

Usage intensif de CMC pour l'amélioration de sol sur la « Newport Southern Distributor Road » (UK)

Intensive Ground Improvement using CMC for the Newport Southern Distributor Road (Wales)

M. Lacazedieu & C. Plomteux
Menard Soltraitement, Nozay, France

S. Corbet & E. Shaw-Smith
FaberMaunsell Ltd, Enterprise House, Beckenham, United Kingdom

RÉSUMÉ

Le Projet "Newport Southern Distributor Road" (SDR) consiste en la construction d'une rocade de contournement (2 x 2 voies) de la ville de Newport au Pays de Galle. Le tracé passe sur des zones de sols très compressibles ainsi que deux zones remblayées contenant des déchets domestiques. La solution technique adoptée pour améliorer la portance des sols et minimiser les tassements est basée sur un usage intensif de CMC (Colonnes à Module Contrôlé). Cette technique consiste à renforcer le sol grâce à des colonnes de mortier semi-rigides. La communication présente les diverses procédures utilisées pour le dimensionnement (et spécialement sur les portions du tracé passant sur la décharge de déchets domestiques) et décrit l'ensemble des travaux d'amélioration de sols exécutés.

ABSTRACT

The Newport Southern Distributor Road (SDR) project consists in the construction of a new two lane dual carriageway road around Newport (Wales). The route passes over some areas of highly compressive soils and two areas underlain by landfills which contain domestic waste. The solution developed to both improve the strength of the soils and to minimize settlements was an intensive use of CMCs (Controlled Modulus Column). The CMC process consists of reinforcing the soil by means of semi-rigid grout columns. The paper presents the various procedures used for this design, with a special reference to the sections of the route where the old domestic refuse landfill area is crossed, together with a description of the works constructed.

1 INTRODUCTION

Le Projet "Newport Southern Distributor Road" (SDR) consiste en la construction d'une rocade de contournement (2 x 2 voies) de la ville de Newport au Pays de Galle. Le tracé passe sur des zones de sols très compressibles ainsi que deux zones remblayées contenant des déchets domestiques. La présence de nombreux réseaux, voies de chemin de fer et ponts associée à une hauteur de remblais importante rendait la solution de pré-consolidation classique par préchargement non utilisable.

La solution finalement adoptée est basée sur un usage intensif de Colonnes à Module Contrôlé permettant d'améliorer la capacité portante du sol en place et de limiter les tassements.

Le dimensionnement de cette solution est basé sur une analyse des mécanismes de report des charges entre le sol et le réseau d'inclusion. Des dimensionnements spécifiques ont également été réalisés pour traiter les cas particuliers de franchissement de décharge, ponts cadres et réseaux enterrés.

2 CONCEPTS ET THÉORIE

L'objectif du renforcement de sol par Colonnes à Module Contrôlé est de permettre aux charges de se distribuer de manière optimale entre le sol et les colonnes. Les dimensions, espacements et qualité du matériau utilisé sont ainsi dimensionnés de sorte à limiter les tassements aux valeurs acceptables pour le projet (Liausu et al., 2001). Le sol amélioré se comporte comme un matériau composite dont le module de déformation verticale équivalent est fonction des paramètres du réseau d'inclusions :

- la maille du réseau ;
- le diamètre des inclusions ;
- l'ancrage des inclusions dans une éventuelle couche portante ;
- l'épaisseur et le module du matelas de répartition.
- le module du mortier utilisé.

2.1 Principe de fonctionnement d'une inclusion isolée

Une inclusion rigide, seule, noyée dans un sol compressible, atteint, après stabilisation complète, ses conditions d'équilibre sous l'effet d'un remblai de la manière suivante (Combarieu, 1988) (Fig. 1).

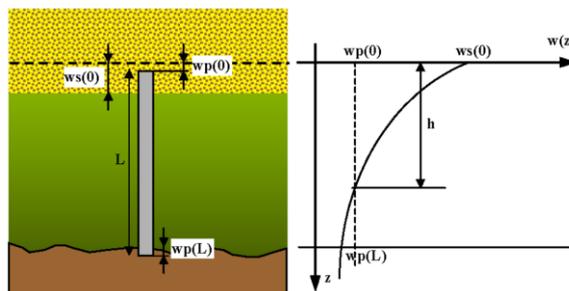


Figure 1. Principe de fonctionnement d'une inclusion rigide isolée

Dans l'environnement immédiat de l'inclusion rigide, il y a une modification des champs de contrainte et de déformation. L'inclusion subit un tassement $w_p(z)$ auquel s'ajoute une légère compression. Dans la partie inférieure ($z > h$), le tassement du sol est inférieur à celui de l'inclusion, la configuration inverse apparaissant dans la partie supérieure. En tête d'inclusion, celle-ci émerge du sol médiocre de la quantité $w_s(0) - w_p(0)$ et poinçonne le remblai. Il y a donc mobilisation d'un effort, dépendant de la hauteur et de la qualité du matériau constituant le remblai.

En définitive, à l'équilibre, les efforts mobilisés tout le long de l'inclusion ont quatre composantes :

- la charge verticale Q sur la tête, assimilable à un ancrage ;
- la résultante F_n des frottements de type négatif, agissant sur une longueur h de l'inclusion, inférieure à sa longueur totale ;

- la résultante F_p des frottements de type positif, mobilisés en partie basse, sur la longueur $L-h$;
- l'effort Q_p de pointe à la base de l'inclusion dans la couche d'ancrage.

On a bien sûr l'égalité $Q + F_n = F_p + Q_p$ (1)

2.2 Principe de fonctionnement d'un réseau d'inclusions

Pour un groupe d'inclusions supportant un remblai, entre les inclusions, le sol environnant et la couche d'ancrage, les charges se répartissent suivant le schéma de la figure 2.

On comprend alors que la capacité à dimensionner de manière fiable un réseau d'inclusions dépend de la capacité à déterminer le mode de répartition des contraintes entre le sol et les inclusions. Comme on l'a vu dans les paragraphes précédents, la mise en charge d'un sol renforcé par un réseau d'inclusions déclenche des déplacements centimétriques qui font naître un équilibre statique entre les inclusions et le sol. La force portante du sol renforcé est alors répartie entre la résistance en pointe de l'inclusion, les frottements latéraux sur le fût de l'inclusion, et la portance du sol (Plomteux et al., 2004).

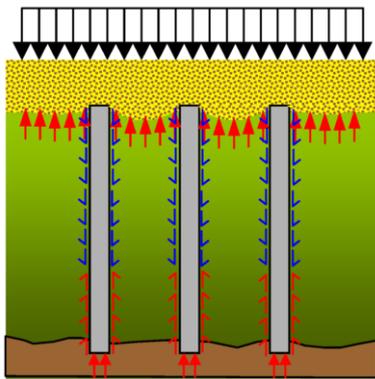


Figure 2. Transfert des charges dans les CMC

Pour déterminer correctement cet équilibre, on doit donc impérativement prendre en compte les déplacements. En effet, les tassements différentiels entre les inclusions et le sol alentour créent, suivant leur signe, des efforts verticaux moteurs ou résistants à cause des frottements « positifs » ou « négatifs ». Le point limite, où le tassement du sol est égal au tassement de l'inclusion, et autour duquel le sens des efforts de frottement s'inverse, est appelé point neutre (Berthelot et al., 2003).

3 MÉTHODES GÉNÉRALES DE DIMENSIONNEMENT

3.1 Calcul des taux de déchargement du sol

Etant donné la répétitivité des configurations de renforcement utilisées (renforcement par des réseaux quasi-réguliers d'inclusions en grand nombre) et les symétries qui en découle, le modèle le plus adapté et le plus pratique pour le calcul des répartitions de charges, est le modèle axisymétrique.

Cette modélisation permet en effet d'évaluer avec un modèle 2D très simple l'effet d'un réseau, en principe régulier et infini. Le principe de la modélisation axisymétrique consiste à remarquer que toutes les inclusions d'un réseau régulier et infini sont par définition dans le même état de déformation et de contrainte et que, par conséquent, pour connaître l'état du système il suffit de connaître l'état d'une de ses mailles. Il consiste ensuite à remarquer qu'une maille parallélepipedique de section L^2 peut être représentée par une maille cylindrique de base circulaire de rayon $L/\sqrt{\pi}$ (de même volume). Compte tenu alors de la symétrie de révolution d'une telle maille cylindrique, il suffit d'étudier une tranche verticale de ce cylindre pour avoir l'intégralité du comportement au sein de la maille. Lorsque le

réseau d'inclusion est régulier et infini, le modèle axisymétrique est une très bonne approximation, dans les configurations courantes, que l'on pourrait qualifier de semi-infinies (remblais de grande dimension, dallages...), on le supposera exact.

3.2 Détermination des tassements

La détermination des tassements d'un ouvrage renforcé par inclusions rigides peut être faite, localement, par l'utilisation de modèles axisymétriques. Cependant, on fait alors l'hypothèse implicite, par les conditions de symétrie imposées, de la répétitivité de la situation, aussi bien au niveau du renforcement (maillage régulier et infini) que des charges appliquées.

Pour conserver des méthodes de calculs simples, et éviter des modélisations lourdes en trois dimensions, on est alors amené à utiliser des méthodes d'homogénéisation (Rogbeck et al., 1998), qui vont permettre, par l'intermédiaire de la détermination de caractéristiques équivalentes des sols renforcés, de conserver des modèles de calcul en 2D tout en autorisant l'évaluation des effets différentiels, des efforts latéraux et des déplacements latéraux.

Au vu des répartitions de contraintes et de tassement autour des inclusions (Fig. 3), il paraît clair que, si l'on veut obtenir une estimation réaliste des tassements, la plastification du matériau de répartition et de la couche d'ancrage par poinçonnement des inclusions doit être prise en compte dans l'évaluation du module d'Young équivalent.

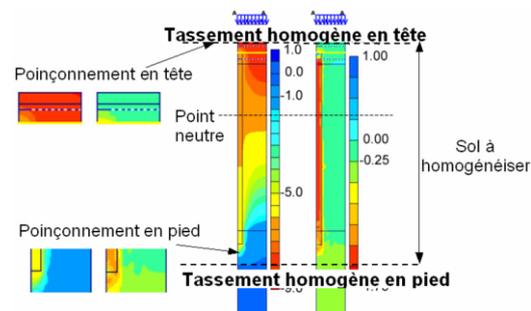


Figure 3. Poinçonnement des inclusions et homogénéisation

Le module oedométrique équivalent du sol renforcé se calcule à partir des déplacements verticaux mesurés en tête et en pied d'inclusion, de la manière suivante :

$$E_{oed} = \frac{\sigma \cdot h}{\Delta h} \quad (2)$$

où Δh est le tassement différentiel entre les points où l'on mesure les déplacements verticaux ;

h est la distance entre ces deux points ;

σ est la surcharge appliquée ;

E_{oed} est le module oedométrique équivalent du sol.

Le bilan des contraintes de cisaillement mobilisables dans le plan orthogonal à l'axe des inclusions rigides permet de définir une contrainte de cisaillement équivalente dans ce plan par :

$$\tau_{eq} = (1 - a) \cdot \tau_{sol} + a \cdot \tau_{col} \quad \text{où } a \text{ est le taux de substitution} \quad (3)$$

Si l'on utilise les paramètres du critère de Mohr-Coulomb pour le sol c_{sol} et ϕ_{sol} et si l'on définit ce type de paramètres pour le matériau constitutif des inclusions c_{col} et ϕ_{col} grâce à la méthode des cercles de Mohr (Fig. 4), une approximation simplifiée de la cohésion et de l'angle de frottement du sol équivalent est alors fournie par les relations suivantes :

$$c_{eq} = (1 - a) \cdot c_{sol} + a \cdot c_{col} \quad (4)$$

$$\tan \phi_{eq} = (1 - m) \cdot \tan \phi_{sol} + m \cdot \tan \phi_{col} \quad (5)$$

$$\text{avec } m = \frac{a \cdot \sigma'_{col}}{(1-a) \cdot \sigma'_{sol} + a \cdot \sigma'_{col}} \text{ et } a = \frac{S_{col}}{S_{soil} + S_{col}} \quad (6)$$

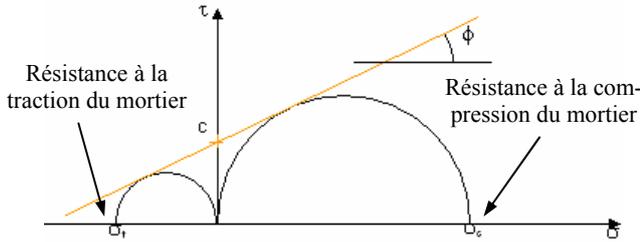


Figure 4. Cercle de Mohr dans le matériau CMC

On peut ainsi déterminer les propriétés mécaniques équivalentes des sols renforcés en fonction de la maille et de la charge appliquée, puis introduire ces matériaux homogènes dans des modèles de calculs plans 2D (Fig. 6).

En résumé, pour la modélisation des inclusions dans les calculs de répartition des tassements, la démarche est la suivante :

- détermination du tassement local en fonction de la hauteur des remblais et de leur maillage à l'aide de modèles axisymétriques ;
- détermination des caractéristiques équivalentes du sol renforcé homogénéisé :
 - calcul du module d'Young longitudinal par calcul du tassement oedométrique, en prenant en compte les effets de poinçonnement ;
 - calcul des paramètres de Mohr Coulomb équivalent ;
- modélisation du sol renforcé dans le modèle de calcul PLAXIS plan 2D, comme un matériau homogène de propriétés équivalentes.

4 NEWPORT SOUTHERN DISTRIBUTION ROAD

La zone traitée se trouve au sud de la ville le long des berges de l'Usk. Les conditions géotechniques peuvent être séparées en deux parties, la partie Ouest du remblai jusqu'à l'Usk étant construite sur une ancienne décharge domestique, alors que la partie Est traverse une ancienne zone industrielle (Plomteux et al., 2003). La coupe de sol type identifiée à travers deux campagnes de reconnaissance géotechnique est la suivante :

- une couche de remblai lâche de 5 à 6 m d'épaisseur, constitué d'un mélange d'argile, de sable et de graviers ($w_p=25\%$, $w_L=48\%$). Le module de déformation de cette couche est de l'ordre de 10 MPa. Dans la zone de la décharge, cette couche contient des pourcentages importants de débris plastique, de bois, de tissus et de verre ;
- une couche d'alluvions de 7 à 9 m d'épaisseur, constituée d'argile sableuse molle dont le module de déformation se situe aux alentours de 3 MPa. La limite de liquidité w_L de ces alluvions est de l'ordre de 65%, la limite de plasticité w_p de l'ordre de 28% et la teneur en eau varie de 30 à 60%. Leur cohésion non drainée est de l'ordre de 35 kPa ;
- une terrasse alluviale composée de sable et gravier denses, dont le module de déformation est supérieur à 80 MPa

Deux nappes phréatiques distinctes ont été rencontrées. La première est située en haut de la couche d'alluvion, la seconde est confinée sous pression sous cette même couche à une pression équivalente au niveau de la première nappe.

Pour la solution de renforcement de sol par colonnes (CMC), le paramètre de dimensionnement, déduit des conditions de sol et de chargement, était de faire supporter à chaque CMC une charge conventionnelle de 40 tonnes. La maille du renforcement

a donc été adaptée en fonction de la hauteur du remblai. Des CMC de diamètres 420 mm ancrées d'environ 1 m dans la terrasse alluvionnaire ont ainsi été mises en place sur l'ensemble du projet. La longueur moyenne des colonnes est de 15 m et les maillages utilisés sont compris entre 1,83 m² (1,35 x 1,35 m) et 6,25 m² (2,5 x 2,5 m).

La coupe longitudinale du projet est donnée en figure 5.

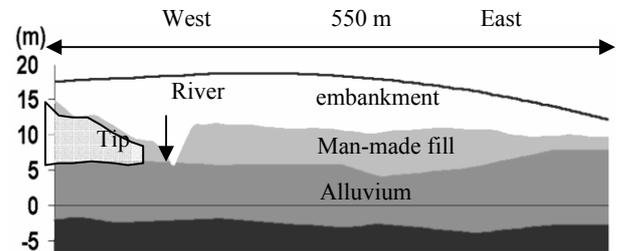


Figure 5. Coupe longitudinale

4.1 Dimensionnement des remblais courants

Le dimensionnement des remblais courants a consisté, pour chaque hauteur caractéristique de remblai, à réaliser un calcul axisymétrique élasto-plastique aux éléments finis, de manière à déterminer dans chaque zone les propriétés mécaniques équivalentes du sol amélioré par colonnes (CMC).

Par exemple, pour le remblai le plus haut (10 m), et en tenant compte des surcharges routières de 20 kN/m², on obtient :

- un tassement total maximum de 80 mm correspondant à un module équivalent du composé CMC / sol environnant de 56,3 MPa ;
- la contrainte dans le matériau CMC est de 3,11 MPa, valeur tout à fait compatible avec le mortier utilisé pour la réalisation des colonnes.

Des modèles de calcul 2D ont alors été réalisés en utilisant des matériaux équivalents correspondant aux différents maillages de CMC utilisés (couches verticales dans la figure 8). Ces modèles permettent d'estimer le comportement global du remblai sur sol amélioré et de calculer les tassements qui auront lieu pendant et après la construction des remblais.

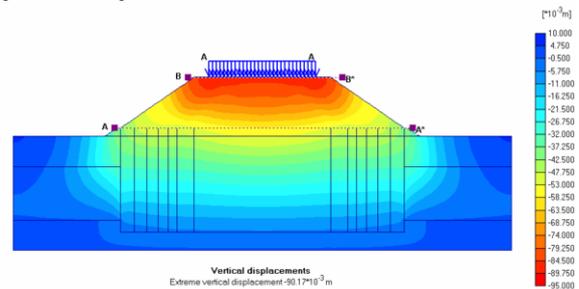


Figure 6. Calcul 2D en matériaux homogènes

4.2 Dimensionnement dans les matériaux de décharge

Dans la zone de décharge, les CMC traversent les déchets et les remblais inertes, mais sont arrêtés dans la couche d'alluvions pour des raisons environnementales. Il fallait en effet éviter de traverser cette couche car on risquait alors de contaminer la nappe phréatique inférieure par la nappe de surface.

Sur ces CMC courtes, un matelas de répartition est installé. Le problème réside alors dans les tassements différentiels qui pourraient apparaître entre cette zone traitée par CMC flottantes, et les zones voisines où les CMC sont ancrées dans la terrasse alluviale. Des zones de transition constituées de CMC de profondeur progressive ont donc été mises en place de chaque côté de la zone de décharge pour permettre une transition douce entre les deux types de renforcement.

De plus, les matériaux de la décharge sont en cours de dégradation et leurs propriétés mécaniques évoluent donc en fonction du temps. Pour tenir compte de cette biodégradation et de ces effets à long terme sur les tassements du remblai, une perte de volume de $\alpha = 7\%$ a été introduite dans ces matériaux de la manière suivante.

- On calcule tout d'abord le tassement que subirait la couche de remblai de décharge, sans renforcement, sous la charge des remblais ajoutés :

$$\Delta h_1 = \frac{\sigma \cdot H}{E_{oed1}}, \text{ avec } E_{oed1} = 10 \text{ MPa} \quad (7)$$

- La biodégradation des matériaux de décharge engendre un tassement supplémentaire à long terme correspondant à $\alpha = 7\%$ du volume de la couche $\Delta h_2 = 7\% \times H$.
- Le module de déformation apparent du matériau de décharge après biodégradation se déduit alors du tassement total à long terme :

$$E_{oed2} = \frac{\sigma \cdot H}{\Delta h_1 + \Delta h_2} = 1 \text{ MPa} \quad (8)$$

La biodégradation conduit donc à une division par 10 du module de déformation apparent des matériaux de décharge. Pour un remblai de 4,5 m de hauteur, le tassement à court terme sur sol renforcé, dans lequel les matériaux de décharge ont un module $E_{oed1} = 10 \text{ MPa}$ vaut 27,4 mm. Le tassement à long terme de ce même remblai sur sol renforcé dans lequel les matériaux de décharge ont un module $E_{oed2} = 1 \text{ MPa}$ vaut 35,6 mm. Le tassement résiduel à long terme est donc relativement faible, de l'ordre de 8,2 mm.

4.3 Adaptation des ponts cadres

Un certain nombre de routes et de voies ferrées traversent le remblai du NSDR à travers des ponts cadres, or les systèmes d'amélioration de sol par CMC ne peuvent fonctionner correctement que s'ils subissent des déplacements centimétriques. Une fondation de ces ponts sur pieux, en bloquant les déplacements, aurait risqué de générer des tassements différentiels dommageables au système. Il a donc été décidé de fonder également les ponts cadre sur un sol renforcé par CMC.

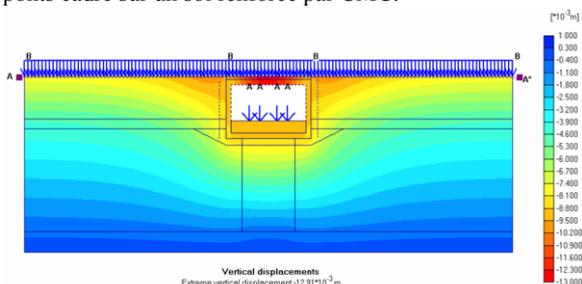


Figure 7. Calcul 2D au niveau des ponts cadres

4.4 Adaptation pour les réseaux sous terrains

De nombreux réseaux sous terrains traversent la zone améliorée par CMC. Les tassements d'ensemble, totaux et différentiels, ainsi que les contraintes apportées par les charges du remblai risquant d'endommager ces systèmes, différents moyens de protection ont dû être mis en place le long du remblai.

La première solution mise en oeuvre consiste à adapter les maillages de CMC autour des réseaux, en respectant une distance minimale d'implantation et en augmentant la densité du renforcement autour de celui-ci. Un renforcement du matelas de répartition est alors nécessaire, il consiste à augmenter son épaisseur et à installer une nappe de géotextile supplémentaire. Ce renforcement est dimensionné conformément au BS8006 et l'effet de cette adaptation sur les réseaux est dimensionné au

moyen de calculs aux éléments finis. Ce type de renforcement a été utilisé pour les tuyaux métalliques (Whitehead Feeder).

La deuxième solution mise en oeuvre consiste, en respectant une distance minimale d'implantation des CMC, à ponter le réseau à protéger par une dalle en béton armé fondée sur inclusions renforcées en tête. Ce renforcement est dimensionné par les règles béton armé et l'effet de cette adaptation sur les réseaux est dimensionné au moyen de calculs aux éléments finis. Ce type de renforcement a été utilisé pour les tuyaux en béton armé (West Way Road Culvert de 2,6 m de diamètre).

La troisième solution, mise en oeuvre dans le but d'aménager un tunnel de visite le long des câbles électriques enterrés, consiste en respectant une distance minimale d'implantation des CMC, à ponter le réseau à protéger par un tunnel fondé sur semelle portée par inclusions. Ce renforcement est dimensionné par les règles béton armé et l'effet de cette adaptation sur les réseaux est dimensionné au moyen de calculs aux éléments finis.

5 CONCLUSION

En plus des travaux initialement prévus sur la seule zone de remblai principal (« ABP area »), cette technique a également été utilisée pour remplacer deux travées du viaduc d'approche au pont sur la rivière Usk par un remblai en terre armée supporté par un réseau de CMC.

Un linéaire total de plus de 130 000 ml de Colonnes à Module Contrôlé a finalement été mis en oeuvre sur l'ensemble du Projet en moins de huit mois, nécessitant une coordination forte des équipes de FaberMaunsell et Ménard Soltraitement afin de valider les méthodes de dimensionnement proposées et de vérifier la bonne exécution des travaux.

Ce Projet a démontré la bonne adaptation de la technique des inclusions rigides pour l'amélioration de sols mous supportant des remblais de hauteur importante (plus de 10 m) ainsi que des méthodes de dimensionnement associées.

REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier l'Entreprise Générale MORGAN=VINCI, Ménard Soltraitement et FaberMaunsell Ltd pour leur accord à la publication de cette communication.

RÉFÉRENCES

- Plomteux, C. and Porbaha, A. 2004. CMC Foundation System for Embankment Support – A Case History. *ASCE conference 2004*
- Plomteux, C., Spaulding, C. and Simmons, G. 2003. - Reinforcement of Soft Soil by Means of Controlled Modulus Columns. *Soil and Rock – America 2003*
- Berthelot, P., Pezot, B. et Liausu, Ph. 2003. Amélioration des sols naturels ou anthropiques par colonnes semi-rigides : Le procédé CMC. *XIIIth European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ECSMGE) – Praha, Czech Republic*
- Liausu, Ph. and Pezot, B. 2001. Reinforcement of soft soils by means of controlled modulus columns. *XVth International Conference of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ICSMGE) – Istanbul, Turkey*
- Rogbeck, Y. 1998. Two and Three dimensional numerical analysis of the performance of piled embankment. *6th International Conference on Geosynthetics, Atlanta*
- Rogbeck, Y., Gustavson, S., Södergren I. and Lindquist D. 1998. Reinforced piled embankments in Sweden – Design Aspects. *6th International Conference on Geosynthetics, Atlanta*
- Combarieu, O. 1988. Amélioration des sols par inclusions rigides verticales – application à l'édification de remblais sur sols médiocres. *Revue Française de géotechnique n°44, 57-79*
- Combarieu, O. 1988. Calcul d'une fondation mixte – *Note d'information technique LCPC.*