load increment (Q_N) is less than that estimated in the calculation report and is compatible with the tolerances set by the structure or building section.

Glossary

Column reference grid: The foundation area divided by the number of columns underneath it.

Replacement ratio: The ratio of the column section to the grid. It can vary according to the depth.

Vibro-compaction stone column: This type of column is formed by driving a pipe temporarily blocked at its base down to the desired depth. Granular material is then introduced through the pipe in small quantities and gradually compacted by pounding downwards. The pipe is then progressively pulled out so that the volume incorporated – always greater than the size of the pipe – matches the diameter in the design calculations. The diameter of the pipe depends on the soil and column characteristics. The driving weight is adapted to the pipe. The amount of energy is controlled by varying the drop height.

Dry method vibro-stone column: This type of column is formed by inserting a radial vibratory probe to the desired depth. Granular material is then reintroduced into the soil and repeatedly compacted with the probe. The energy required and retraction speed are adapted to the diameter and the degree of compaction specified by the design calculations. The drive system for the vibratory probe can be electric or hydraulic. Finally, filling is done from the bottom through a pipe attached either on the side or on top of the vibratory probe.

Wet method vibro-stone column: Same as for dry method stone columns, except that penetration is facilitated by water jetting (fresh or sea water).

Bottom-feed dry method vibro-stone column: Stone column where the granular material is injected from the bottom of the vibratory probe with a constant application of air pressure on the ballast, except when the supply pipe is being filled.

Deviation: Distance between the theoretical column installation location according to the design plans and the center of the column where it is actually installed.

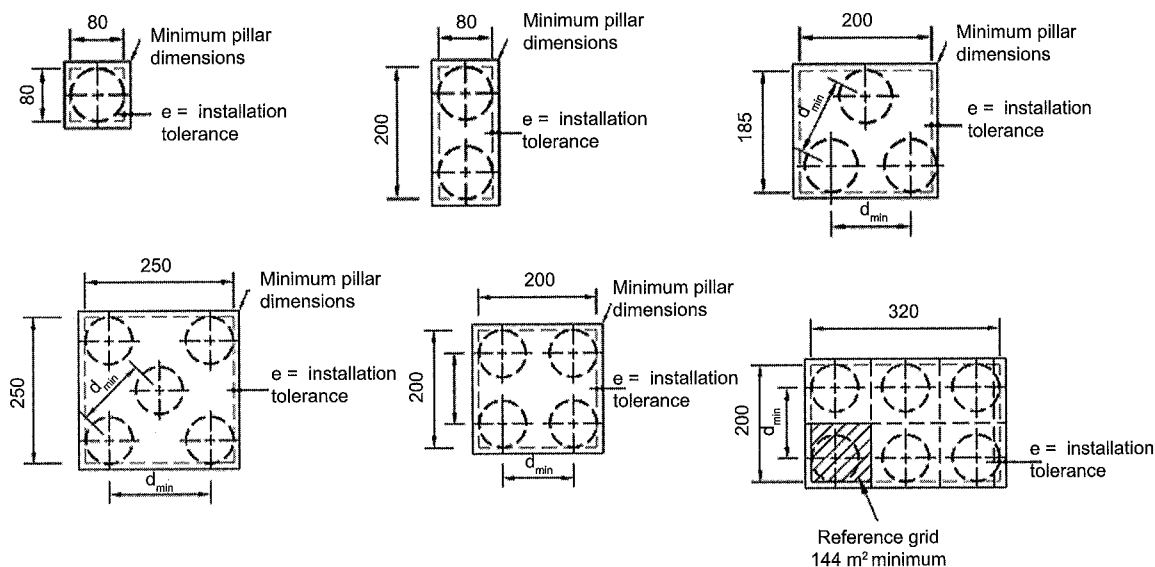
Appendix i – Standard configurations for stone columns under foundation footings

Comment 1: Illustrations are provided for columns with a diameter of 80 cm. All dimensions are minimum measurements and are in centimeters.

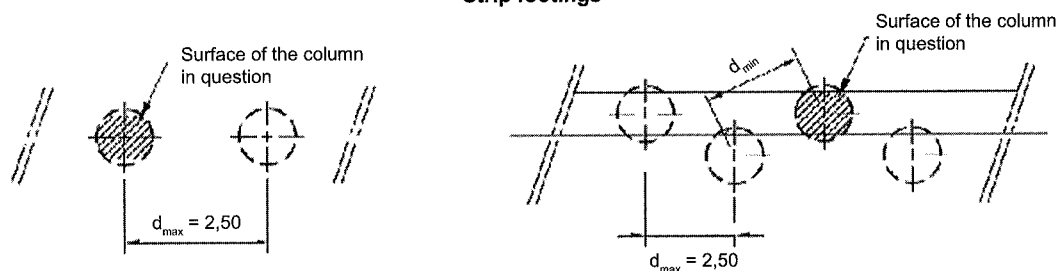
Comment 2:

- Without a specific feasibility study, $d_{min} \geq \text{Max}(1.20 \text{ m}; 1.5 \Phi_{CB})$ where d_{min} is the distance from axis to axis.
- Without any special explanation, the footing overhang in relation to the theoretical outer bare part of the column must be at least equal to the installation tolerance ($e = 20 \text{ cm}$).

Isolated footings

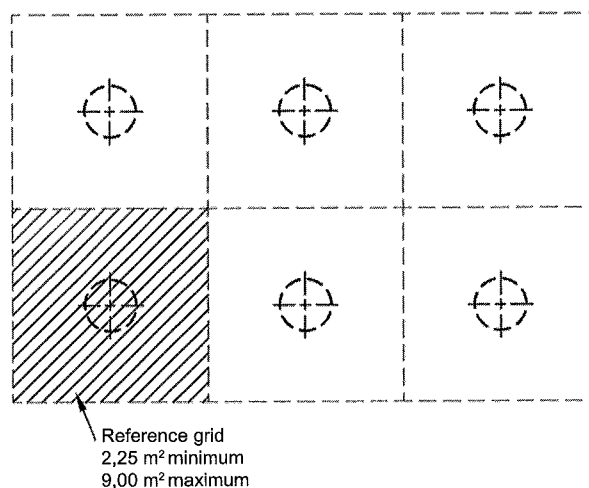


Strip footings



It is advisable to install the columns in staggered rows order to avoid asymmetry in case of deviation.

Concrete slab raft foundation



INSTRUCTIONS AUX AUTEURS

Le projet d'article sera envoyé en deux exemplaires, accompagnés de la version électronique à l'un des rédacteurs en chef de la revue :

Philippe MESTAT
IFSTTAR
Cité Descartes
14-20, bd Newton
Champs-sur-Marne
77447 Marne-la-Vallée CEDEX 2

Frédéric PELLET
INSA-Université de Lyon
Département de Génie civil
et d'Urbanisme
Laboratoire de Génie civil
et d'Ingénierie environnementale
Bât. Coulomb - 20, av. A. Einstein
69621 Villeurbanne CEDEX

Denis FABRE
CNAM
2, rue Conté
75141 Paris CEDEX 3

Un projet d'article sera composé sous **Word**, présenté en double interligne, sur feuilles de format A4 paginées. Un projet d'article (y compris la bibliographie) ne devront pas dépasser une trentaine de pages ; un projet de *note technique*, une dizaine de pages.

La première page comprendra le titre en français et en *anglais*, les nom, prénom, organisme, adresse, des auteurs et les numéros de téléphone, fax et l'adresse électronique de l'auteur correspondant.

Les résumés, ainsi qu'une liste de **mots-clés** (moins de 10) devront être également fournis en français et en *anglais*, les résumés n'excédant pas 200 mots.

Les graphiques devront être de bonne qualité, avec des caractères et des chiffres d'assez grande taille pour en permettre une lecture aisée après une éventuelle réduction. Les traits devront être d'une épaisseur suffisante. Les **titres** des figures devront être fournis en français et en anglais.

Les photographies devront avoir été scannées à 300 dpi (format jpg ou tif) et fournies dans des fichiers à part (néanmoins, une sortie papier doit servir de document témoin)*.

Les tableaux pourront être intégrés dans le texte, leur titre fourni en français et en *anglais*.

Les équations seront numérotées entre parenthèses après l'équation. On utilisera les **unités SI**.

Les références bibliographiques citées dans le texte seront du type (Baguelin et Jézéquel, 1978), pour un ou deux auteurs ; (Wastiaux *et al.*, 1988) pour plusieurs auteurs.

La bibliographie, en fin d'article, sera présentée par ordre alphabétique des premiers auteurs :

- pour les ouvrages : titre en italique, le reste en romain ;
- pour les revues et actes de conférences publiés : titre de la revue ou de la conférence en italique, le reste en romain ;
- pour les rapports internes et les thèses : texte tout en romain.

Par exemple :

Baguelin F., Jézéquel J.F. – *The pressuremeter and foundation engineering*. Series on rock and soil mechanics, vol. 2, n° 4, Trans-tech Publications, 1978.

Wastiaux M., Ducroq J., Corbetta F. – Les pieux maritimes du pont Vasco de Gama. *Revue française de géotechnique*, n° 87, 1999, p. 27-33.

* Il est rappelé que les figures et photos sont imprimées en noir : l'usage de la couleur n'est donc pas recommandé.