

Application de la méthode observationnelle sur des ouvrages renforcés par clouage sur l'autoroute Est-Ouest en Algérie

M. Yahia-Aissa et S. Burlon
Terrasol – Setec, Paris – France

RESUME: Lorsqu'il est difficile de prédire le comportement géotechnique des ouvrages par défaut de reconnaissances géotechniques et/ou en raison de l'hétérogénéité des massifs encaissant, il peut être approprié d'appliquer l'approche connue sous le nom de « méthode observationnelle » dans laquelle la conception et le dimensionnement de l'ouvrage est revu en phase de construction. Cet article présente l'intérêt d'avoir recours à cette méthode sur le projet de l'autoroute Est Ouest Algérienne, notamment pour le renforcement de taus de déblai par clouage.

1 INTRODUCTION

La conception et le dimensionnement géotechnique des ouvrages est le plus souvent régit les règles définies dans l'Eurocode 7, dans lesquelles sont définies les méthodes de calcul et les hypothèses géotechniques associées (désignées par les valeurs caractéristiques) ainsi que les facteurs de sécurité à employer. L'objectif final étant de disposer d'un dimensionnement assurant une marge de sécurité satisfaisante vis-à-vis de la rupture de l'ouvrage.

La maîtrise, par le concepteur, des valeurs caractéristiques des paramètres géotechniques des différentes strates constituant le massif encaissant présente un élément capital pour la justification optimale de l'ouvrage projetée. Le choix de ces valeurs caractéristiques s'appuie souvent sur des valeurs mesurées et des valeurs dérivées des essais en place et en laboratoire, complétées par les enseignements de l'expérience.

Bien que les valeurs caractéristiques constituent souvent des valeurs prudentes, il subsiste des difficultés de se fixer des valeurs raisonnablement représentatives lorsque les sols d'assise sont fortement hétérogènes ou encore lorsque les ouvrages à dimensionner font partie intégrante de projets linéaires impliquant souvent un déficit de données reconnaissances géotechniques.

Dans ces conditions, il peut être approprié d'appliquer la méthode connue sous le nom de « méthode observationnelle », introduite dès les années 1960 par Peck (Peck, 1969 ; Terzaghi et Peck, 1967), et largement reprise dans les Eurocodes (Eurocode 7, 2005).

Connue également sous le nom de « conception interactive », les principes de cette méthode sont d'ailleurs de plus en plus utilisés dans les projets difficiles, puisqu'ils constituent une complémentarité aux approches théorique : il faut d'abord « modéliser » pour prédire le comportement attendu des ouvrages puis « observer » pour connaître leur comportement réel (P. Schmitt, 2009,

A. Guilloux, 2016). De fait, la conception des ouvrages peut être révisée en phase de construction en cas d'inadéquation du comportement réel.

Cette méthode, adaptée aussi aux ouvrages dont les hypothèses de bases utilisées pour le dimensionnement ne sont pas connues avec certitude, consiste à anticiper l'apparition d'aléas durant la construction, en mettant en place un protocole de suivi de l'ouvrage et de son environnement proche en phase travaux et mesurer ainsi en temps réel la réaction de la structure au fur et à mesure de la construction. Si le comportement de structure était jugé différent aux prévisions (déformation, tassement, contrainte, etc.), une adaptation de la conception est réalisée.

Le présent article présente l'application de cette méthode sur la conception et le dimensionnement d'ouvrages géotechniques (déblais à talus raidis renforcés par clouage) localisé sur le projet du lot centre de l'autoroute Est-Ouest en Algérie.

2 PRINCIPLES CARACTERISTIQUES DU PROJET

2.1 *Tracé*

L'autoroute Est-Ouest Algérienne s'étend sur un linéaire total de 1 216 km (voire 1 720 kms en intégrant les routes annexes et les bretelles). Elle relie la frontière tunisienne près de la ville d'El-Kala à l'Est, à la frontière marocaine près de la ville de Maghnia à l'Ouest, et dessert de nombreuses grandes villes algérienne au Nord tel que Annaba, Constantine, Skikda, Sétif, Alger, Oran et Tlemcen.

Débuté timidement les années 1990, les travaux de réalisation de ce projet ont été dynamisés en 2005 par le lancement de trois lots (lot Est, lot Centre et le lot Ouest) dont les travaux ont été confiés en 2006 à deux consortiums (le consortium japonais COJAAL pour le lot Est, et le consortium chinois CITIC-CRCC pour les lots Centre et Est).

Le lot centre présente un linéaire de 169 km et se compose de sept sections M1 à M7 (cf. Figure 1) disjointes localisées entre les villes de Bordj Bou Arreridj à l'Est et la ville de Chlef à l'Ouest. L'itinéraire général emprunte des zones de plaines (M4, M6, M7) mais aussi des dépressions topographiques importantes (M3, M5) qui imposaient ce choix d'itinéraire, et ceci bien que les morphologies en soient dictées par la conjugaison de la dislocation due aux mouvements tectoniques et à la nature argileuse ou marneuse des terrains peu résistants.

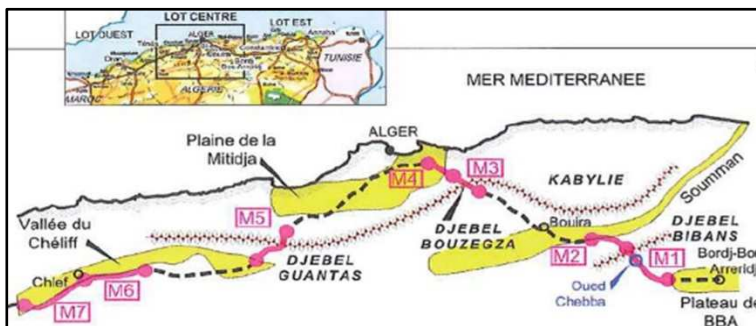


Figure 1: Etendu des section le long du lot centre de l'autoroute Est-Ouest

La section M5 du lot centre, objet de la présente note, relie les villes de Hoceinia à Khemis Miliana et présente une longueur de 23 kms. Ce tronçon fait partie des sections les plus difficiles de ce lot centre puisqu'elle permet de franchir le Djebel Ganntas séparant la plaine du Cheliff de la vallée de l'Oued Djer qui débouche sur la plaine de la Mitidja.

Conçu en 2 × 3 voies avec une plateforme de 33 m de largeur, le tracé suit d'abord une rampe du PK0 (Khemis Miliana) au PK8 passant de l'altitude 280 à l'altitude 600 (soit une pente de 4%) suivi d'un léger replat du PK8 au PK13 à faible pente (de l'ordre de 2%) atteignant le point culminant au PK13 (altitude 700); le tracé est ensuite en descente très régulière du PK13 au PK23 depuis ce point haut jusqu'au niveau 300 (soit une pente moyenne de 4%).

2.2 Contexte topographique

La crête du djebel Ganntas est de direction générale Est – Ouest. Bien que marquée par quelques points hauts, il n'y a aucun col bien marqué et la ligne de crête reste entre les cotes 700 et 800 mNGA. La recherche d'un passage « sans tunnel » a conduit très logiquement à ce choix de tracé :

- sur le versant sud, le tracé emprunte un alignement de replats qui évite des zones de ravins à l'aval et des barres rocheuses à l'amont.
- la ligne de crête est franchie en un point bas qui est le plus bas de ligne de crête.

Le tracé se tient ensuite en traversée Sud – Ouest / Nord – Est dans le flanc Nord, abrupt et raviné du djebel Ganntas avant d'obliquer vers le Nord – Ouest pour suivre une croupe assez large vers Hoceinia.

2.3 Contexte géologique et hydrogéologique

Le contexte géologique pouvait paraître assez simple : les terrains sont constitués par une très épaisse série de marnes d'âge Miocène en position synclinale dans le Ganntas. Pourtant, cette géologie est assez compliquée, dans le détail, par les très forts mouvements tectoniques récents.

Les plus importants de ces mouvements étant l'effondrement de la plaine du Cheliff et la surrection des djebels Ambar et Kandek. En particulier, suite à la réalisation de la campagne d'investigation géotechnique pour l'élaboration des études d'exécution, il est apparu que le replat du flanc sud du Ganntas correspondait à un pli anticlinal faillé, dont le cœur était partiellement formé par des argiles très plastiques et qui se sont rencontrés dans les plus grands glissements de terrain observés.

D'un point de vue lithologique, en dehors des bancs gréseux francs rencontrés en quelques points, l'essentiel des déblais a intéressé des marnes de couleur gris bleu avec des variations significatives quant à la dureté et à l'altérabilité. En effet, en plus de leur caractère évolutif rendant complexe leur réutilisation en remblai, les fortes variabilités de consistance de ces marnes passant d'un état rocheux (non rippables dans certains cas) à un état fortement altéré lorsqu'elles sont exposées à l'air, et surtout en présence d'eau, se réduisant en paillettes puis en boue en quelques jours ou quelques cycles d'imbibition–dessiccation, perdant ainsi leur caractéristiques.

Entre autres et sous l'effet des cisaillements dans les mouvements tectoniques, ces marnes altérées laissent place à des argiles plastiques de très faible résistance au cisaillement donnant lieu à des surfaces de glissement cirqueuses très spectaculaires.

D'un point de vue hydrogéologique, de petites sources de versant étaient bien observées au voisinage des quelques maisons isolées et de hameaux ; ces sources sont alimentées par des réservoirs constitués par les ressauts gréseux et des éboulis de ces grès.

Comme c'est très généralement le cas, des glissements de terrains naturels sont associés à ces sources et ont été repérés, cartographiés et pris en compte dans la conception au stade de la mise à niveau de l'APD (les glissements les plus importants sont situés dans des talwegs franchis par

Sur la section M5, on note au total 9 ouvrages concernés par cette disposition. Leur liste est énumérée comme suit :

1. DBT1 : PK6+490 à PK6+862
2. DBT2 : PK7+154 à PK7+790
3. DBT3 : PK13+890 à PK14+165
4. DBT4 : PK14+456 à PK14+903
5. DBT5 : PK 15+165.5 à PK15+443.5
6. DBT6 : PK16+485 à PK16+596.5
7. DBT7 : PK17+096 à PK17+290
8. DBT8 : PK17+560 à PK17+800
9. DBT9 : PK18+285 à PK18+477

Il en ressort ainsi un linéaire de l'ensemble des ouvrages de près de 3 km, soit près de 13 % du linéaire total de la section M5, et une surface de talus de l'ordre de 30 000 m².

5 HYPOTHESES GEOTECHNIQUES DE CALCULS

5.1 *Complexité du contexte*

L'appréciation du comportement d'ensemble des marnes intéressées par les déblais le long de ce tronçon reste d'une grande difficulté. En dehors de quelques passages de grès et de marnes dures, les marnes rencontrées s'apparentent à des roches tendres (soft rocks).

En profondeur, les propriétés de ces massifs de marnes rocheuses non altérées sont variables à toutes échelles, aussi bien d'un point à l'autre d'un même déblai qu'à l'échelle des échantillons de laboratoire.

Par ailleurs les profils d'altération sont eux aussi très variables en qualité et épaisseur, d'une part du fait de l'altérabilité des marnes, et d'autre part du fait que les agents d'altération et d'érosion agissent de manière aléatoire ou suivant des lois trop complexes pour être appréhendées sur ces versants.

Il en résulte que chaque profil de déblai relèverait logiquement d'un modèle de calcul différent qui n'est pas véritablement appréhendable ni avant travaux ni même après travaux.

5.2 *Données géotechniques disponibles et incertitudes résiduelles*

Les données géotechniques et tout particulièrement les caractéristiques de cisaillement issues des essais de laboratoire réalisés dans le cadre de la campagne de reconnaissance spécifique au projet par respectivement les laboratoires du CTTP et du groupement d'entreprises en charge des travaux, ont renforcé ce constat du fait de la variabilité des résultats obtenus. Il s'agit d'essais d'identification mais aussi d'essais de cisaillement direct à la boîte et d'essais triaxiaux sur des échantillons reconstitués.

D'une manière générale, les résultats obtenus par les deux laboratoires montrent que les indices de plasticité, constituent un bon « marqueur » pour l'encadrement des angles de frottement internes des sols cohérents qui présentent des valeurs fortement variables (entre 12.5 et 36.7°) passant ainsi de matériaux peu sensibles à l'eau à des matériaux très fortement sensibles.

Des angles de frottement de 25° issus à la fois des essais mais aussi des corrélations, paraissent constituer une moyenne minimale de dimensionnement acceptable. Néanmoins, des valeurs plus faibles d'angles de frottement interne sont à attendre dans les éboulis les plus argileux mais aussi sur les plans de stratification et sur les plans de discontinuités.

De même, les cohésions restent très variables avec des valeurs minimales de 20 kPa. Ces valeurs restent des valeurs raisonnables dans les formations de surface en dehors des zones de glissements. Bien entendu, des cohésions immédiates (court terme) beaucoup plus fortes sont à prévoir dans les massifs marneux profonds ; en témoignent les difficultés d'excavation des marnes profondes à la pelle mécanique et plus généralement par engins de terrassement (rippers).

Une simplification des profils de calculs par homogénéisation des lois de comportement était une nécessité de conception bien qu'il soit évident qu'elle ne pouvait pas constituer une représentation réaliste.

De fait, couvrir l'ensemble des configurations aurait nécessité de choisir des paramètres de conception et de calculs assurant de faire face à toute éventualité. Cette démarche aurait contraint de prendre en compte des hypothèses géotechniques et hydrogéologiques très conservatrices (« conditions enveloppes »), induisant inévitablement des surcoûts importants du projet mais aussi à des dérives de planning.

Le recours à la méthode observationnelle a donc été jugé nécessaire pour optimiser le contenu des travaux avec un dimensionnement optimale des ouvrages, et de fait une meilleure maîtrise des coûts, des délais (calendrier ambitieux des travaux) et de la gestion des risques.

6 METHODE OBSERVATIONNELLE

6.1 *Introduction*

Lorsque le comportement d'un sol est difficile à appréhender, il convient selon l'Eurocode 7 d'avoir recours à l'approche connue sous le nom de «méthode observationnelle», dans laquelle la conception est revue pendant la construction.

Cette méthode, encore peu démocratisée, améliore pourtant la maîtrise des risques liés au contexte géologique. Assimilable à un dimensionnement « interactif », la méthode observationnelle consiste à adapter et à optimiser les ouvrages géotechniques en fonction des observations réalisées sur leur comportement pendant la construction. Autrement dit, l'ensemble des travaux exécuté n'est plus déterminé selon l'unique foi des reconnaissances géotechniques mais tient compte également, en quasi temps réel, des conditions de terrain rencontrées et du comportement de l'ouvrage (A. Guilloux, 2016).

Selon les indications de l'Eurocode 7, les exigences suivantes doivent être remplies avant le début de la construction :

- les limites du comportement acceptable de l'ouvrage doivent être établies ;
- le domaine des comportements possibles doit être analysé et on doit montrer qu'il existe une probabilité acceptable
- que le comportement réel soit compris dans le domaine des comportements acceptables ;
- un plan d'instrumentation doit être établi, pour vérifier si le comportement réel est compris entre les limites
- acceptables. Le suivi doit pouvoir le montrer clairement et aussitôt que possible et avec une fréquence de

- mesures qui permette de mettre en œuvre efficacement les mesures destinées à rectifier le projet ;
- le temps de réponse des instruments de mesure et les procédures d'analyse des résultats doivent être suffisamment rapides par rapport à l'évolution possible du système ;
- un plan d'actions de sauvegarde doit être établi, pour être mis en œuvre si le suivi révèle un comportement sortant des limites acceptables.

Pendant la construction, le suivi systématique du comportement de l'ouvrage doit être exécuté tel que planifié et les résultats des observations doivent être analysés à des étapes appropriées du projet. Un plan d'action de sauvegarde de l'ouvrage sera mis en œuvre dans le cas où les observations mettent en évidence un dépassement des limites du comportement autorisé.

Le principe revient alors à concevoir, dans un premier temps, les ouvrages de façon prévisionnelle sur la base des données moyennes, ou modérément pessimistes, disponibles, puis à s'assurer, dans un second temps, par le suivi des travaux et les auscultations, de la validité des données prises en compte pour le dimensionnement du projet, et à procéder, autant que nécessaire, à des ajustements localisés en cas de dépassement des limites du comportement autorisé.

6.2 Prévion du comportement via une analyse paramétrique

En premier lieu, on a mené une étude paramétrique générale de ces talus de déblai dans l'optique d'apprécier le comportement des massifs encaissant en considérant les différents scénarios. Cette étude a donc permis d'examiner différents éléments notamment :

- l'influence de l'épaisseur d'altération : l'analyse a porté sur l'examen d'une épaisseur d'altération moyenne (3 m) et d'une d'altération extrême (5 m) ;
- l'influence de la variation de la cohésion dans le massif marneux : en plus des hypothèses géotechniques de base ($c = 25$ à 100 kPa et $\varphi = 32^\circ$), plusieurs jeux de paramètres ont été analysés afin de tenir compte de la variabilité d'altération du faciès marneux, soit :

↪ $c = 20 / 40 / 55$ kPa	$\varphi = 30^\circ$
↪ $c = 0 / 40$ kPa	$\varphi = 25^\circ$
↪ $c = 0$ kPa	$\varphi = 20^\circ$
- l'influence de la pente du terrain naturel en crête amont du déblai : compte tenu de la variabilité topographique le long de l'itinéraire, les pentes du terrain naturel considérées dans l'analyse sont respectivement 33%, 15% et 5% ;
- l'influence de la nappe : une analyse de stabilité complémentaire est effectuée dans le cas d'une épaisseur d'altération de 5 m avec et sans prise en compte d'une nappe perchée dans les éboulis et altérations
- l'influence de la hauteur du déblai.

7 RESULTATS DES CALCULS JUSTIFICATIFS DU RENFORCEMENT

L'étude menée a conduit à l'adoption de dispositions constructives communes à l'ensemble des murs cloués prévus le long de la section M5, assurant un confinement efficace des sols en place après terrassement, et tout particulièrement des roches argileuses, aussi bien dans les éboulis de surface que dans le substratum.

Le profil de calcul pris en compte, illustré graphiquement sur la Figure 2, présente une hauteur maximale de 24 m et une pente moyenne 1H/1V avec des talus de 6 m de hauteur, des bermes intermédiaires de 5 m de large.

Les calculs ont été menés au moyen du logiciel TALREN4 selon la norme XP P94-240, basée sur des calculs aux ELU avec prise en compte de coefficients de sécurité partiel sur les matériaux et des coefficients de pondération sur les actions. Le coefficient de méthode visé pour la justification de stabilité des talus est $F = 1$.

Pour tenir compte de l'augmentation de l'épaisseur de déconfinement au fil des années de vie de l'ouvrage, une longueur de clous de 12 m est apparue être une valeur prudente mais difficile à réduire sans risques inopportuns. Les dispositions retenues se résument comme suit :

- mise en œuvre de 3 lits de clous par chaque talus de 6 m de haut ; ces clous sont constitués de barre HA32 de type FeE500, disposées selon un espacement horizontal de 2 m pour les 2 lits inférieur et un espacement horizontal de 3 m pour le lit supérieur ;
- les clous sont installés dans des forages de 130 mm de diamètre ; ces derniers étant réalisés selon une inclinaison de 15 à 20° par rapport à l'horizontale ;
- les longueurs retenues pour les clous sont de 12 m utilisant ainsi des barres de longueurs standards ; la conception prévoyait un ajustement potentiel des nature densité et longueurs d'ancrage selon les résultats des essais de clous mais aussi, et surtout, en fonction des constats au cours ou en fin des travaux de terrassement. L'aménagement de bermes intermédiaire de 5 m de large tous les 6 m de haut laissant un espace suffisant pour la mise en place ultérieure d'ancrages et drains supplémentaires si nécessaire.
- mise en œuvre de dispositif de collecte et de drainage des eaux de ruissellement en surface (cunette solidaire du mur localisée en crête de chaque mur) et des eaux de percolation dans le massif et susceptibles de former des nappes de versant (drains subhorizontaux de 10 m de long disposés selon un espacement horizontal de 6 m, associé à des barbacanes régulières de densité moyenne d'environ 1/5 m²) afin de garantir l'absence de mise en charge du massif.

Les illustrations présentées sur la Figure 3 montrent les résultats d'analyse de stabilité générale pour différentes configurations de la pente du terrain naturel.

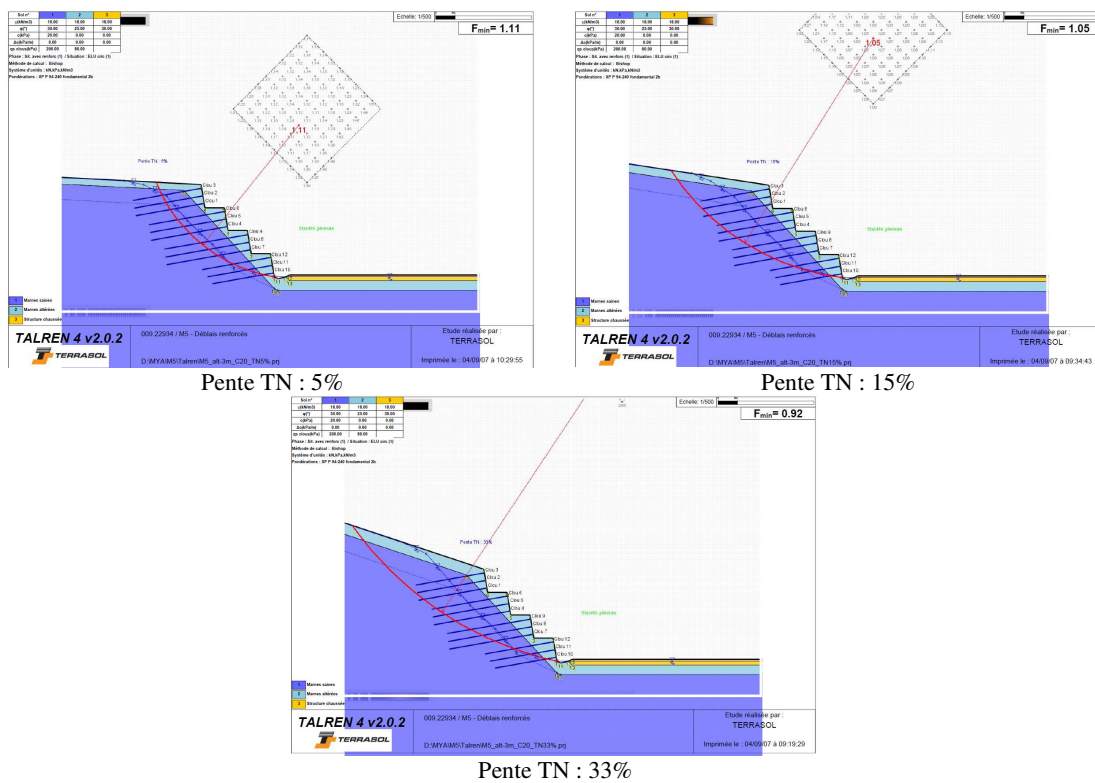


Figure 3 : Résultats des analyses de stabilité générale – Impact de la variation de la pente du TN

Les essais de clous (essais préalables) réalisés par l'entreprise en début des travaux, conformément aux recommandations de la norme en vigueur et à l'usage pour ce type de projet (A. Guilloix, 1984), ont permis de valider les valeurs du frottement latéral unitaire (q_s) prises en compte dans les calculs pour les différents faciès des marnes. Le Tableau 1 rappelle en effet les principaux résultats obtenus.

Tableau 1 : Résultats des essais d'arrachement de clous (essais préalables)

Formation testée	q_s essai (kPa)			q_s calcul (kPa)
	Min	Max	Moy	
Grès	194	474	288	300
Argiles marneuses	64	73	69	80
Marnes raides	156	319	223	200
Marnes et argiles	103	129	118	120

8 SUIVI DES TRAVAUX

8.1 Nécessité du suivi

Comme précisé au chapitre 6.1, l'adoption des principes de la méthode observationnelle impose la mise en place d'un suivi minutieux du comportement de l'ouvrage intégrant des mesures correctives en cas de dépassement des seuils requis.

De ce fait, le suivi des travaux a constitué une pièce maitresse pour la validation du dimensionnement des massifs renforcés par clouage dans leur globalité. Ce suivi s'est caractérisé par l'examen des talus de déblai en phase de terrassement afin d'identifier la nature des faciès rencontrés.

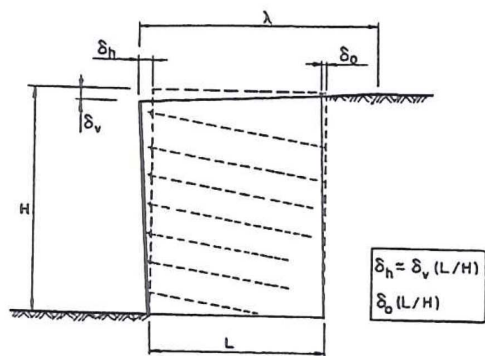
En outre, le comportement du massif après renforcement par clouage a été examiné par la mise en place d'une instrumentation à l'issue des travaux. Il s'agit principalement d'installation de cibles topographiques solidaires à l'ouvrage de façon à permettre l'appréciation du mouvement selon divers profils complets. Compte tenu des dimensions des soutènements, chaque mur a été instrumenté pour renseigner un minimum de 3 profils.

8.2 Résultats du suivi des travaux

L'hiver 2008-2009, particulièrement pluvieux, a permis d'observer le comportement de l'ensemble des murs cloués ; une particularité du chantier résultant de ce que les murs sont construits en saison sèche et ne sont, le plus souvent, vraiment sollicités que lors des pluies.

Selon la méthode semi-empirique présentée dans Clouterre 91, les amplitudes de déplacements varient de $H/1000$ pour les massif semi-rocheux à $4H/1000$ pour les massifs argileux, où H représente la hauteur du mur (cf. Figure 4). Selon la même référence, les déplacements horizontaux sont sensiblement équivalents aux déplacements verticaux et les plus fortes amplitudes sont attendues en tête.

Compte tenu de la hauteur moyenne des déblais ($H \approx 18$ m), les amplitudes de déplacement attendues étaient de l'ordre de 2 à 7 cm selon la nature du massif encaissant. En plus des déplacements, la vitesse d'évolution des déformations dans le temps a été examinée.



	Sols semi-rocheux	Sables	Argiles
$\delta_v = \delta_h$	H/1 000	2H/1 000	4H/1 000
κ	0,8	1,25	1,5

Figure 4 : Déformation schématique d'un massif en sol cloué (selon Clouterre 91)

Dans l'ensemble, les dimensionnements proposés ont montré que les fonctionnements des massifs renforcés par clouage étaient conformes à ces prévisions excepté le mur au PK7 dont le renforcement a été mis à rude épreuve et a montré sa souplesse et son utilité. En effet, d'importantes déformations ont été enregistrées sur le parement avec un dépassement du déplacement seuil de 7 cm un mois environ après achèvement des travaux de terrassement et mise en place des cibles (cf. Figure 5).

Il était également surprenant de noter que les déplacements concernaient autant les cibles localisées en crête du déblai que les cibles localisées en pied (cibles référencées par 1-15 et 1-16). Une inspection visuelle de l'ouvrage a montré le développement de fissurations en crête mais aussi sur les parements. L'évolution continue de ces mouvements vers la fouille de l'ordre de 2 mm/jour montrait que l'on s'acheminait vers la rupture de cet ouvrage.

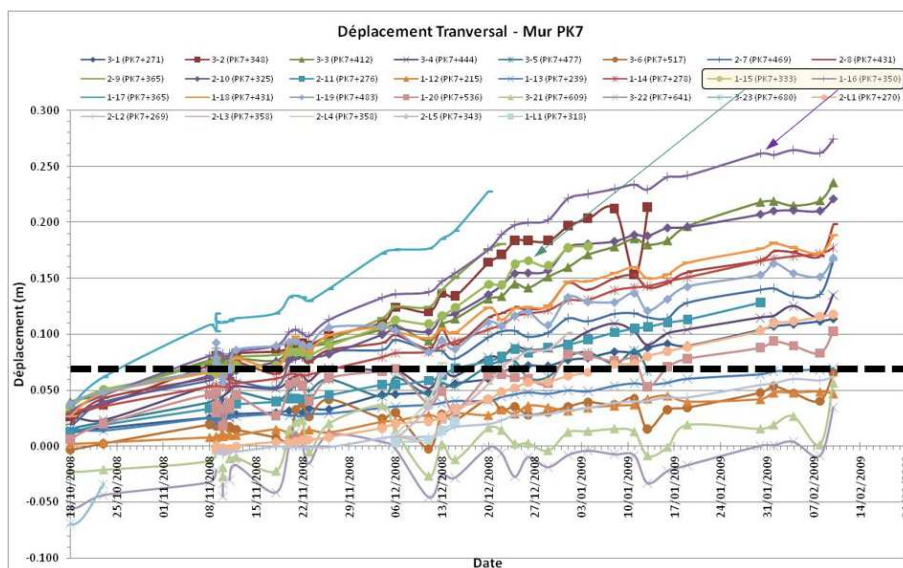


Figure 5 : Suivi des cibles topographique du mur au PK7

L'intervention rapide du groupement d'entreprises a permis de mettre un terme à ces mouvements en procédant à un renforcement supplémentaire par la mise en place de clous (3HA32) de 22.5 m de long espacés horizontalement de 2 m et localisés au voisinage immédiat des clous de 12 m posés en lit inférieur sur respectivement les talus supérieur et intermédiaire. Le talus inférieur a en revanche fait l'objet d'un renforcement supplémentaire par 2 lits de boulons de 18 m de long chacun positionnés de part et d'autre du lit de clou existant localisé en pied (cf. Figure 6). Ces boulons supplémentaires permettaient ainsi de se substituer aux clous de 12 m, jugés être en limite de rupture.

Le suivi topographique effectué après mise en place de ce renforcement complémentaire a montré une atténuation des mouvements suivi d'une stabilisation générale des déformations. Cette évolution était attendue du fait d'un renforcement passif dont la mobilisation nécessite des déplacements significatifs.

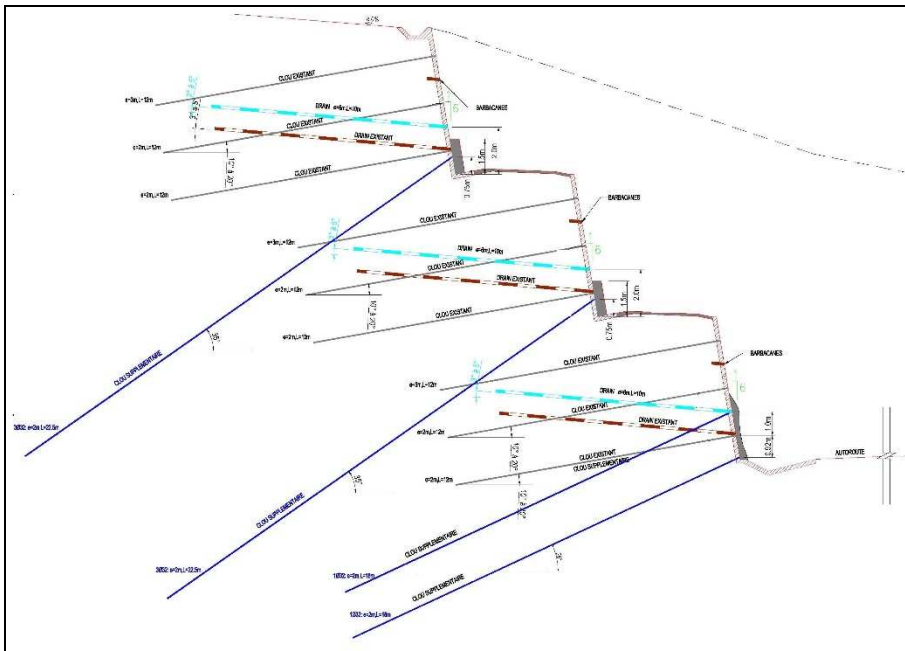


Figure 6 : Profil en travers de renforcement du mur cloué au PK7 (PK7+300 à PK7+450)

9 CONCLUSIONS

La variante de renforcement des déblais par clouage proposée par l'entreprise sur la section M5 du lot centre de l'autoroute Est-Ouest a montré son excellente adaptation dans le contexte décrit dans cet article. Cette technique a en particulier permis de s'adapter à un planning serré d'études et de travaux que n'auraient pas permis les autres techniques envisagées, notamment celles prévues au marché de base (tirant actifs).

Le recours à la méthode observationnelle pour l'exécution de ces travaux est apparu être un choix pertinent puisque cette démarche a permis de garantir un dimensionnement optimum du projet impliquant des coûts minimaux tout en veillant au respect des délais et de la sécurité.

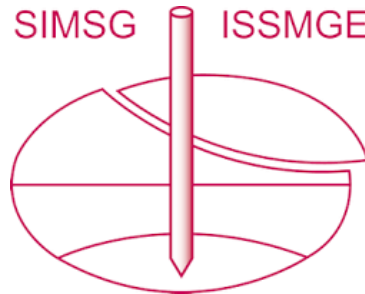
Le dimensionnement du renforcement effectué en intégrant plusieurs scénarios (épaisseur d'altération variable, défaillance du rabattement, variabilité des caractéristiques géotechniques) a permis d'anticiper les différentes situations potentielles de travaux et de définir ainsi les orientations et adaptation à mettre en œuvre assurant ainsi une réactivité satisfaisante de l'entreprise.

Le dispositif d'observation et l'organisation du suivi mis en place en cours de travaux et après mise en place du renforcement ont permis également d'identifier rapidement les comportements singuliers et de procéder à leur traitement sans porter préjudice à l'organisation générale du chantier.

10 BIBLIOGRAPHIE

- [1]. Eurocode 7. NF EN 1997–2005 : Eurocode 7 : calcul géotechnique
- [2]. Guilloux A. (1984). Evaluation du frottement latéral sol-inclusion dans le clouage de sols. Colloque International "Renforcement en place des sols et des roches" - Paris, Octobre 1984.
- [3]. Guilloux A. (2016). Les projets d'ouvrages géotechniques : apports de l'observation et de la modélisation. Revue Française de Géotechnique, n° 146, 2016.
- [4]. Peck RB. (1969). Advantages and limitations of the observational method in applied soil mechanics. Geotechnique 19: 2.
- [5]. Recommandations Clouterre 1991 pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des soutènements par clouage des sols. Projet National Clouterre. Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- [6]. Schmitt P. (2009). De l'importance du suivi pour maîtriser le dimensionnement des ouvrages géotechniques. Revue Française de Géotechnique, n° 126-127, 2009.
- [7]. Terzaghi K et Peck RB. (1967). Soils mechanics in engineering practice, Ed. Elsevier
- [8]. XP P94-240. Renforcement des sols. Soutènement et talus en sol en place renforcé par des clous – Justification et dimensionnement. AFNOR Normalisation Française XP P94-240 Août 1998, p. 1-43.

INTERNATIONAL SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING



This paper was downloaded from the Online Library of the International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE). The library is available here:

<https://www.issmge.org/publications/online-library>

This is an open-access database that archives thousands of papers published under the Auspices of the ISSMGE and maintained by the Innovation and Development Committee of ISSMGE.

The paper was published in the proceedings of the 18th African Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering and was edited by Abdelmalek Bekkouche. The conference was held from October 6th to October 9th 2024 in Algiers, Algeria.