

CULÉES PORTEUSES DE GRANDE HAUTEUR AVEC ARMATURES GÉOSYNTHÉTIQUES

HIGH-RISE ABUTMENTS WALL WITH GEOSYNTHETIC STRIPS

Eric LUCAS¹, Yassine BENNANI², Nicolas FREITAG²

1 Terre Armée France, Rueil Malmaison, France

2 Terre Armée Internationale, Rueil Malmaison, France

RÉSUMÉ – On présente dans cet article les problématiques de dimensionnement des culées porteuses en sol renforcé à armatures géosynthétiques, supportant les tabliers de pont de deux passages inférieurs (PI). La plus grande structure a 17,4m de hauteur entre le niveau de fondation et la chaussée supérieure. La problématique a été d'établir un dimensionnement tenant compte de l'extensibilité des armatures et des déformations induites notamment au niveau de la distorsion des plots d'appuis des tabliers.

Mots-clés : Terre Armée, culée porteuse, armatures géosynthétiques, mur de soutènement, sol renforcé.

ABSTRACT – Design challenges of reinforced soil true bridge abutments with geosynthetic strips supporting the bridge deck of two underpasses is presented in this paper. The tallest structure is 17.4m high between the foundation level and the top road pavement. The challenge was to perform a design that is taking into account the extensibility of the strips and in particular the induced distortion of the bridge bearing pads.

Keywords: Reinforced Earth, true bridge abutment, geosynthetic strips, retaining wall, reinforced soil

1 Le projet

1.1 Description du projet

Dans le cadre des travaux de désenclavement du territoire Roannais (mise à 2x2 voies de la RN 82 reliant la RN7 à l'A89 entre Neulise et Balbigny au sud de Roanne), la Forézienne d'Entreprise (Eiffage TP) a confié à Terre Armée les études et la fourniture des culées porteuses en sol renforcé soutenant les tabliers de deux passages inférieurs (PI) pour le franchissement de ruisseaux.

Pour des raisons économiques, les bandes de renforcements géosynthétiques Terre Armée (GeoStrap®) ont été retenues pour les massifs en sol renforcé.

La problématique a été d'établir un dimensionnement tenant compte de l'extensibilité des armatures et des déformations induites durant la réalisation des ouvrages, déformées devant être compatibles avec celles admissibles par les ouvrages notamment au niveau de la distorsion des plots d'appuis des tabliers.

Les premiers calculs numériques aux différences finies ont montré que le dimensionnement traditionnel en effort des armatures (méthode gravitaire selon la norme NF P 94-270) ne permettait pas d'atteindre les objectifs en déformation. Une limitation des efforts dans les armatures a alors été introduite afin de réduire les déformations et les rendre compatibles avec celles imposées pour le dimensionnement des ouvrages.

Le suivi topographique durant le montage du mur a permis de confirmer la validité du modèle numérique et de poursuivre les travaux.

Cet article déroule les étapes des études qui ont conduit au dimensionnement final : caractérisation des remblais, stabilité interne des culées porteuses, modélisation numérique aux différences finies, vérification de la stabilité interne et mixte par la méthode des tranches (surfaces de rupture).

1.2 Description de l'ouvrage

La superstructure se compose d'un tablier à poutres précontraintes en "T" avec une dalle BA de 22cm d'épaisseur. Les poutres s'appuient sur un chevêtre sans mur garde-grève, le tablier reprenant la poussée des terres. Cette solution économique permet de supprimer les joints de chaussée et de réduire les coûts d'entretien.

Les ouvrages se décomposent en 2 tabliers parallèles sur une largeur totale de 25,5m. La portée des tabliers est de 15,8m pour une longueur totale de 17,1m.

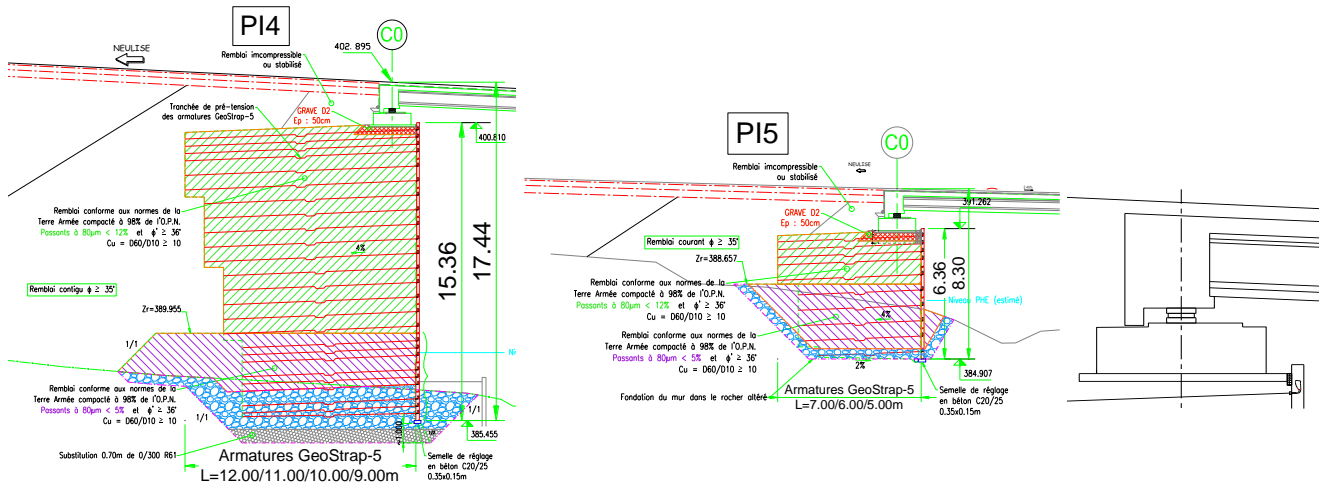


Figure 1 : Coupes longitudinales PI4 & PI5 et coupe sur appui du tablier

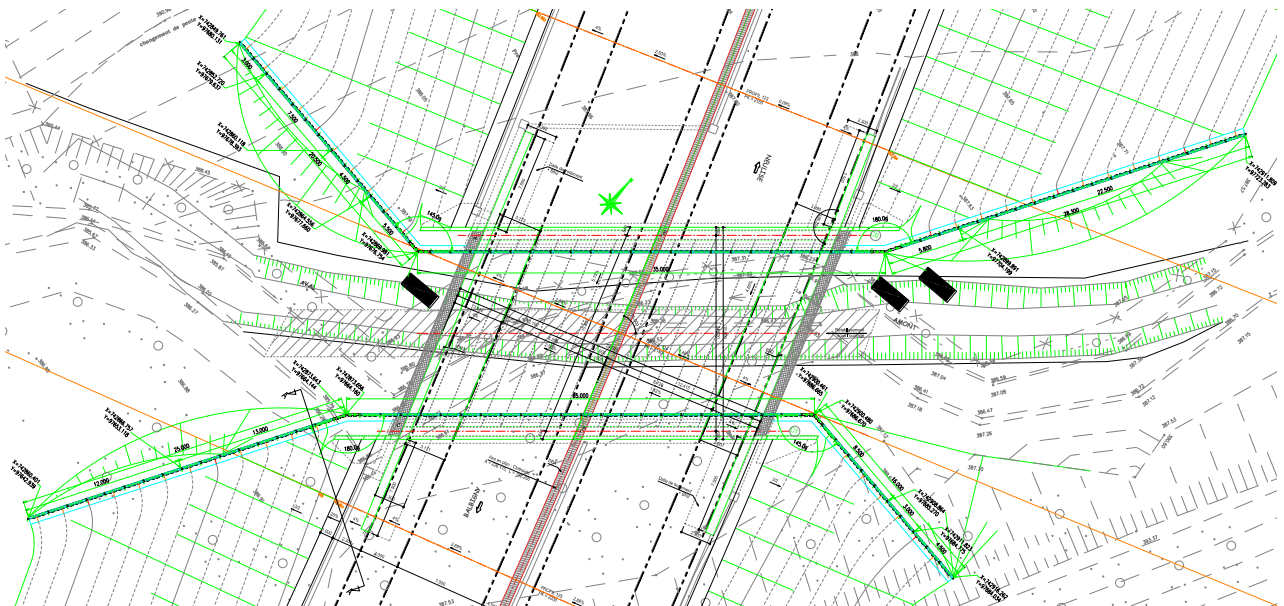


Figure 2 : PI4 - Vue en plan

La structure la plus petite (PI5) a 8.3m de hauteur entre le niveau de fondation et la chaussée supérieure alors que la plus grande (PI4) culmine à 17.4m de haut pour des hauteurs de parements respectives de 6.3m et 15.3m.

1.3 Les armatures

Les armatures sont des bandes synthétiques appelées GeoStrap®. Elles sont constituées de faisceaux compacts de fibres de polyester à haute ténacité contenues dans une enveloppe de polyéthylène. Une bande de nuance 65 kN (résistance à la rupture sous un allongement de 12%) et de 5cm de largeur a été retenue.

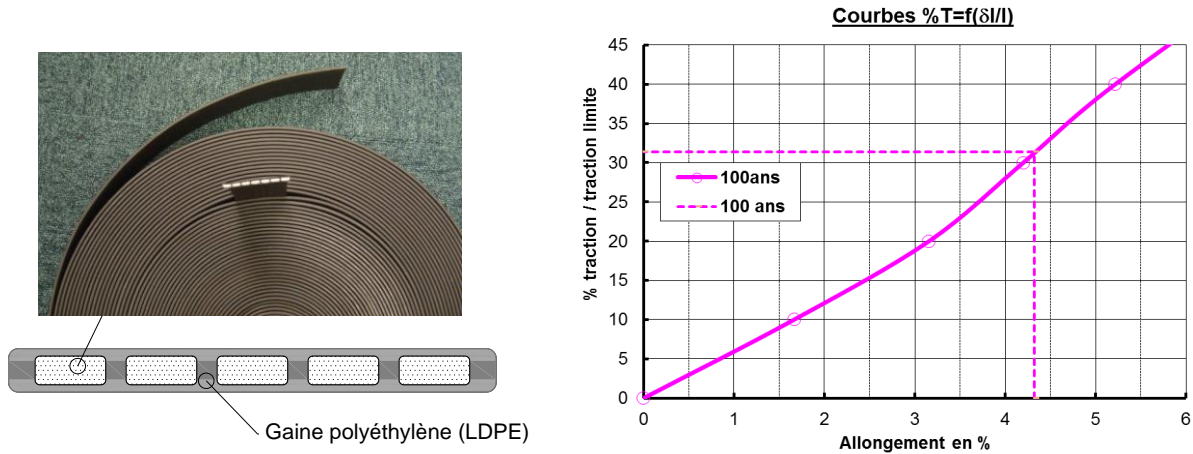


Figure 3 : Armatures synthétiques GeoStrap®

Le tableau 1 donne les caractéristiques des armatures.

Largeur (m)	Traction à la rupture T_{rup} (kN)	Déformation à la rupture Δ/l (%)	Résistance à la traction admissible à l'ELU (kN)	Raideur Axiale EA par armature (kN/m/armature)	Coeff. de frottement apparent en tête	Coeff. de frottement apparent au-delà de 6m de profondeur
0.05	65	12	27.6	470*	1.3	$0.9 \times \tan(\phi)$

(*) EA : déterminée pour une traction maximale de 31% correspondant à une déformation de 4.3%, soit $EA = 31\% \times 65 \text{ kN} / 0.043$ (cf. figure 3)

Tableau 1 : Caractéristiques des armatures GeoStrap® nuance 65 kN

2 Le dimensionnement

2.1 Critères de dimensionnement – distorsion des plots

Selon le guide du SETRA pour les appareils d'appui de juillet 2007, la distorsion admissible sous les efforts ou déplacements horizontaux est limitée à: $\epsilon_q < 1$, soit pour un plot d'appui fretté de 300x300x65mm une distorsion horizontale maximale à l'Etat Limite Ultime (ELU) de 65mm.

Dans le cas présent, on demande de limiter cette distorsion sécuritairement à 20mm sous sollicitations à l'Etat Limite de Service (ELS).

2.2 Les charges du tablier

Les charges statiques non pondérées apportées par le tablier sur le chevêtre sont :

- Charge permanente verticale : 130 kN/m de chevêtre,
- Charge variable verticale : 95 kN/m de chevêtre,
- Charge horizontale (freinage) : 13 kN/m.

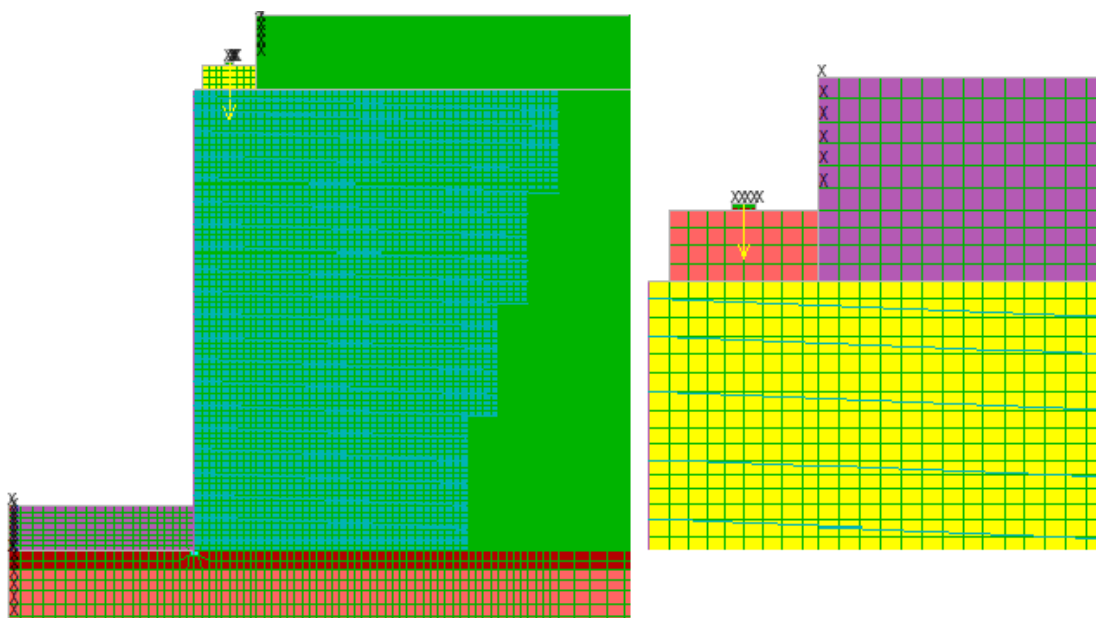
La largeur du chevêtre a été dimensionnée pour que la contrainte pondérée sous ce dernier ne dépasse pas 140 kPa (1.35 x les seuls poids propres répartis selon Meyerhof). Ce qui correspond à limiter cette contrainte à 70% de la charge maximale de 200 kPa imposée par la norme NF P 94-270.

2.3 Etude préliminaire sans la caractérisation des remblais

La zone d'emprunt étant définie mais les remblais non caractérisés, les premières études ont été conduites avec les caractéristiques de cisaillement par défaut des remblais granulaires (moins de 12% de passants à 80 μ m et un $C_U=D_{60}/D_{10}>10$), soit : $\phi'=36$ degrés avec $c'=0$ kPa, $E_{\mu}=100$ MPa et $\nu=0.3$.

Sur la base de ces caractéristiques, un premier dimensionnement des armatures a été établi par la méthode gravitaire (dimensionnement interne - norme NF P 94-270) en limitant la déformation des armatures à 2,3% (δ/l) sur les 6 premiers mètres sous le chevêtre, soit un taux de travail de 21% à l'ELS (31% à l'ELS pour un ouvrage courant).

Les premiers calculs aux différences finies (logiciel FLAC) sur l'ouvrage PI4 ont mis en évidence que les déformations étaient excessives notamment vis-à-vis de la distorsion des plots d'appui.



Note : les croix représentent le blocage des déplacements en X (arrière du tablier, dessus des plots d'appui)

Figure 4. PI4 - Maillage et conditions aux limites

2.4 Étude finale avec la caractérisation des remblais

Le remblai technique est une grave concassée 0/150 dont les essais de cisaillement établis par le CEREMA sur la fraction 0/31.5mm (grande boîte de cisaillement circulaire - $D=0.59$ m) ont donné les résultats suivants : $\phi'=46$ degrés et $c'=71$ kPa.

Pour les calculs, le CEREMA a demandé de ramener la cohésion à 7 kPa.

Tableau 2 : Caractéristiques des sols

Nature des sols	Modèle de sol	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	E_{μ} (MPa)	ν
Remblai technique	Mohr-Coulomb	20	46*	7*	150****	0.3
Remblai arrière	Mohr-Coulomb	20	35**	0**	75	0.3
Substitution en matériaux rocheux	Mohr-Coulomb	20	40***	10***	150	0.3
Rocher sain et altéré	Elastique	-	-	-	500	0.3
Chevêtre	Elastique	-	-	-	40000	0.25

* essai de cisaillement à la grande boîte avec réduction de la cohésion

** valeurs validées dans la mission G3 des ouvrages en terre

*** paramètres du rocher altéré - étude d'avant-projet du PI4

**** calage de E_{μ} en simulant un essai de plaque pour obtenir $E_{v2} = 80$ MPa (NF P 94-117-1)

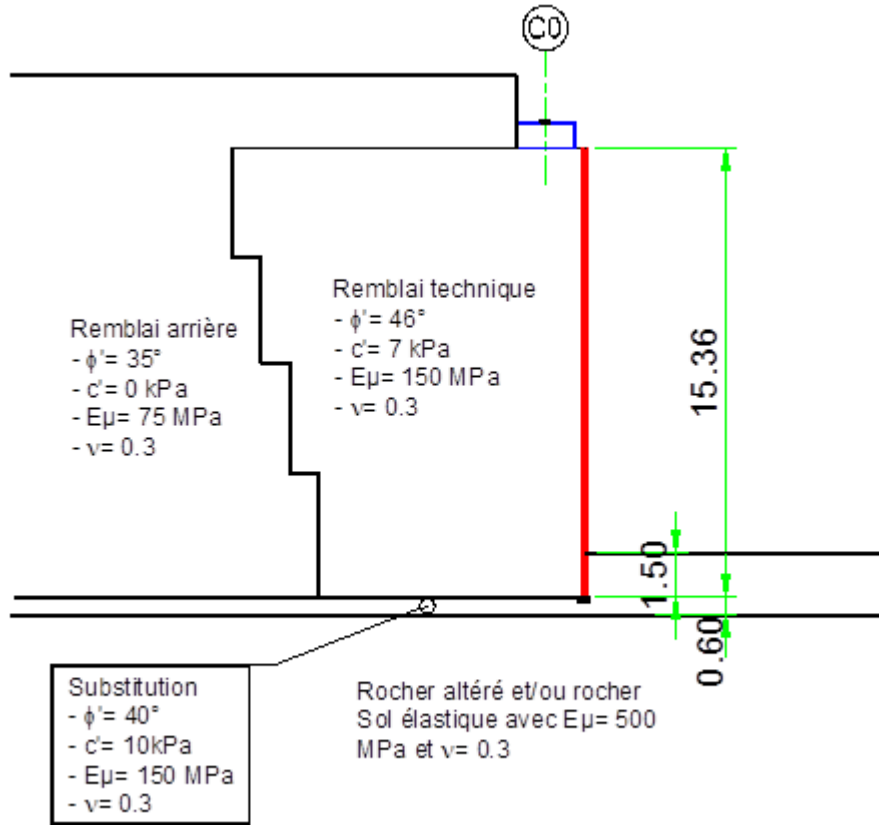


Figure 5 : PI4 - Caractéristiques des sols

Sur la base du dimensionnement des armatures (nuance et densité) de l'étude préliminaire (avec $\phi'=36^\circ$ et $c'=0$ kPa), les calculs aux différences finies, avec les caractéristiques de la figure 5, ont donné une distorsion des plots de 1.9cm pour une limite imposée sécuritairement à 2.0cm.

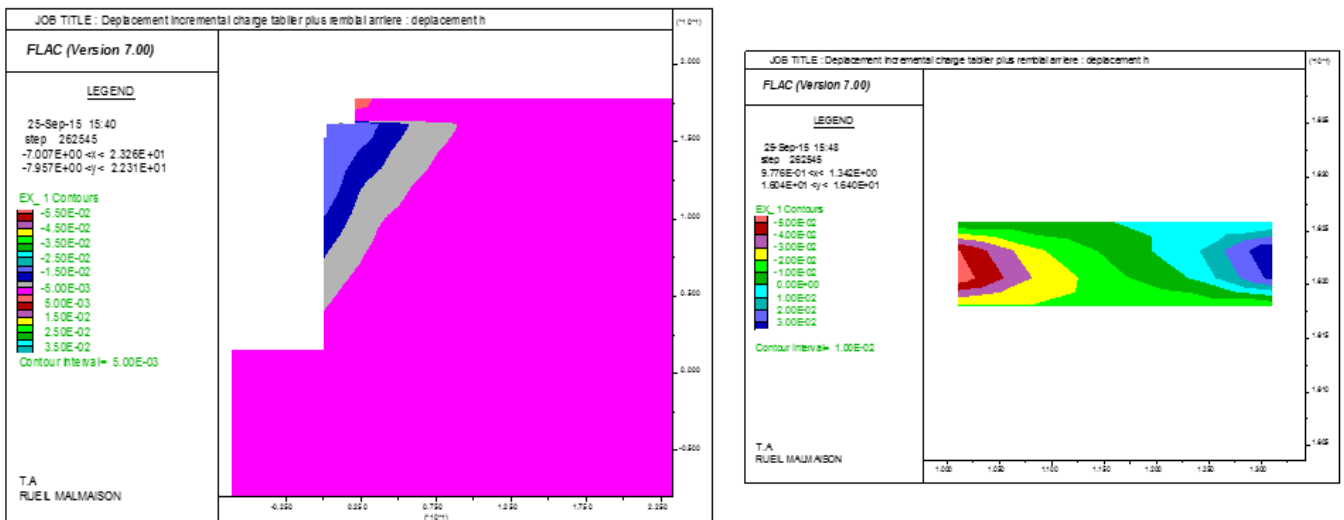
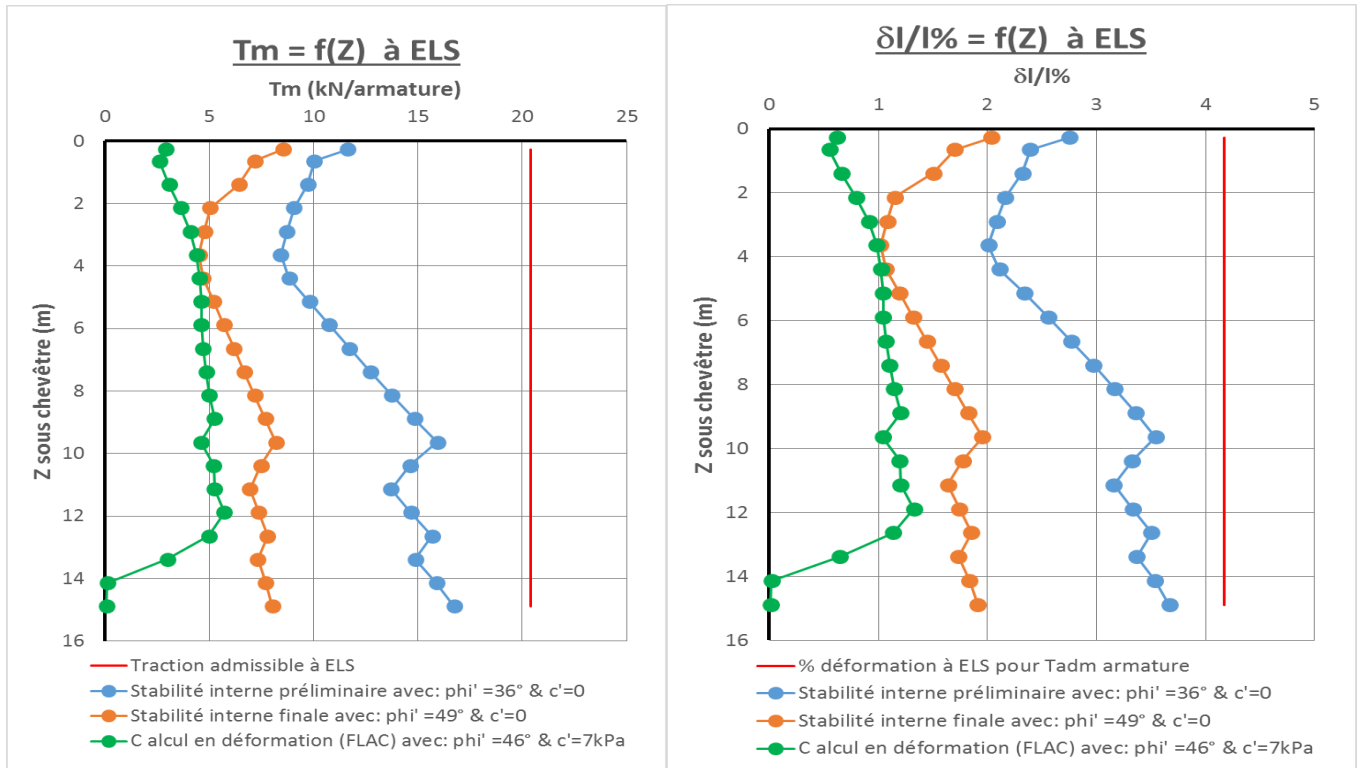


Figure 6. Résultats FLAC 2D v7.0 : PI4 - incrément des déplacements horizontaux du modèle et des appuis depuis la fin de la réalisation des remblais sous le chevêtre

Les tassements depuis la pose du tablier sont aussi limités à 2cm.



Figures 7 et 8 : PI4 - Tractions et déformations des armatures par lit de renforcements

La prise en compte des caractéristiques réelles des remblais ($\phi'=46^\circ$ et $c'=7$ kPa ou équivalentes $\phi'=49^\circ$ et $c'=0$), associée au dimensionnement interne des armatures des études préliminaires (avec $\phi'=36^\circ$ et $c'=0$), a conduit à une forte réduction des tractions de service dans les armatures et par voie de conséquence des déformations du massif. Ceci a permis de rester dans les limites de distorsion imposées au niveau des plots d'appuis du tablier.

Le taux de travail moyen des armatures est réduit à 8% (ELS) et 11% (ELU), valeurs à comparer au soutènement courant avec un taux de travail de 42% (ELU).

Les calculs aux différences finies indiquent qu'en définitif, on constate un coefficient de surdimensionnement de 4 par rapport au dimensionnement des ouvrages courants.

Les calculs de stabilité interne donnent des tractions dans les armatures une à deux fois plus importantes que celles obtenues par le calcul en déformation.

Dans les calculs en déformation, la réduction des tractions dans les armatures en pied de mur se justifie par le frettage, sur le sol de fondation, des remblais à la base du mur et par la présence de la butée devant le parement sur la hauteur de la fiche, effets stabilisant non pris en compte dans les calculs de stabilité interne.

De même, la réduction des tractions dans les armatures en tête de mur est due en partie au frettage des armatures sur la largeur du chevêtre qui restreint les tractions réelles.

Les calculs de stabilité par la méthode des tranches (figure 9 partie gauche - cercle de rupture aux ELU selon la norme NF P 94-270) montrent un coefficient de surdimensionnement de 2,14.

Le graphe à droite de la figure 9 donne l'évolution des coefficients de surdimensionnement en fonction de la profondeur du point d'émergence des cercles au niveau du parement. Ces coefficients varient de 2,2 (en pied) à plus de 8,0 en tête, ce qui confirme la surabondance des armatures vis-à-vis d'un calcul en efforts.

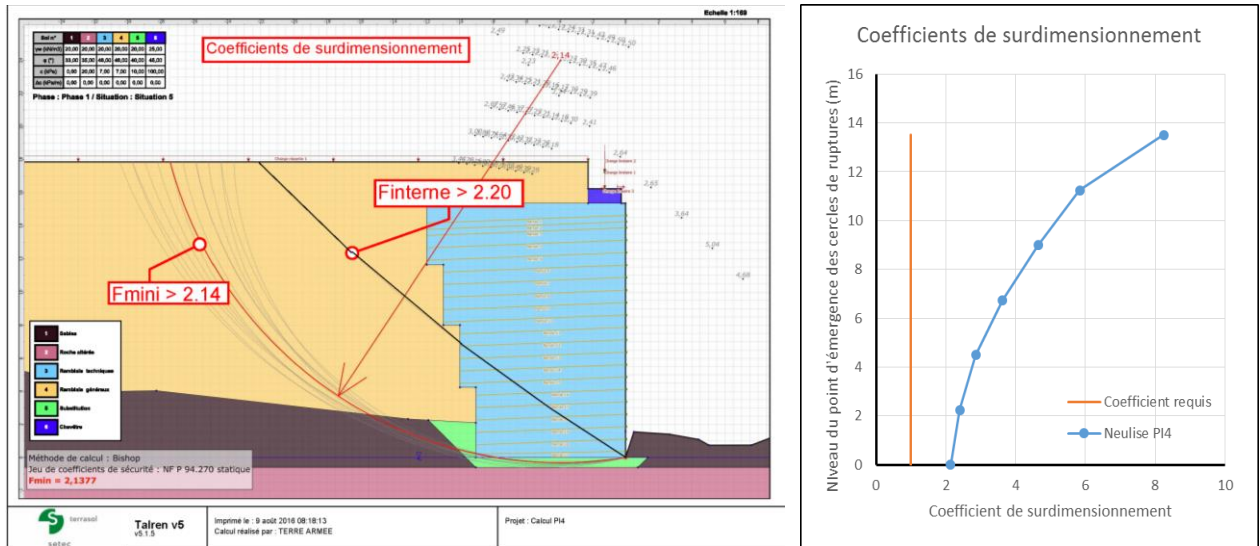


Figure 9 : PI4 – Vérification du calcul de stabilité au grand glissement

3 Le suivi des ouvrages

Les deux ouvrages ont été suivis par une instrumentation topographique simple, composée de deux colonnes de cellules topographiques en X, Y et Z disposées sur le parement. Ce suivi avait pour but de confirmer les hypothèses de calcul retenues.

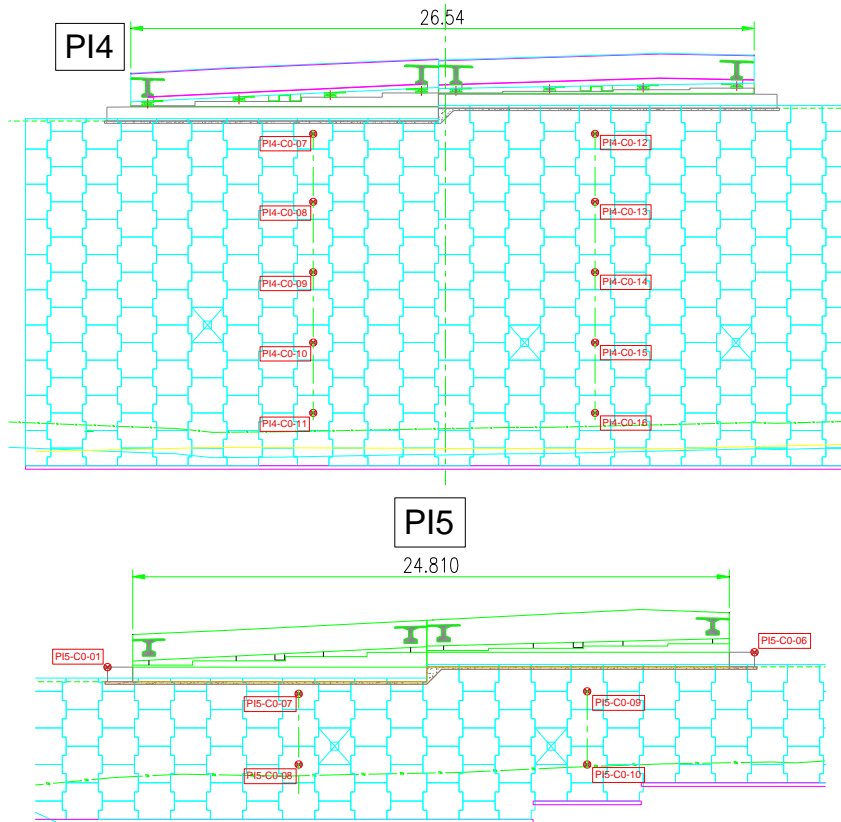


Figure 10 : PI4 & PI5 - Cellules topographiques sur les culées C0

Des cellules étaient prévues sur le chevêtre mais elles n'ont pas été installées sur le PI4 et celles installées sur le PI5 ont disparu.

Les figures 11 et 12 donnent les incréments des déplacements horizontaux et les tassements au niveau des parements depuis la fin de la mise en place des remblais sous le chevêtre.

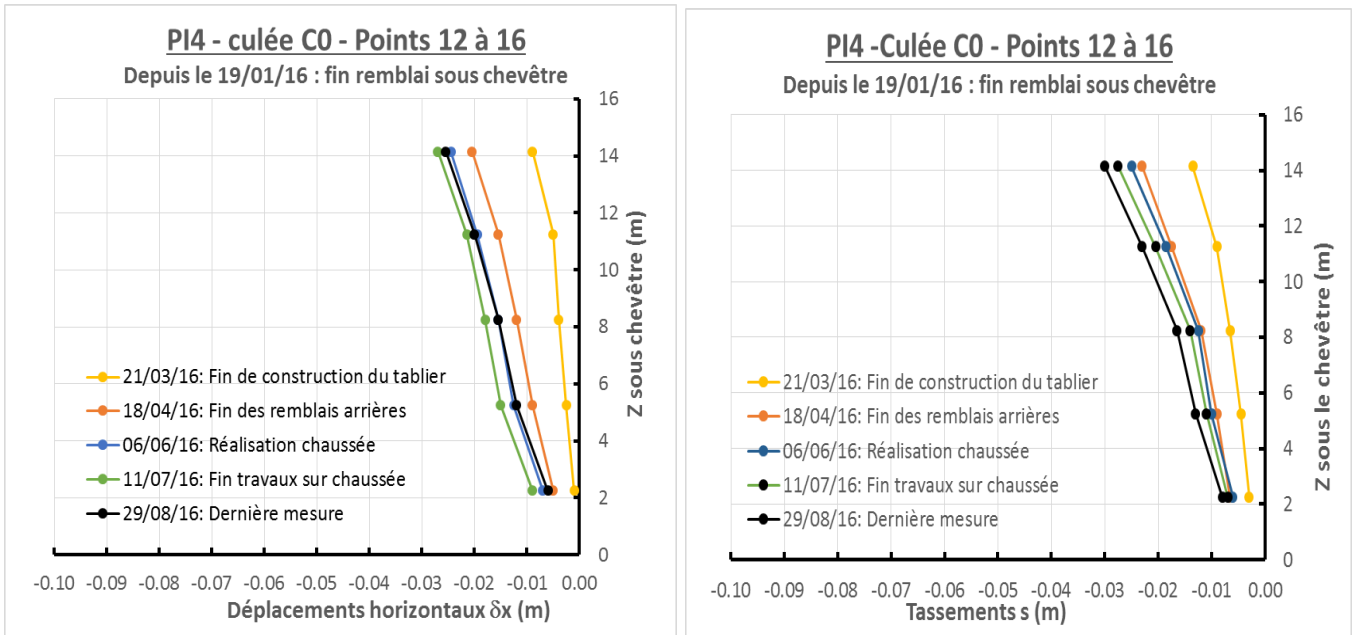


Figure 11 : PI4 - Déplacements horizontaux et tassements depuis la fin des remblais sous les chevêtres

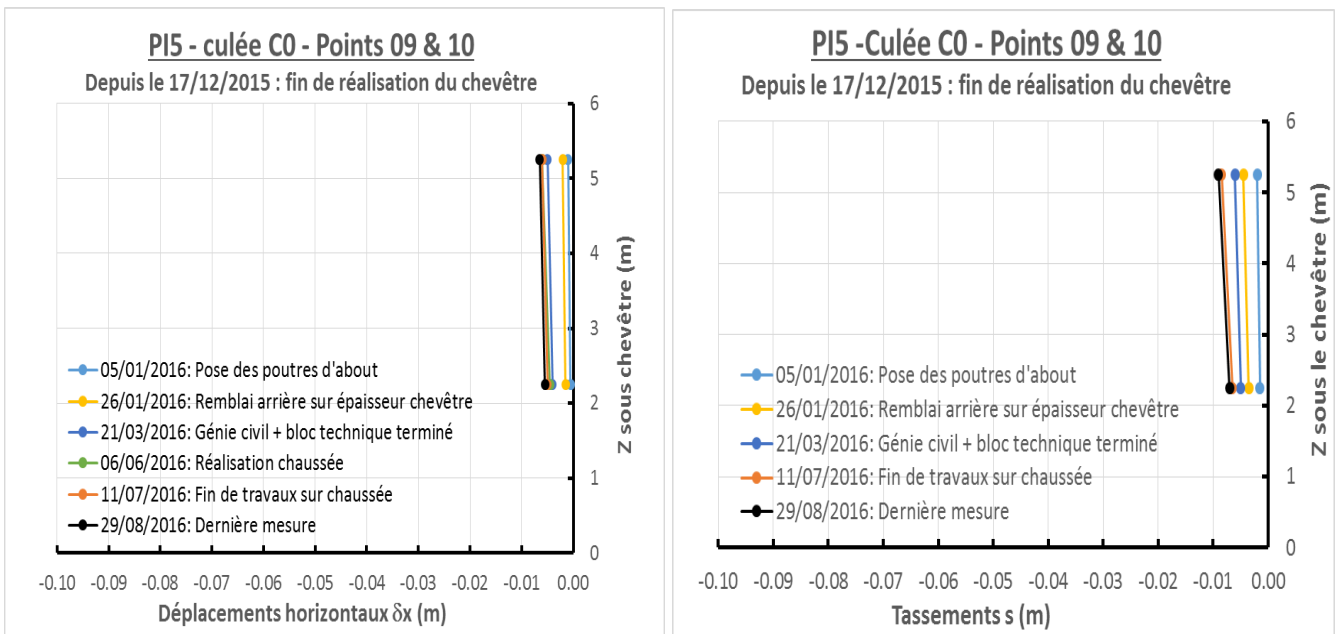


Figure 12 : PI5 - Déplacements horizontaux et tassements depuis la fin des remblais sous les chevêtres

Pour les deux ouvrages, les trois dernières mesures montrent une stabilisation des déplacements horizontaux et des tassements depuis la fin des travaux (11/07/2016).

Depuis la fin de réalisation des remblais sous les chevêtres, les tassements d'environ 5mm (extrapolation des mesures à Z=0) en pied des parements sont relativement faibles pour les deux ouvrages et ceux mesurés en partie supérieure sont de l'ordre de 3cm pour le PI4 et de 1cm pour le PI5, dénotant un tassement interne du massif en sol renforcé pour le PI4 de l'ordre de 2cm et de 0.5cm pour le PI5.

On remarquera une très nette différence des déplacements horizontaux du parement entre les deux ouvrages (environ 4 fois plus importants pour le PI4 que pour le PI5) qui est selon toute vraisemblance en relation directe avec la hauteur des ouvrages (17,4m pour le PI4 et 8,3m pour le PI5). En première approche, il apparaît que le rapport des déplacements horizontaux serait proportionnel au carré du rapport des hauteurs (figure 13).

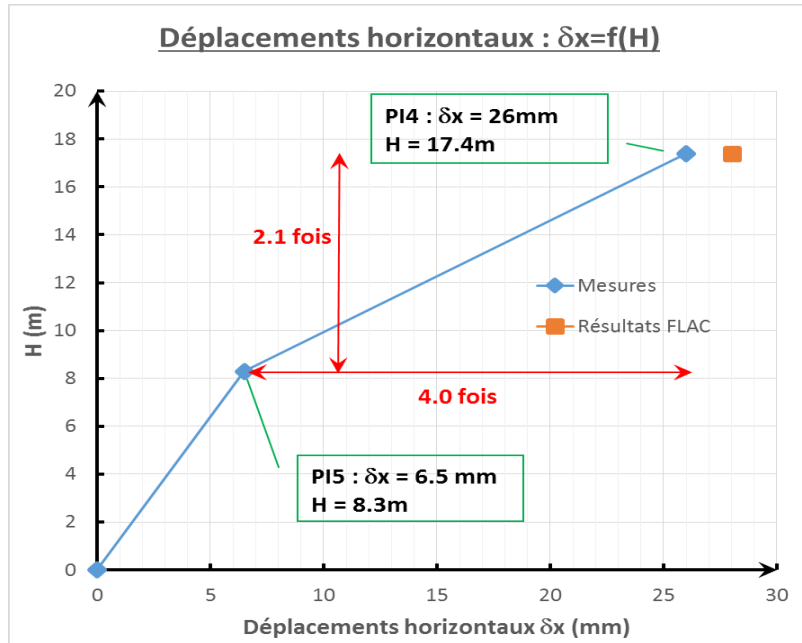


Figure 13 : Déplacements horizontaux en tête de mur depuis la fin du remblaiement sous les chevêtres et la fin des travaux de chaussée

La figure 14 compare les résultats des calculs en déformation et des mesures sur site depuis la fin de construction des remblais sous chevêtre.

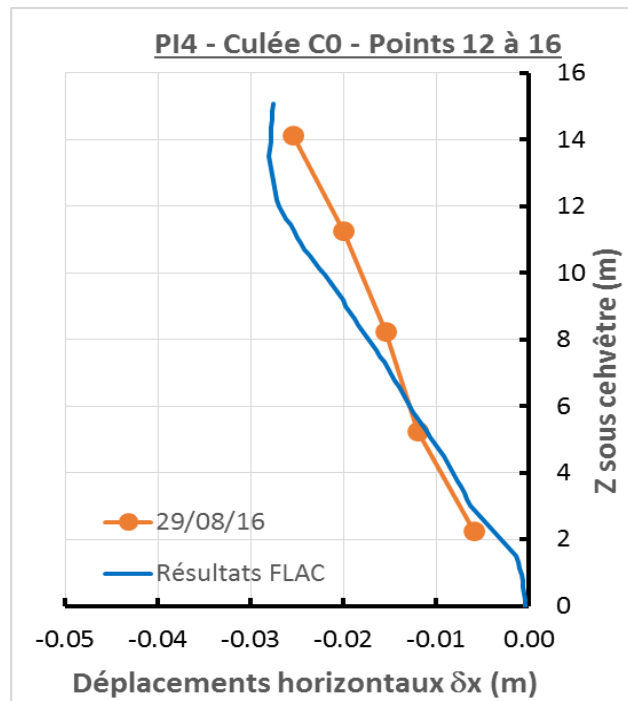


Figure 14 : PI4 - Déplacements horizontaux du parement : résultats FLAC & mesures sur site

Les différences de déformée peuvent en partie s'expliquer comme suit :

- Les écarts en pied de mur proviennent vraisemblablement de la profondeur du substratum et de l'épaisseur de la substitution qui en moyenne s'est avérée lors des travaux plus importante que celle initialement prévue,
- La différence des pentes moyennes des déplacements horizontaux en fonction de la profondeur sous le chevêtre pourrait provenir du module de cisaillement trop faible dans les calculs en déformation.

4 Synthèse

L'étude du comportement de ces ouvrages avec des armatures synthétiques met en évidence les points importants suivants :

- Le *dimensionnement doit tenir compte d'un critère en déformation* et non uniquement en effort. Pour le PI4, les armatures ont un taux de travail 4 fois plus faible que pour les ouvrages de soutènement courant (soit 4 fois plus d'armatures) pour limiter la déformation imposée au niveau des plots d'appui du tablier,
- Les *déformations dépendent très fortement de la hauteur de soutènement* sous le chevêtre. Dans notre cas, elles peuvent être considérées proportionnelles au carré de la hauteur (à H^2),
- La densité des armatures du PI4 ($H=17.4m$) a été reconduite au PI5 ($H=8.3m$). Les mesures sur site ont montré une très importante réduction des déformations horizontales pour le PI5 comparativement au PI4. Après analyse, on constate que ceci vient essentiellement des hauteurs. Sur cette base et avec un calcul en déformation spécifique, une optimisation aurait pu être envisagée au niveau du PI5,
- La contrainte verticale sous les chevêtres a été limitée. Dans notre cas, elle correspond à 70% de la limite supérieure imposée dans la norme NF P 94-270.

Il sera toutefois nécessaire de suivre ces ouvrages pour connaître l'évolution des déformations dans le temps.



Figure 15 : Photo du PI4 (à gauche) et du PI5 (à droite) terminés

5 Références bibliographiques

- AFNOR, (2009). *Calcul géotechnique – Ouvrage de soutènement – Remblai renforcés et massifs en sol cloué. NF P 94-270, Juillet 2009. La plaine Saint-Denis. Paris*
- Elias V., *Reinforced Earth Abutments, their Design and Performance*. ASCE Convention and Exposition, Chicago, Oct 16-20, 1978, Reprint 3307
- Itasca. 2011. *FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) User's Manuals*. Minneapolis: Itasca Consulting Group Inc.
- Juran I., Schlosser F., Long N.T., and Legeay G., *Full scale experiment on a Reinforced Earth Bridge Abutment in Lille*. ASCE Spring Convention and Exhibit, Pittsburgh, Pennsylvania, April 24-28, 1978
- Kuibboer C.P.M., Bastick M., Segrestin P., *Monitoring of a reinforced earth bridge abutment at Amersfoort, The Netherlands*. Symposium de Paris, ENPC, 18-19 Nov. 1993
- SETRA. *Guide technique – Appareils d'appui en élastomère fretté*. Juil. 2007