

REMBLAI DE GRANDE HAUTEUR A TALUS RAIDIS RENFORCE PAR GEOTEXTILE (PK34+700) – PENETRANTE RELIANT TIZI OUZOU A L'AUTOROUTE EST- OUEST AU NIVEAU DE DJEBAHIA

YAHIA-AISSA Mourad¹, MOTLU Osman², BOUDAA Slimane²

¹Terrasol (société du groupe Setec – France ; mourad.yahia-aissa@setec.com)

² Groupement ONE (Özgün İnşaat – Nurol İnşaat – Engoa, osmanmutlu.pto@gmail.com;
slimaneboudaa.pto@gmail.com)

RESUME :

Le présent article porte sur la conception et le dimensionnement de massifs de remblais raidis renforcés par géotextiles. Après un rappel des prescriptions générales des normes applicables pour la justification de ce type d'ouvrage, cet article présente l'exemple d'application d'un remblai de grande hauteur (40 m) fondé sur un versant naturel à forte pente, mis en place sur le projet de la pénétrante de Tizi Ouzou. Ce procédé est apparu une fois encore parfaitement adapté aux contextes du projet, particulièrement aux fortes variabilités géotechniques conjuguées à des topographies fortement accidentées.

Mots CLES :

Remblais à talus raidis, Géosynthétiques, renforcement

1 INTRODUCTION

Dans un cadre de modernisation des infrastructures routières et du désenclavement des régions du Nord de l'Algérie, un vaste programme de réalisation de pénétrantes autoroutières est en cours de réalisation. Ces projets, qui viennent compléter le réseau existant, visent à mieux relier certaines wilayas et permettre de répondre aux besoins importants en termes de mobilité et de connectivité.

La pénétrante de Tizi Ouzou, faisant partie de ces projets de pénétrante, relie la ville de Tizi Ouzou à l'autoroute Est-Ouest au niveau de l'échangeur de Djebahia sur un linéaire de 48 kilomètres.

Les contraintes topographiques, géotechniques mais aussi de délais d'exécution rendaient difficile le maintien de conception courante des ouvrages géotechniques prévus sur ce projet, notamment les ouvrages en terres (déblais et remblais). Il est apparu utile de réfléchir sur des solutions alternatives permettant d'optimiser les quantités de travaux tout en veillant à maintenir le niveau de sécurité requis.

Dans cet article, nous présenterons, à travers l'exemple du massif de remblai mis en place au PK34+700 de tracé de la pénétrante de Tizi Ouzou, le principe des massifs renforcé par géotextile avec parement

à face enveloppée. Nous détaillerons tout d'abord les raisons qui ont poussé à la création de cet ouvrage, ainsi que ses caractéristiques géométriques et techniques. Nous présenterons ensuite l'approche de dimensionnement et décrirons le procédé de mise en œuvre de cet ouvrage.

2 CARACTERISTIQUES DU PROJET DE LA PENETRANTE DE TIZI OUZOU ET DU CONTEXTE GENERALE DU TRACE

Le projet de la pénétrante de Tizi Ouzou, prévu sur un linéaire total de 48 kms, est conçu à 2 x 3 voies avec une plateforme de 33 m de largeur. L'itinéraire de la section traverse le massif du Djurdjura et emprunte d'importantes dépressions topographiques avec des reliefs escarpés nécessitant le recours à la réalisation de nombreux ouvrages notamment:

- Viaduc : 22 viaducs d'un linéaire total de l'ordre de 10 kms ;
- Tunnels : 2 bitubes de longueurs respectives de 675 m et 970 m ;
- Echangeurs autoroutiers :
- Déblai : volume total de 24 Mm³
- Remblai : volume total de 6 Mm³

Le tracé de ce projet traverse, sur une grande partie de son linéaire, des versants à forte pente occupées par des oliveraies anciennes, quelques fois abandonnées, des chênes lièges et du maquis.

Le contexte géologique général identifié le long du couloir se caractérise par les formations du Tertiaire (Miocène), constituées de marnes argileuses à calcaireuses, de grès, et de conglomérats, formant le substratum. Ce dernier est souvent surmonté par des couvertures de formations superficielles du Quaternaire (Alluvions et colluvions), en situation d'équilibre instable, mettant régulièrement en évidence des phénomènes de reptation et de solifluxion.

Par ailleurs, l'alternance entre des couches perméables (roches fracturés) et des couches imperméables (marnes et argiles), induit d'importants contrastes de perméabilité, favorisant les percolations et circulations d'eau dans le massif, et laissant ainsi entrevoir le développement de nappes perchées, mais aussi le risque de sous pression (mise en charge hydraulique) à la base des formations étanches, notamment en période hivernale. Les cheminements préférentiels prennent place le long des faciès perméables et se trouvent perchées au toit des formations imperméables (substratum hydraulique).

3 ADAPTATION DE LA CONCEPTION GENERALE DES REMBLAIS SUR VERSANTS

Le contexte topographique fortement vallonnée, intégrant des pentes du terrain naturel souvent supérieures à 15%, avec la présence d'importants ressauts et ravins, associés à la complexité du contexte géotechnique, rendaient inapproprié l'adoption d'une conception de remblais dans des configurations d'ouvrages courants à parement non soutenus.

En effet, les remblais non soutenus auraient, dans de nombreux cas, dépassé une hauteur de 70 m avec des doutes sur leur stabilité et la nécessité de recourir à des quantités importantes de matériaux d'apports.

Une réflexion a donc été menée par le groupement en charge des travaux (Özgün İnşaat - Nuroİ İnşaat - ENGOA) avec l'appui de son bureau de Contrôle Externe et d'Assistant technique (Terrasol - Setec) pour rechercher une conception de remblais mieux adaptés au projet.

Une conception de remblais raidis par intercalation de lits de renforcement par géotextiles est apparue de fait une solution alternative parfaitement adaptée compte tenu à la fois de la souplesse de ces ouvrages (capacité d'absorber les déformations du sol support), leur facilité de mise en œuvre, leur adaptation aux variations topographiques locales ainsi que leur bonne intégration dans l'environnement (parement minéral ou végétal).

Par ailleurs, les caractéristiques géotechniques souvent médiocres des formations de couverture et leurs fortes épaisseurs (éboulis argileux colluvions, toit du substratum marneux ou schisteux souvent altéré) ont été mises en évidence par les différents sondages de reconnaissance, mais surtout lors de la préparation des assises. Cette situation a d'ailleurs nécessité des travaux spécifiques pour renforcer les sols de fondations et garantir ainsi la stabilité générale des remblais.

Ces adaptations portent essentiellement sur des travaux de purge des niveaux altérés mais aussi par la mise en œuvre systématique de bûches d'ancrage en pied de remblai coté aval permettant d'intercepter les cercles de glissement potentiels. Les géométries des bûches ont été ajustées au cas par cas pour tenir compte des irrégularités du terrain.

Aussi, un drainage général des assises a été prévu, avec la mise en œuvre d'une base drainante et de drains transversaux, permettant de collecter et de canaliser les eaux vers l'aval, pour éviter toute remontée de niveau de nappes et l'altération du sol support.

4 REMBLAIS RENFORCES PAR GEOTEXTILES

4.1 Critères de choix de ce type de solution

La géométrie des versants a dans ce cas imposé le recours à des solutions de type remblais raidis renforcés par géotextiles. Cette conception est apparue judicieuse pour bon nombre de raisons (cf. éléments évoquées au chapitre 0).

En outre, les retours d'expériences sur l'utilisation de ces techniques issus de nombreux chantiers en Algérie (Arab et al. 2007 ; Yahia-Aissa et al. 2015, Yahia-Aissa et al. 2018), ont permis à la maîtrise d'ouvrage d'accepter ces solutions.

Deux types de remblai renforcé par géotextile ont été examinés dans ce cas :

1. Remblai renforcé par géotextile à face enveloppée
2. Remblai renforcé par géotextile à parement ATALUS

4.2 Remblai renforcé par géotextile en parement à face enveloppée

Les remblais renforcés par géotextiles en parement à face enveloppée sont illustrés graphiquement sur Figure 1.

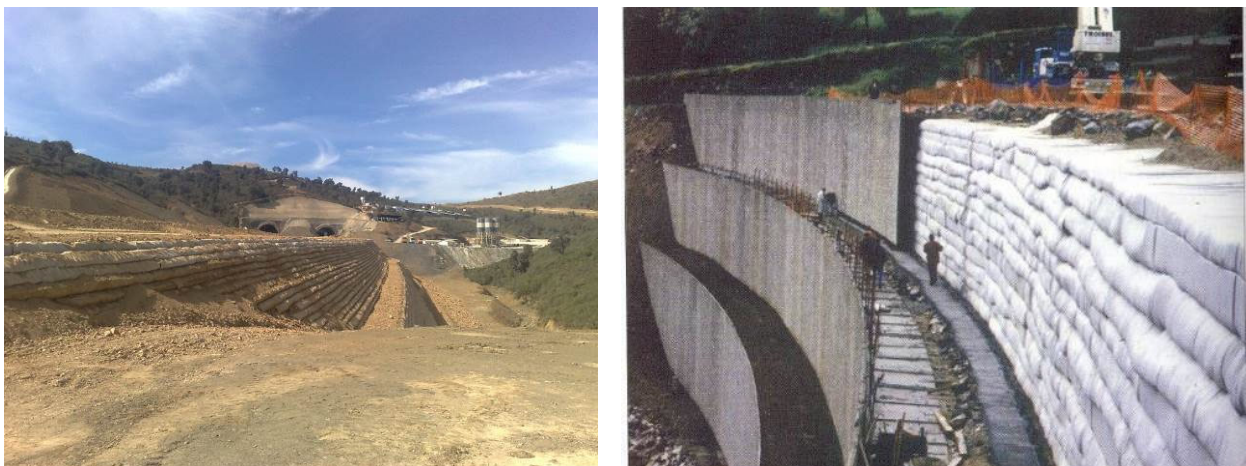


Figure 1. Remblai de grande hauteur renforcé par géotextile (parement à face enveloppé)

Les parements nécessitent dans ce cas la protection des géotextiles contre les rayons ultraviolets mais aussi des agressions mécaniques diverses (chutes de blocs, vandalisme, etc.). En outre, ces parties confèrent aux talus une qualité esthétique à prendre en compte pour certains environnements particuliers (sites urbains, touristiques, etc.).

Les diverses techniques proposées pour résoudre ce problème diffèrent par le niveau de protection et l'aspect esthétique mais aussi par leur caractère plus ou moins spécifiquement adapté à un type d'ouvrage renforcé particulier. Il est néanmoins d'usage d'avoir recours à une

couverture des talus par de la terre végétale suivie d'un engazonnement. Cependant, lorsque les talus des remblais sont conçus avec des pentes raide ($> 3H/2V$), on a recours à des dispositifs spécifiques (couverture du talus par une seconde nappe faisant office de protection posée soit en cours soit à la fin de la construction de l'ouvrage (cf. Figure 2).

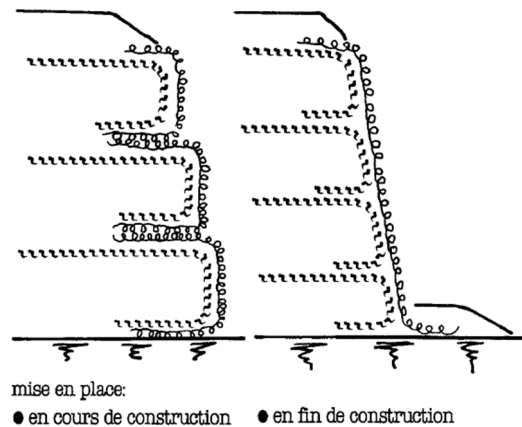


Figure 2. Principe de protection des parements des massifs renforcé par géotextile

A titre d'exemple, sur l'autoroute Est-Ouest, les massifs de remblais renforcés par géotextile ont fait l'objet d'une protection en fin de construction par la mise en place d'un géotextile alvéolaire permettant de fixer durablement la végétation en parement dans les conditions difficiles de durabilité de la végétation (cf. Figure 3).

Ce géotextile alvéolaire, dénommé « ALVEOTER », ayant déjà fait ses preuves sur d'autres projets, a été retenu pour les remblais raidis de la pénétrante de Tizi Ouzou.



Figure 3. Protection du parement de l'ouvrage renforcé par géotextile (géotextile alvéolaire)

4.3 Remblais renforcé par géotextile à parement Atalus

En remplacement d'un parement à face enveloppée, certains remblais renforcés par géotextiles ont fait l'objet de parements modulaires du type Atalus.

Le parement est constitué d'éléments préfabriqués en béton de type Atalus 120 (120 kg par élément), éléments brevetés et fabriqués sous licence en Algérie (Figure 4). Ils permettent à la fois l'ancrage des nappes de renforcement en tête de parement par pincement entre éléments superposés, mais aussi la végétalisation rapide et permanente du parement.

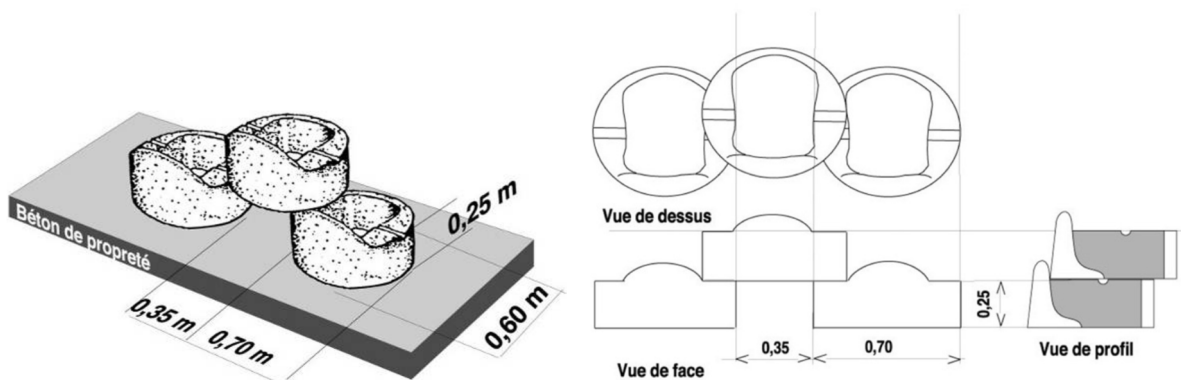


Figure 4. Dimensions et formes des éléments atalus 120

Les formes et les dimensions des éléments permettent :

- de réaliser des courbes variées même avec un faible rayon,
- de réaliser un mur vertical avec le même élément,
- d'avoir une descente de charge verticale,
- une pose rapide,
- une bonne végétalisation du parement (volume de terre végétale de l'ordre de 250 l/m²) avec la possibilité d'un arrosage intégré.

Ce procédé permet d'aménager des parements à fruit variable allant de 66° à 85° selon le décalage transversal entre deux éléments modulaires superposés.

C'est la souplesse d'utilisation qui a été particulièrement intéressante pour le projet : outre la conception de parements de pente variable, permettant de traiter des raccordements latéraux avec les culées, les murs de soutènement en béton armé et les déblais renforcés par clouage ; le procédé permet aussi d'adapter rapidement la conception aux variations topographiques locales (microreliefs topographiques) et aux anomalies géologiques souvent très brutales dans les versants de la section (Figure 5).



Figure 5. Massif renforcé par géotextile à parement Atalus
(projet du lot centre / Autoroute Est Ouest)

Les lits de renforcement intégrés au massif améliorent les caractéristiques mécaniques des matériaux de remblai ; le dimensionnement adopté permet de justifier la stabilité interne de ces massifs.

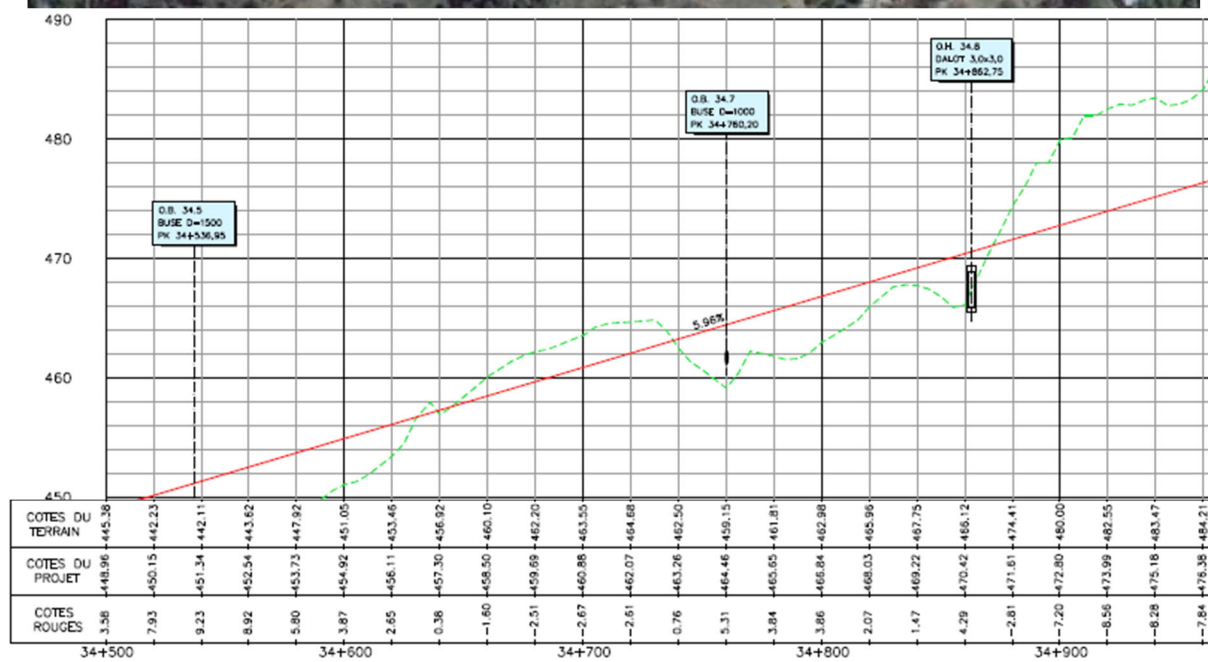
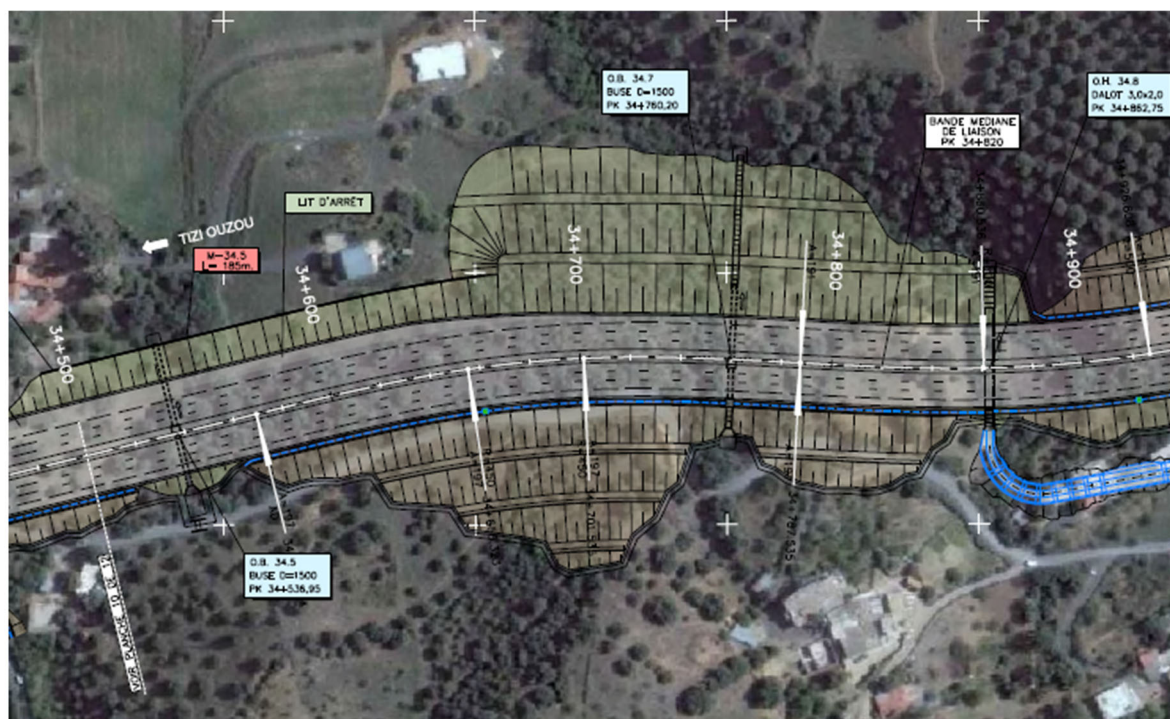
5 CAS DU REMBLAI AU PK34+700

5.1 Configuration du projet de base

Dans sa configuration de base, le remblai avait été conçu en profil mixte déblai - remblai avec un réglage des pentes de talus à 3H/2V pour les déblais et 2H/1V pour les remblais. Cette conception de déblai et remblai de grande hauteur a été adoptée pour l'ensemble des ouvrages dans ce secteur pour permettre de traverser de fortes dépressions sur de faibles linéaires.

Un mur de soutènement en béton armé était également prévu entre les profils PK34+490 et PK34+670 pour réduire l'emprise du remblai et éviter d'empiéter les maisons localisées en contrebas évitant ainsi les problèmes d'expropriations. Au-delà de ce profil, les talus de remblai sont réglés avec une pente à 2H/1V sur des hauteurs élémentaires fixées à 10 m associant des risbermes intermédiaires de 4 m de large (cf. Figure 6). Le profil en long suit une rampe à 6% environ.

La mise à jour de la topographie dans ce secteur qui a suivi la préparation de l'assise, a mis en évidence des pentes plus raide du versant naturelle. De fait, le maintien de la conception de base du remblai conduit à un empiètement du thalweg localisé en pied de versant.



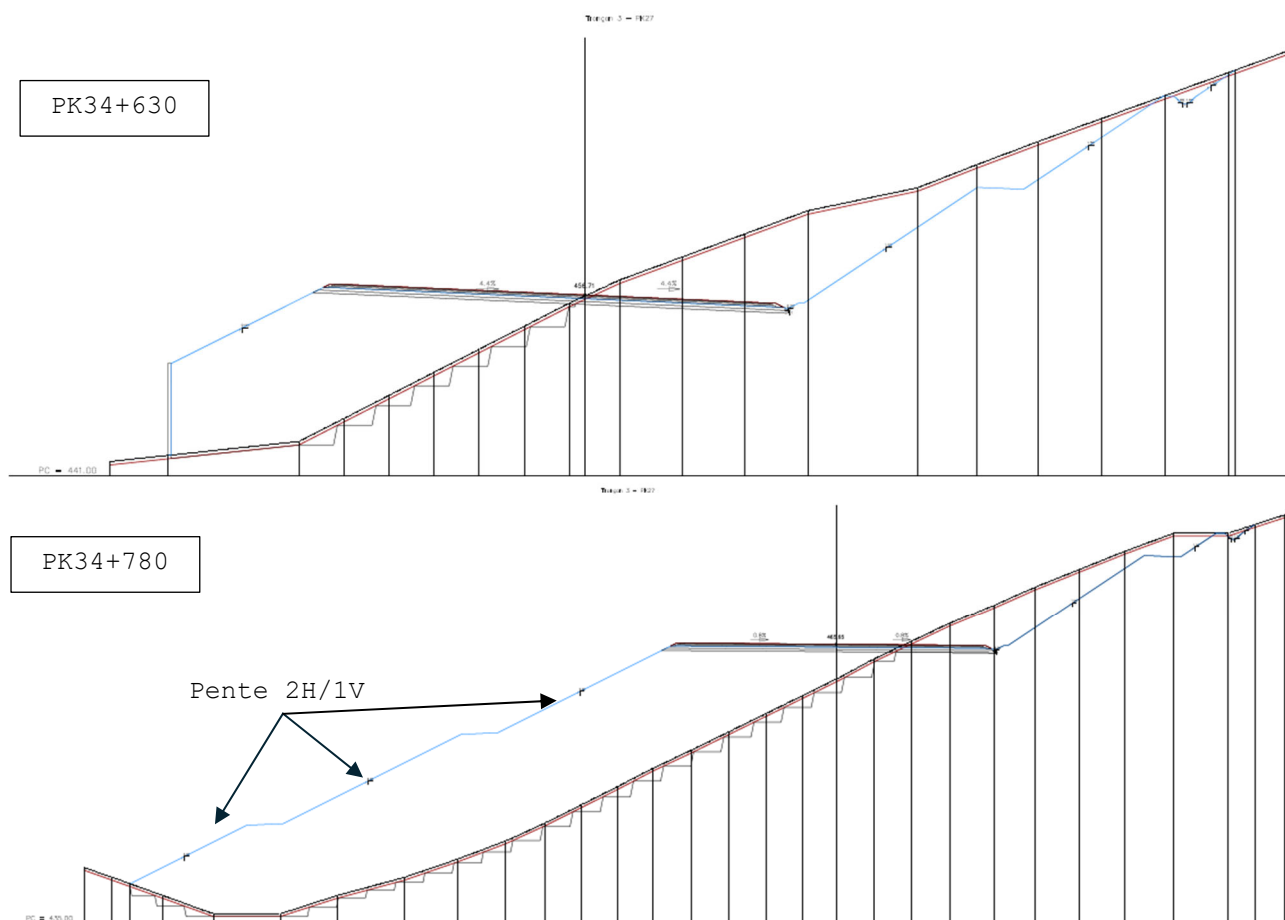


Figure 6. Configuration de base du RBT du PK34+490 au PK34+860

5.2 Principales caractéristiques de la variante du remblai raidis

La conception du remblai a donc été revue pour réduire les emprises. La variante discutée en cours de travaux avec les différentes parties prenantes, illustrée graphiquement sur la Figure 7, porte sur l'aménagement d'un remblai à talus raidis 1H/1V (soit une pente du talus réglée à 45°) avec intercalation de nappes de renforcement par géotextile.

Les retours d'expériences sur l'utilisation de ce procédé issues de nombreux chantiers en Algérie, et plus récemment le lot centre de l'autoroute Est-Ouest (Arab et al. 2010, Yahia-Aissa et al. 2015), ont permis de confirmer leur parfaite adéquation à des contextes géologiques et topographiques similaires.

L'emprise de remblai attendue dans ce cas est nettement plus faible que celle de la configuration de base, permettant de reculer le pied de remblai et le caler nettement en amont du thalweg. La hauteur maximale du remblai dans ce cas est de l'ordre de 28 m et s'étend sur un linéaire de 40 m environ (cf. Figure 7).

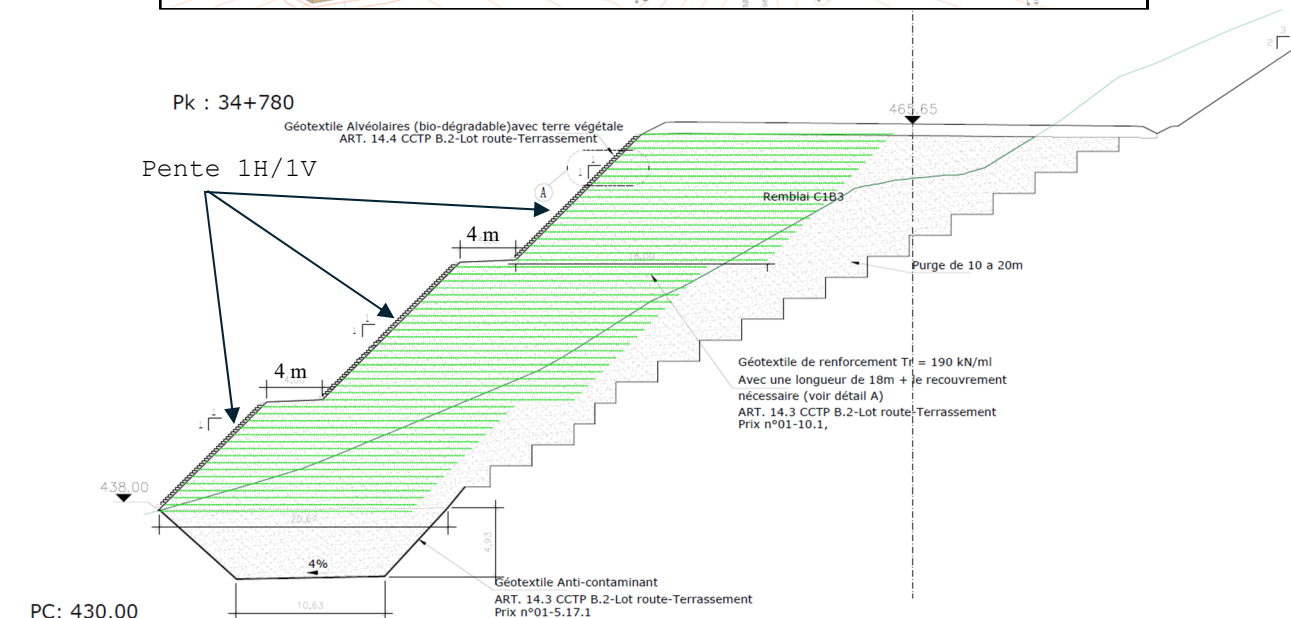
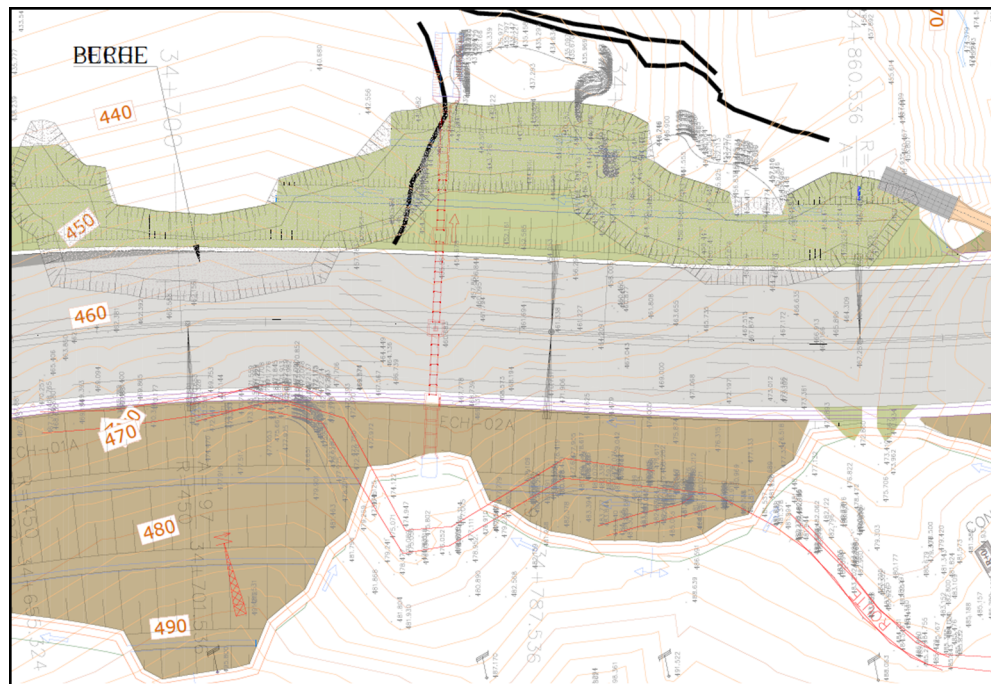


Figure 7. Extrait de la variante retenue (raidissement 1H/1V des talus du RBT au PK34+780)

Le géotextile de renforcement prévu est un produit de renforcement monodirectionnel (certifié ASQUAL) nommé MACTEX W2 de Maccaferri (géotextile tissé de fils en polyester haute résistance), présentant une résistance maximale à la traction de 220 kN/ml. Les lits de renforcement sont disposés selon un espacement vertical de 0.5 m et une longueur de 18 m. Le parement est prévu en face enveloppée avec une longueur de retour de 1.5 m (cf. Figure 8).

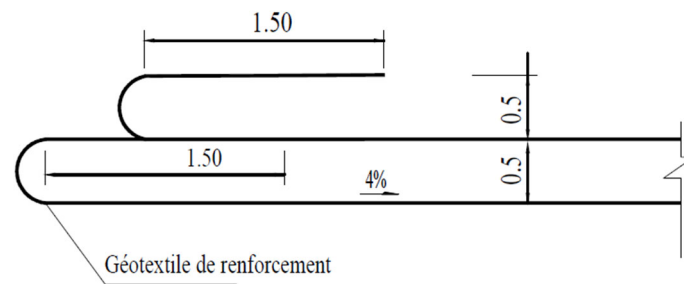


Figure 8. Dispositions des lits de renforcement à face enveloppée

La protection des géotextiles en parement vis-à-vis des rayons ultraviolets est assuré par la mise en place d'un géotextile alvéolaire permettant de fixer durablement la végétation en parement dans les conditions difficiles de durabilité de la végétation (cf. Figure 3).

5.3 Modèle stratigraphique et hypothèses de calculs

Le contexte stratigraphique mis en évidence au droit de ce remblai, déduit des sondages de reconnaissance réalisés dans ce secteur, est apparu compatible avec les prévisions. Il est apparu constituer des formations du socle Kabyle, notamment une alternance de schistes, de marnes schisteuses, d'argilite et de grès (dépression de Boghni-Draa el Mizan) constituant le substratum régional. L'ensemble étant recouvert par des argiles sableuses altérées constituant les dépôts quaternaires d'origine alluviale, colluviale ou éluviale.

Les caractéristiques de cisaillement des sols en place sont déduites des études d'ouvrages élémentaires effectuées dans le secteur proche et issues du rapport d'étude du tronçon 3 de ce projet. Ils résultent à la fois des valeurs indiquées dans la bibliographie et des retours d'expérience sur les formations analogues rencontrées dans ce secteur ayant donné lieu à des glissements naturels ou à des glissements de talus de déblais.

Ces données nous paraissent sécuritaires si l'on se réfère aux résultats des sondages de reconnaissance complémentaire qui ont mis en évidence depuis la surface des argiles légèrement sableuses plus ou moins compactes surmontant le substratum compact ($p_L > 5$ MPa).

Par ailleurs, les essais de laboratoire réalisés sur différents prélèvements d'échantillons ont mis en évidence ce qui suit :

- La formation de couverture d'argile sableuse semble être fortement surconsolidée (effet en lien probablement aux phénomènes de dessiccation - humidification) ;
- Selon les corrélations de Terzaghi et al. (1996), soit $C_u = 200[I_c]^2$ avec I_c l'indice de consistance, on déduit une

cohésion non drainée des argiles de couverture de l'ordre de $c_u \approx 162$ kPa.

- Selon les corrélations de Fahri et al. (1971), reliant l'angle de frottement à l'indice de plasticité, pour une valeur de $I_p = 38\%$, l'angle de frottement des argiles est de l'ordre de $\phi' \approx 20^\circ$.
- Les résistances en compression simple des formations profondes (argile moyennement compacte et alternance de grès et d'argilite) varient de 0.29 à 4.66 MPa, traduisant une cohésion non drainée supérieure à 100 kPa. Ce résultat est également conforme aux pressions limites obtenues sur ces formations ($p_L > 5$ MPa).

Pour ce qui des matériaux de remblais, la norme en vigueur des remblais raidi à fruit (NF P64-270), impliquant des talus raidis de pente $> 1H/4V$, recommande de retenir des hypothèses géotechniques prudentes, soit une cohésion nulle et un angle de frottement de 36° lorsque la provenance des matériaux n'est pas imposée.

Dans le cas où la provenance des remblais est spécifiée, comme c'est le cas ici puis les matériaux de remblais sont des matériaux sélectionnés provenant des zones d'emprunts des déblais mitoyens, les caractéristiques géotechniques à retenir doivent s'appuyer sur les données géotechniques de la zone d'emprunt, d'où la définition des caractéristiques spécifiques.

Il convient de préciser que pour les massifs inclinés, la norme en vigueur (NF G38-064) autorise l'utilisation des sol fins et des sols grossiers (sols de classe A, B, C et D selon le GTR).

Compte tenu des matériaux disponibles, il est proposé de retenir dans les calculs, l'angle de frottement indiqué dans la norme, bien que les constats relevés au niveau des gites d'emprunt des matériaux dans les déblais mitoyens mettent en évidence des matériaux frottant (C_{1B3} à C_{1B5}) autorisant la prise en compte d'angle de frottement plus important : le déversement en tas des matériaux (sans compactage) a mis en évidence des pentes de talus naturels variant de 36° à 40° sur la fraction B_3 et B_5 .

A défaut de disposer des essais de cisaillement non drainés, on propose de retenir comme caractéristiques court terme les données long terme en doublant la valeur de cohésion. Cet usage est lié à l'augmentation de la résistance intrinsèque du sol sous sollicitations de courte durée (la raideur sismique vaut 3 à 6 fois la raideur statique).

Les caractéristiques géotechniques retenues sont données dans le Tableau 1.

Tableau 1. Hypothèses géotechniques retenues

Nature de sol	γ (kN/m ³)	C' (kPa)	ϕ' (°)	C _u (kPa)	ϕ_u (°)
		Long terme		Court terme	
Remblai sélectionné	20	5	36	10	36
Argile sableuse altérée (T1cg-alt)	20	20	20	40	20
Marne, schiste et grès (T1cg)	20	40	24	80	24
Matériau de bêche	20	5	36	10	36

L'assise du remblai a été partiellement substituée. L'étendue et l'épaisseur de la substitution ont été définies par calage des calculs de stabilité, et particulièrement par l'identification de la zone d'influence de cette étendue sur les cercles de glissement.

6 JUSTIFICATION DE STABILITE DU MASSIF

6.1 Démarche de justification

La démarche de justification adoptée consiste à procéder à la vérification de stabilité réglementaire ($F \geq 1.0$ – Approche avec prise en compte de coefficients de sécurités partiels) vis-à-vis des cercles de glissement émergeant dans le talus (stabilité interne) et des cercles de glissement traversant la fondation (stabilité mixte et stabilité générale).

Cette justification a été examinée en considérant les combinaisons fondamentales (ELU fondamental) ainsi que les sollicitations accidentelles (séisme). Dans ce dernier cas, les caractéristiques géotechniques retenues pour les différentes formations sont celles correspondants aux données « court terme ». La surcharge routière prise en compte dans les calculs est de 20 kPa. Sous sollicitation sismique, cette surcharge est pondérée à hauteur de 30% en accord avec les combinaisons de Newmark.

En sus de vérification des stabilités interne, mixte et générale des remblais au glissement, des vérifications supplémentaires sont également effectuées, notamment la vérification de la fondation (stabilité externe locale : poinçonnement, glissement).

6.2 Coefficients de sécurité partiels à prendre en compte

6.2.1 Sur le géotextile de renforcement

Les justifications du massif renforcé ont été menées selon les recommandations des Eurocodes, et particulièrement la norme NF P94-270 (calculs aux ELU avec prises en compte des coefficients partiels sur les sollicitations et sur les matériaux). Cette approche est plus

pénalisante au regard de la configuration géométrique du massif (massif à talus incliné).

D'après cette norme, les coefficients de pondération partielle à prendre en compte sur la résistance du géotextile utilisé sont (voir annexe F de la Norme NF P 94-270) :

- **Le coefficient d'endommagement mécanique** : provoqué par la manipulation et la mise en œuvre du produit, en particulier par le compactage du remblai, se traduit par une diminution de leur résistance à la traction ; il est traduit par l'intermédiaire du coefficient de réduction ρ_{end} ;
- **Le coefficient de fluage** : traduisant la diminution de la capacité de résistance des renforcements géosynthétiques du fait du fluage du polymère qui constitue leur section résistante. Cette diminution de résistance est prise en compte par l'intermédiaire du coefficient ρ_{flu} . Le polymère de gainage, souvent rencontré par exemple dans le cas des bandes, n'est pas pris en compte pour ce qui relève du fluage ;
- **Le coefficient de dégradation chimique** : traduisant la diminution de la résistance en traction du renforcement dans le temps, à mesure que se produisent des coupures des chaînes macromoléculaires du polymère qui les constituent, en fonction des caractéristiques chimiques (pH) du milieu dans lequel les renforcements se trouvent placés. Il est traduit par l'intermédiaire du coefficient de réduction $\rho_{\text{dég}}$;
- **Le coefficient de résistance en traction caractéristiques** $\gamma_{M,t}$ est également pris en compte pour la vérification de la résistance structurelle des éléments de renforcement géosynthétique d'un ouvrage en sol renforcé vis-à-vis d'une rupture par traction ;

En considérant un géosynthétique de nature « PET », les coefficients de pondération retenus forfaitairement sont :

- $\rho_{\text{end}} = 0.67$ à 0.40 (conditions de mises en œuvre sévères à très sévères : ce coefficient a été pris avec une valeur prudente du fait de la nécessité de travailler avec rapidité, avec recours à des engins importants et avec des matériaux comportant de gros éléments) ;
- $\rho_{\text{flu}} = 1/3$ (PET) ;
- $\rho_{\text{dég}} = 0.83$ (PET : $4 \leq \text{pH} \leq 8$: valeur de pH correspondant la grande majorité des terrains naturels - durée d'utilisation 100 ans) ;
- $\gamma_{M,t} = 1.25$

Ainsi, la résistance de traction caractéristique du géotextile de renforcement sera pondérée d'un coefficient variant de 6.7 à 11.3 selon les conditions de mises en œuvre sévères à très sévères. On se propose de retenir par sécurité un coefficient de sécurité de:

$$\Gamma \# 10$$

Il est à noter que sous séisme, la rupture de talus renforcé par géotextile est très improbable étant donné la grande ductilité des géotextiles sous ces sollicitations dynamiques et la très grande sécurité retenue par rapport à la rupture.

6.2.2 Sur le géotextile de renforcement Sur les paramètres de sols et les interactions avec les géotextiles

Les coefficients de sécurité partiels à prendre en compte sur les paramètres du sol et d'interaction avec le géosynthétique sont donnés dans le Tableau 2. Ils correspondent au cas d'ouvrages courants.

Tableau 2. Coefficients de sécurité partiels sur les sols et interactions (cas d'ouvrages courant)

Propriétés des matériaux	Coef. de sécurité partiel
Poids volumique du sol	$\Gamma_\gamma = 1.00$
Tangente de l'angle de frottement du sol	$\Gamma_{\tan(\varphi)} = 1.25$
Cohésion	$\Gamma_{c'} = 1.25$ $\Gamma_{c_u} = 1.40$

6.2.3 Sur les sollicitations

Les coefficients de pondération pris en compte pour les combinaisons de sollicitations sont rappelés dans le Tableau 3.

Tableau 3. Coefficients de pondération partiels des actions

Nature des sollicitations		Combinaison fondamentale	Combinaison accidentelle
Action permanente	Défavorable	1.00	1.00
	Favorable	1.00	1.00
Action variable	Défavorable	1.30	1.00
	Favorable	0.00	0.00

6.3 Prise en compte du séisme

Le séisme est pris en compte en procédant à un calcul en équivalent statique. Les composantes horizontales et verticales de l'effort sismique sont :

- $\sigma_h = 0.5 \times a_n = 0.5 \times 0.20g = 0.10g$
- $\sigma_v = \pm 0.3 \times \sigma_h = \pm 0.3 \times 0.10g = \pm 0.033g$

7 RESULTATS DES CALCULS

7.1 Analyse de stabilité interne, mixte et générale

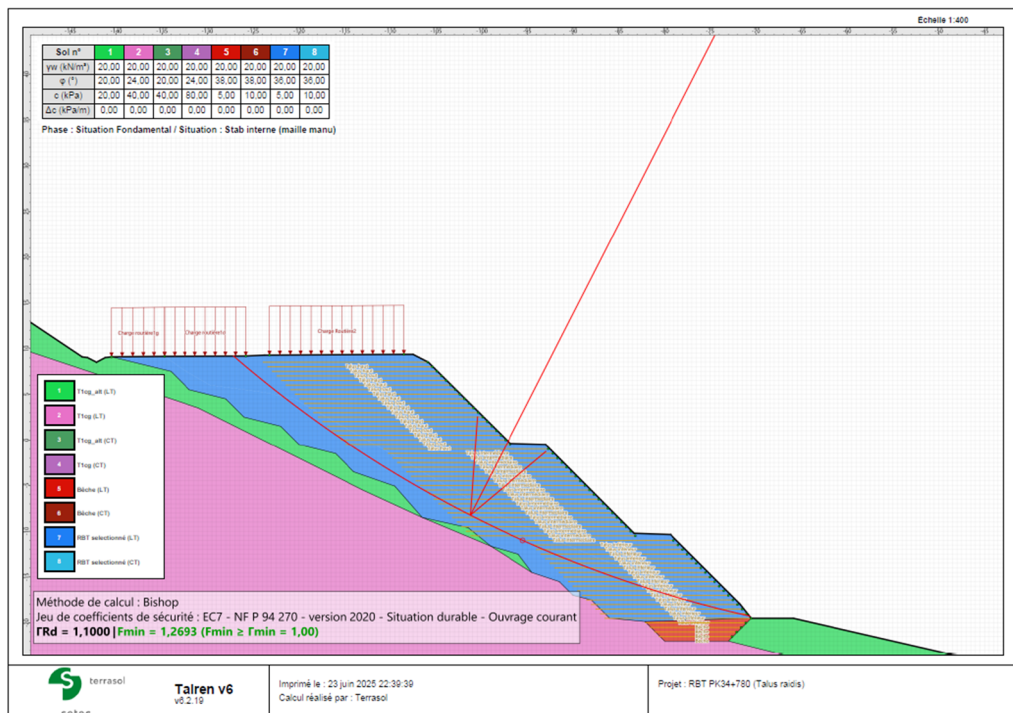
L'analyse de stabilité des talus a été réalisée en tenant compte de lits de renforcement par géotextile présentant une résistance à la traction de 190 kN/ml. Les lits de renforcement ont été disposés avec un espacement $s_v = 0.5$ m.

Les longueurs de lit de renforcement ont été ajustées de sorte à permettre de disposer des coefficients de sécurité satisfaisant tout en respectant les critères seuils définis dans la norme et rappelés au chapitre 6.1.

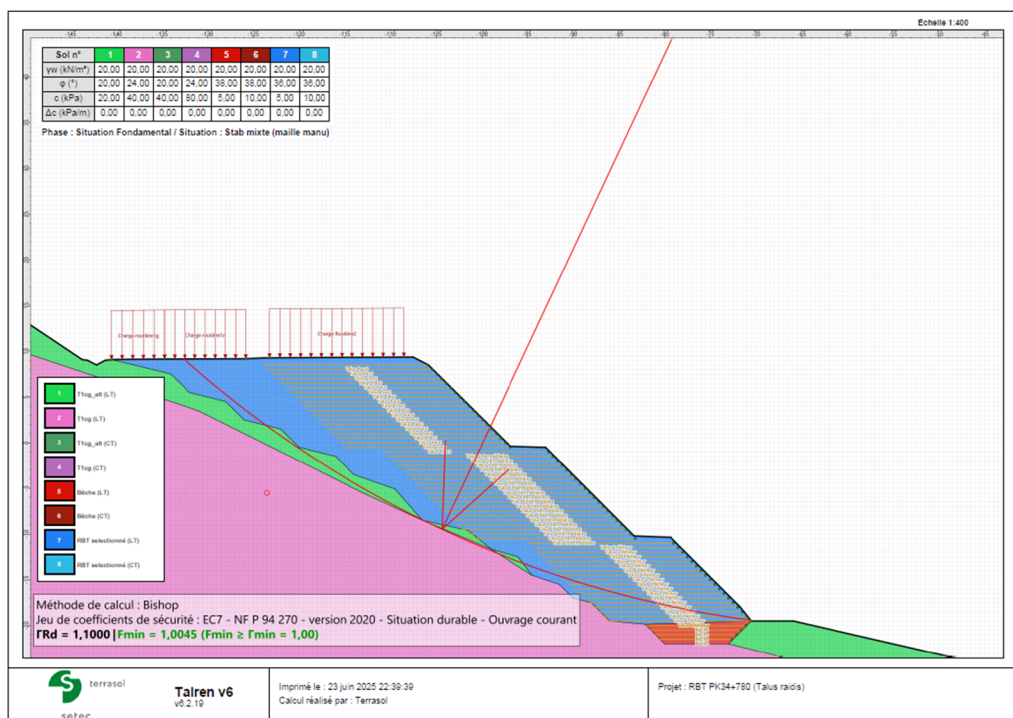
Les résultats obtenus, issus des calculs au moyen du logiciel Talren V6 et résumés dans le Tableau 4, montrent des niveaux de sécurité satisfaisants pour la conception adoptée (talus raidis à 1H/1V) malgré les caractéristiques géotechniques sécuritaires. Les extraits des résultats sous sollicitations statiques sont présentés sur la Figure 9.

Tableau 4. Synthèse des calculs de stabilité - PK34+780

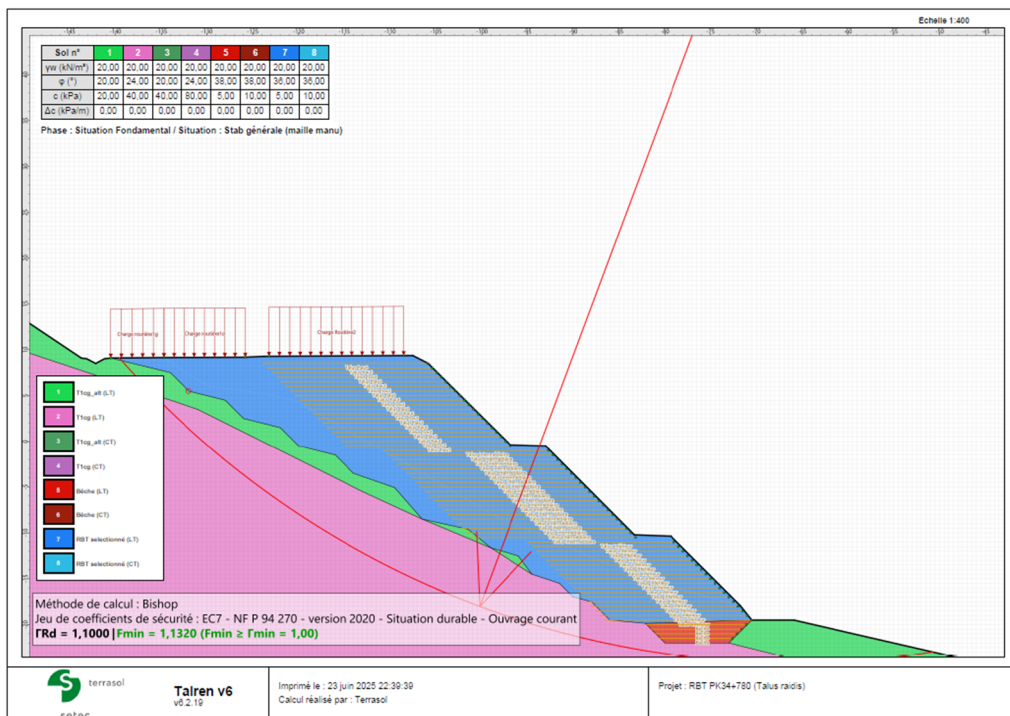
Pente des talus / Longueur des lits de renforc.	Type de stabilité	Γ
<u>1H/1V</u> Talus sup : L = 18 m (Nbre : 19 lits) Talus interm. L = 18 m (Nbre : 20 lits) Talus inf. L = 16 m (Nbre : 18 lits) Bêche : ↪ Prof. : 4.0 m ↪ Largeur : 7.0 m ↪ L renforc. : 8 à 11 m	Stabilité interne	$\Gamma_{ELU} = 1.27$ $\Gamma_{ELA} = 1.27$
	Stabilité Mixte	$\Gamma_{ELU} = 1.00$ $\Gamma_{ELA} = 1.14$
	Stabilité générale	$\Gamma_{ELU} = 1.13$ $\Gamma_{ELA} = 1.47$



(a) Stabilité interne



(b) stabilité mixte



(c) stabilité
générale

Figure 9 : Extraits des calculs justificatifs de stabilité du massif sous sollicitations statiques

7.2 Vérification de la stabilité externe local (portance et glissement)

7.2.1 Vérification de la portance

Il s'agit de vérifier que la descente de charge attendue à la base de la fondation soit compatible avec la portance des sols en place comme indiqué schématiquement sur la Figure 10.

La configuration du remblai au PK34+780 (profil de plus grande hauteur) examinée dans ce cas est illustrée sur la Figure 11. La vérification de la portance consiste à s'assurer que la pression verticale moyenne appliquée au niveau de la base de l'ouvrage, sur la largeur de l'emprise équivalente, est compatible avec la portance des terrains sous-jacents.

Etant donné les prévisions de mise en œuvre, les sols de couverture devraient être intégralement purgés. De fait, le massif devrait reposer directement sur les formations du substratum (marnes, schistes, argilite et grès).

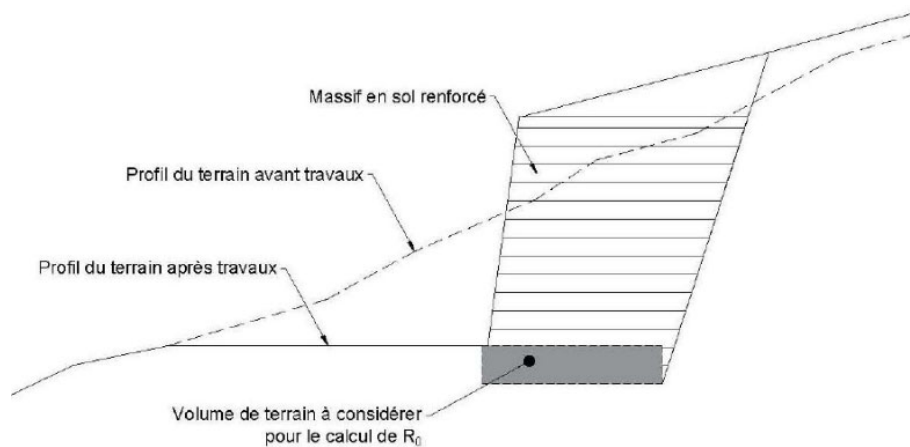


Figure 10. Vérification de la portance de la fondation

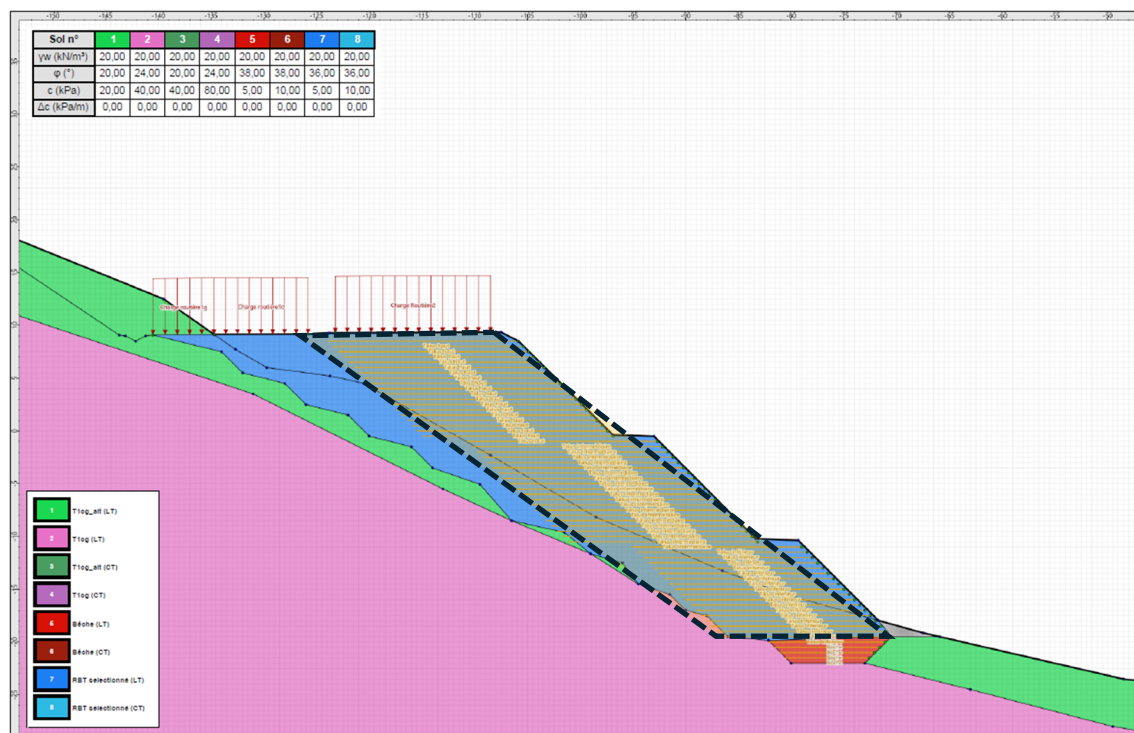


Figure 11. Configuration des reports de charges au sol en place

En considérant les hypothèses géotechniques prises en compte (cf. Tableau 1), on peut déduire la portance des sols en place selon la méthode « C- ϕ » (approche N_c , N_q , N_γ). En considérant les caractéristiques de cisaillement de l'assise de fondation du massifs renforcés (cf. Tableau 1), on déduit ce qui suit :

- $N_c = 19.3$
- $N_q = 9.6$
- $N_\gamma = 7.7$

En considérant la largeur de la fondation équivalente ($L = 16 \text{ m}$), on déduit ce qui suit :

$$\text{Portance limite } q_1 \# 2\,000 \text{ kPa} \Rightarrow q_{\text{ELS}} = 680 \text{ kPa}$$

Il convient de noter que cette approche est fortement conservatrice en comparaison à l'approche issue de la méthode pressiométrique incluse dans la norme NF P94-261 (règle en vigueur).

La contrainte de référence attendues à la base des massifs (charge du remblai + surcharge d'exploitation), est estimée comme suit :

$$q_{\text{réf}} = 28 \times 20 + 20 = 580 \text{ kPa} < q_{\text{ELS}} = 680 \text{ kPa}$$

Il en ressort de ce qui précède que la portance des sols d'assise attendue au droit de la fondation fictive est compatible avec la descente de charge prévisionnelle.

7.2.2 Vérification du glissement à la base

Etant donné la forte excentricité de la résultante des actions qui agissent sur le bloc renforcé (excentricité localisée à l'amont du milieu de la base du bloc), un mécanisme de ruine par translation horizontale du bloc est peu probable comme indiqué dans la norme NF P94-270.

De fait, la vérification de stabilité externe général de l'ouvrage est satisfaisante.

8 DISPOSITIONS COMPLEMENTAIRES

Une attention particulière a également été portée à la fois au mode de mise en œuvre des lits de renforcement mais aussi au choix des matériaux et à leur qualité de compactage, notamment en respectant scrupuleusement les différentes prescriptions définies dans la norme NFG 38-064 et le GTR, et en particulier celles rappelées ci-après :

- Le diamètre maximal des éléments du sol doit rester inférieur à $2/3$ de l'épaisseur des couches de compactage. Cette épaisseur est fonction, d'une part de l'efficacité des engins de compactage que l'on pourra utiliser selon le type de matériau, et d'autre part de l'intervalle qui sépare les lits de renforcement.
- Le compactage doit être conforme aux spécifications normales de mise en œuvre des remblais, sur la base des essais classiques en laboratoire (essai Proctor, IPI, CBR) et/ou de la réalisation d'une planche d'essai en début de chantier. Un défaut de compactage pourrait se traduire par des tassements, absolus et/ou différentiels, pouvant être préjudiciables pour le bon fonctionnement du massif. Le compactage à proximité du parement doit respecter les limitations d'énergie à son approche, l'emploi d'engins plus légers pourra alors imposer une diminution de l'épaisseur des couches de compactage.

- Les bêches d'ancrage devaient être remblayées en grave non traitée ou en matériaux sélectionnés. Bien que l'angle de frottement pris en compte soit analogue à celui des remblais sélectionnés, les couches dans ce cas devaient être fortement compactées pour garantir un angle de frottement plus important (augmentation de la dilatance avec la compacité).

Des dispositions constructives supplémentaires ont également été proposées lors de réalisation des travaux et tout particulièrement en cas de constat de venues d'eau lors de la préparation de l'assise des remblais. A cet effet, il a été recommandé de prévoir l'aménagement de dispositif de drainage (épis drainant, tranchée drainante, etc.) afin d'assurer la continuité des écoulements d'eaux à la base du remblai et éviter tout risque de mise en charge. Une pente générale devait être aménagée en fond de forme afin de permettre de canaliser les écoulements vers la bêche d'ancrage. Un point bas sera aménagé en fond de bêche au droit duquel a été connecté un exutoire afin d'évacuer vers l'aval les eaux collectées.

Il est apparu judicieux de prévoir au niveau de la bêche en pied de remblai (autant que possible) un fond de bêche en enrochement enrobé dans un géotextile anticotaminant, surmonté en partie supérieur en matériaux de remblai sélectionné. L'objet de cette conception est de garantir à la fois les bonnes caractéristiques de cisaillement mais aussi d'assurer l'aspect drainant du fond de bêche permettant la collecte des écoulements éventuels et leurs exutoires vers l'aval.

9 CONCLUSIONS

La variante de remblai à talus raidis renforcé par géotextile est donc apparue une fois encore une alternative très adaptée aux contextes du projet, particulièrement aux fortes variabilités géotechniques conjuguées à des topographies fortement accidentées.

En effet, la stratégie retenue pour le raidissement des talus de remblais avec adjonction de lit de renforcement par géotextile a trouvé ici un excellent terrain d'application, notamment par sa souplesse de mise en œuvre et son adaptation aux variations topographiques locales, associées à la réduction des emprises et à son intégration environnementale.

10 REFERENCES BIBLIOGRAPHIES

- [1] R. ARAB, M. I. ZERHOUNI, M. ZERMANI, Z. DJIDJELI ; S. TABTI. Retours d'expériences sur l'utilisation des géosynthétiques en Algérie dans les travaux publics. 14^{ème} CRA MSG, Yaoundé, 26 - 28 Novembre 2007, pp. 343- 350.
- [2] R. ARAB, M. YAHIA-AISSA, Z. DJIDJELI, S. TABTI. Remblai de grande hauteur renforcés par géotextiles - Section Larbaatche - lakhdaria de l'autourte Est - Ouest (Algérie). Conférence Franco-Maghrébine en Ingénierie Géotechnique (CFMIG); Tunis, 9 - 11 Décembre 2010.
- [3] M. YAHIA-AISSA, P. BROSSIER, L. ZHUO, S. TABTI. Solution de remblai de grande hauteur renforcé par géotextile - Lot Centre de l'Autoroute Est-Ouest Algérienne (section Larbaatache - Lakhdaria). Congrès Algérien de géosynthétique; Alger, 28 - 29 janvier 2015.
- [4] M. YAHIA-AISSA, P. BROSSIER, A. HADJAZE, M. KHELIFI. Solution de remblai renforcé par géotextile - Projet de mise à niveau du tronçon autoroutier Lakhdaria - Bouira. Congrès Algérien de géosynthétique; Alger, 25 - 28 février 2018.
- [5] M. FARHI, M. DORE ET P. COLIN. Corrélation entre le module de déformation tiré de l'essai triaxial et l'indice de plasticité. Journées nationales de Mécanique des sols - Paris, 17 - 19 mai 1971.
- [6] K. Terzaghi, R.B. Peck & G. Mesri. Soil Mechanics in Engineering Practice. 3rd edition (1996).