

LGV EST lot 41 : tassements calculés puis mesurés sous remblais

LGV EST section 41 : measured and calculated settlements under embankments

Boutonnier L., Hajouai F.
Egis Géotechnique, Seyssins, France

Bacar Fadhuli N., Gandille D.
Guintoli, Saint-Etienne du Grès, France,

RÉSUMÉ : Dans le cadre du projet de la LGV EST lot 41, six remblais présentant une problématique de consolidation ont été instrumentés. Les tassements et temps de consolidation mesurés sont comparés à ceux calculés dans les études d'exécution. Il apparaît que la méthodologie mise en œuvre pour les études d'exécution donne de très bons résultats en réalisant deux corrections systématiques des procès-verbaux des essais oedométriques : (i) estimation de la contrainte de préconsolidation à partir de C_u ; (ii) correction de C_v mesuré en laboratoire en le multipliant par 10.

ABSTRACT: Six embankments from the "LGV EST lot 41" project have been monitored to measure the settlements and the time of consolidation. The comparison of the calculated and measured settlements and time of consolidation give good results. The oedometric tests were corrected according to the following methodology: (i) the preconsolidation pressure of the soil is estimated from the undrained cohesion C_u ; (ii) the coefficient of consolidation C_v used in the design is ten times the C_v measured with laboratory test.

MOTS-CLÉS : tassements, remblais, coefficient B, instrumentation, pressions interstitielles, cohésion non drainée, surconsolidation

KEYWORDS: settlement, embankment, B coefficient, instrumentation, pore pressure, undrained cohesion, overconsolidation

1 INTRODUCTION

Les lignes ferroviaires à grande vitesse admettent très peu de tassements après la mise en service. Sur le réseau ferré français, les critères de dimensionnement sur les opérations de lignes nouvelles à grande vitesse en cours en 2012 (LGV EST 2ème phase, LGV SEA, LGV BPL) admettent 10 cm de tassement résiduel sur 25 ans avec une vitesse inférieure à 1 cm par an dès réception du génie civil.

L'estimation des tassements et des temps de consolidation dans les sols fins en assise de remblai dépend de nombreux paramètres : effet de la non saturation et du coefficient B de Skempton (Skempton, 1954 ; Tavenas et Leroueil, 1980 ; Boutonnier, 2009), anisotropie de perméabilité et présence de fissures dans le sol (Mitchell, 1992 ; Skempton et Northey, 1952), difficulté pour prélever des échantillons intacts et effet sur la contrainte de préconsolidation σ'_p (Bat et Blivet, 2000).

Dans le cadre de la LGV EST 2ème phase (lot 41 attribué au groupement d'entreprises piloté par Guintoli), huit remblais présentent une problématique de tassements et de temps de consolidation. Egis Géotechnique a pris un soin particulier pour évaluer la contrainte de préconsolidation de manière réaliste, en se basant sur les essais oedométriques, mais également sur des corrélations entre la cohésion non drainée et la contrainte de préconsolidation (Leroueil et al., 1985).

Néanmoins, pour les ouvrages les plus sensibles (cohésion non drainée C_u entre 5 et 30 kPa avec présence de tourbes et risque de fluage), les études ont conduit à préconiser et réaliser des purges totales des sols, les critères dimensionnants étant la stabilité au glissement et le fluage associé aux problèmes de stabilité à court terme.

Pour les six remblais sur des sols intermédiaires qui n'ont pas été purgés ($C_u = 30$ à 100 kPa), les tassements et les temps de

consolidations calculés et mesurés sont comparés dans la présente communication afin d'évaluer la méthodologie prise en compte dans les études.

2 LES ETUDES GÉOTECHNIQUE D'EXÉCUTION

2.1 Contexte géologique du lot 41

Le lot 41 se trouve en bordure Est du bassin Parisien. Les formations anciennes recoupées sont des roches sédimentaires du Trias marno-calcaires ou franchement argileuses ou marneuses (Marnes bariolées du Keuper, Grès à roseaux, Marnes irisées inférieures, Marnes bariolées de la Lettenkohle, Couches blanches et grises). La frange altérée de ces roches présente une compressibilité non négligeable. Par ailleurs, ces formations sont souvent recouvertes en fond de vallon par des sols fins alluvionnaires compressibles.

2.2 Méthodologie des études d'exécution

Dans le cadre de la LGV EST lot 41, Egis Géotechnique réalisait les études géotechniques d'exécution des ouvrages pour le compte du groupement d'entreprises piloté par Guintoli.

Au droit de chaque remblai, l'ensemble des données géotechniques disponibles ont été synthétisées et corrélées afin de définir un modèle au droit de chaque profil de calcul représentatif (voir tableau 1).

Dans un premier temps, un soin particulier a été pris pour estimer correctement la cohésion non drainée C_u dans les sols fins en corrélant les données pressiométriques, pénétrométriques et scissométriques. La cohésion S_u mesurée au

scissomètre a été corrigée (Pilot, 1972 ; Bjerrum, 1972) pour estimer C_u .

Dans un deuxième temps, les contraintes de préconsolidation mesurées à l'oedomètre ont été comparées à celles estimées d'après les corrélations présentées par Leroueil et al. (1985) et qui conduisent à retenir, de manière prudente :

$$\sigma'_p = C_u/0,35 \quad (1)$$

Ce type de relation peut aussi être retrouvé de manière théorique (Boutonnier et Virollet, 2001) en utilisant des lois de comportement élasto-plastique avec écrouissage qui prennent en compte la surconsolidation du sol dans des conditions anisotropes (correspondant aux dépôts sédimentaires naturels : Ylight, Mélanie,...).

La plupart du temps, les essais oedométriques sont apparus remaniés et / ou les contraintes de préconsolidation mesurées sous-estimées. Elles ont donc été corrigées en fonction de C_u comme illustré dans le tableau 1.

Enfin, les coefficients de consolidation verticale C_v et radiale C_r (cas de drains verticaux) ont été estimés à partir des essais de laboratoire mais en appliquant les corrections suivantes :

$$C_{v_in_situ} = 10.C_{v_labo} \quad (2)$$

C_{v_labo} : coefficient de consolidation verticale mesuré sous la charge finale du remblai en laboratoire

$C_{v_in_situ}$: coefficient de consolidation verticale estimé in-situ sous la charge finale du remblai

$$C_{r_in_situ} = C_{v_in_situ} \quad (3)$$

$C_{r_in_situ}$: coefficient de consolidation radiale estimé in-situ sous la charge finale du remblai

Ces corrections sont justifiées par les retours d'expérience observés dans les sols compressibles (Leroueil et al., 1985) et dans les marnes altérées sur les projets Egis sur la LGV EST lot 32 (Boutonnier et Guerpillon, 2005) et sur la LGV Rhin Rhône lot B3 (résultats non publiés au moment de la rédaction de cette communication). D'un point de vue plus fondamental, plusieurs pistes peuvent expliquer ces observations : fissuration du sol (Mitchell, 1992 ; Skempton et Northey, 1952), présence de passées plus perméables non détectables, même avec un pénétromètre, etc.

Pour les sols restant dans le domaine surconsolidé sous la charge finale du remblai, il a été considéré que le tassement se dissipait au fur et à mesure de la construction du remblai. Cette hypothèse est justifiée compte tenu : (i) du coefficient de consolidation C_v qui augmente avec le module oedométrique dans le domaine surconsolidé, (ii) du coefficient B de Skempton (1954) qui diminue lorsque le module oedométrique augmente dans le domaine surconsolidé, (iii) des retours d'expérience chantier qui montrent peu ou pas de montée des pressions interstitielles dans les sols surconsolidés.

3 LES TASSEMENTS ET TEMPS DE CONSOLIDATION MESURÉS

3.1 Principe des mesures effectuées

Les mesures ont été effectuées par le groupement d'entreprises pilotées par Guintoli. Les profils en travers instrumentés sont équipés au minimum de 3 tassomètres ou d'un profilomètre comme illustré sur la figure 1. Parfois, des cellules de pressions interstitielles à différentes profondeurs sont mises en œuvre.

Dans ce dernier cas, un piézomètre de référence est mis en œuvre à côté du remblai pour suivre les variations naturelles des niveaux d'eau en relation avec la nappe.

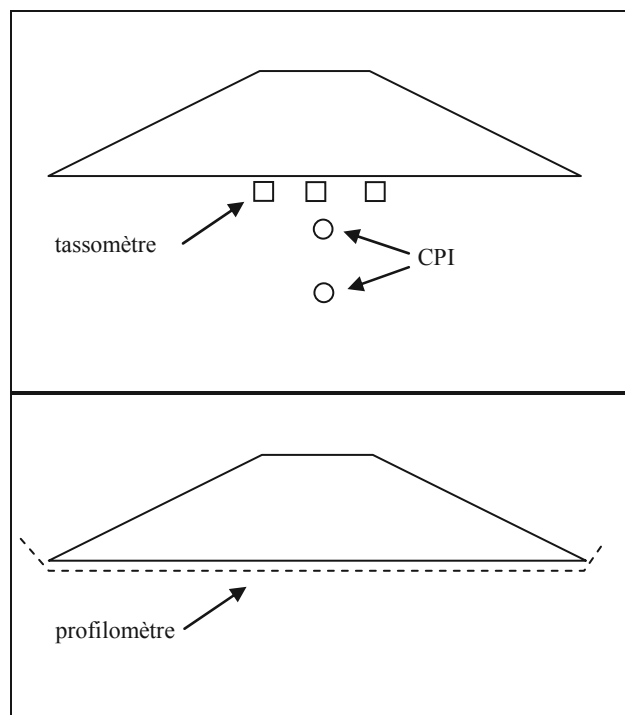


Figure 1 : principe d'instrumentation des assises de remblais pour contrôler l'amplitude des tassements, les pressions interstitielles et les temps de consolidation

3.2 Tassements et temps de consolidation mesurés

Pour chaque profil instrumenté, les tassements et temps de consolidation mesurés et calculés sont comparés dans le tableau 2.

Lorsque le profil de calcul présente une hauteur de remblai différente du profil instrumenté, le calcul a été repris avec la hauteur réelle de remblai pour faciliter la comparaison entre mesures et calculs.

Tableau 1. Synthèse des modèles géotechniques au droit de chaque profil de calcul. Les valeurs de la contrainte de préconsolidation issue des essais oedométriques et corrigée en fonction de Cu sont présentées dans le tableau

remblai	km	formation	Z (m)	e ₀	C _c	C _s	C _{ue}	Cu (kPa)	σ _p mesuré (kPa)	σ _p recalé (kPa)	C _{v, labo} (m ² /s)	C _{r, retenu} (m ² /s)
RBT 503 modèle 1	328,253	limons	0 à 2	0.76	0.17	0.019		55	71	157	3.10 ⁻⁸	3.10 ⁻⁷
		Argiles de Chanville altérée	2 à 7	0.87	0.18	0.022		100	100	286	2.10 ⁻⁸	2.10 ⁻⁷
RBT 505 secteur 1c	330,700	purge	0 à 3	pas de tassement calculé								
		grès à roseaux (altération)	3.5-6.5	0.76	0.188	0.023		55	65	157	1.10 ⁻⁸	1.10 ⁻⁷
RBT 505 secteur 2	331,520 331,780	limons argileux	0 à 1	0.71	0.156	0.012		50	102	140		4.10 ⁻⁷
		grès à roseaux (altération)	1 à 6.5	0.71	0.156	0.012		67	102	191	5,8.10 ⁻⁸	4.10 ⁻⁷
		grès à roseaux (altération)	6.5 à 12	0.81	0.208	0.013		96	81	274	3,8.10 ⁻⁸	4.10 ⁻⁷
RBT 505 secteur 3	331,880	alluvions récentes	0 à 3	0.95	0.226	0.01	0.009	30	30	86	1.3.10 ⁻⁷	4.10 ⁻⁷
		marnes irisées inf. altérées	3 à 8	0.948	0.226	0.01	0.009	72	205	205		4.10 ⁻⁷
RBT 525	340,270	purge	0 à 1.5	pas de tassement calculé								
		marnes irisées inf. altérées	1.5 à 8	0.84	0.182	0.02		63	59 (29 à 101)	180	1.3.10 ⁻⁷	1.3.10 ⁻⁶
RBT 527	341,200	limons argileux	0 à 1	0.527	0.126	0.014		80	95	229	2.7.10 ⁻⁷	2.7.10 ⁻⁶
		marnes irisées inf. altérées	1 à 6.5	0.527	0.126	0.014		80	95	229	2.7.10 ⁻⁷	2.7.10 ⁻⁶
RBT 527 - PRA 41230	341,362	purge	0 à 2	pas de tassement calculé								
		marnes irisées inf. altérées	2 à 6.5	0.527	0.125	0.014		80	95	229	2.7.10 ⁻⁷	2.7.10 ⁻⁶
RBT 546	347,600	limons argileux	0 à 2	0.739	0.186	0.047		40	90	114	2.0.10 ⁻⁸	2.0.10 ⁻⁷
		Marnes bariolées altérées	2 à 6	0.739	0.186	0.047		100		285		2.0.10 ⁻⁷
RBT 555	352,510 352,910	purge	0 à 1	pas de tassement calculé								
		couches bl. et grises alt	1 à 6	0.646	0.193	0.016		80	98	229	1.57.10 ⁻⁷	1.57.10 ⁻⁶
		couches bl. et grises alt	6 à 10	calcul tassement par méthode pressiométrique $W = \alpha \cdot \Delta\sigma \cdot h / E_m$, $\alpha = 0.5$, $E_m = 10000\text{kPa}$								
	352+680	couches bl. et grises alt	0 à 6	0.646	0.193	0.016		80	98	229	1.57.10 ⁻⁷	1.57.10 ⁻⁶
		couches bl. et grises alt	6 à 10	calcul tassement par méthode pressiométrique $W = \alpha \cdot \Delta\sigma \cdot h / E_m$, $\alpha = 0.5$, $E_m = 10000\text{kPa}$								
	353+460	limons	0 à 1.3	pas de tassement calculé								
		couches bl. et grises alt	1.3 à 5	0.5	0.116	0.009		65	79	185	1.57.10 ⁻⁷	1.57.10 ⁻⁶
couches bl. et grises alt.	5 à 12	0.5	0.116	0.009		82		235	1.57.10 ⁻⁷	1.57.10 ⁻⁶		

Tableau 2. Synthèse des modèles géotechniques au droit de chaque profil de calcul. Les valeurs de la contrainte de préconsolidation issue des essais oedométriques et corrigée en fonction de Cu sont présentées dans le tableau

remblai	km	Hremblai (m)	tassements mesurés (cm)	tassements calculés avec correction σ _p (cm)	tassement calculés sans correction σ _p (cm)	(durée consolidation prévue) / (durée consolidation mesurée)	dispositions constructives
RBT 503- modèle 1	328,265	8.0	10	7	28	3.0	drains 1.5 x 1.5m
RBT 505 secteur 1c	330,710	8.0	9	6	17	3.0	drains 1.2 x 1.2m
RBT 505 secteur 2	331,036	7.5	6	6	43	1.0	drains 2.5 x 2.5m
	331,828	10.5	10	10	46		drains 1.2 x 1.2m + purge 3m
RBT 505 secteur 2 PRA	331,540	9.0	4	9	27	instantané	drains 2.5 x 2.5m
RBT 505 secteur 3	331,900	10.5	22	23	38	montée trop lente	drains 1.2 x 1.2m
RBT 525	340,240	8.5	7	9	37	1.5	drains 2.5 x 2.5 m + purge 1,5m
	340,300	8.0	4	8	35	2.0	drains 1.5 x 1.5m + purge 1,5 m
RBT 527	341,200	7.5	6	5	19	0.60	drains 2.5 x 2.5m + purge 0.7m
RBT 527-PRA 41230	341,285 (C0)	10.0	5	7	19	pas comparable	drains 2.5 x 2.5m + purge 2m
	341,340 (C3)	10.5	11	8	20	2.60	drains 2.5 x 2.5m + purge 2m
RBT 546	347,610	4.8	5	4		pas comparable	drains 2.5 x 2.5m + purge 3m
RBT 555	352,418	11.0	7	11	31	pas comparable	drains 1.5 x 1.5m + purge 1m
	352,520	20.0	24	28	48	pas comparable	drains 1.5 x 1.5m + purge 1m
	352,885	9.0	3	7	25	instantané	drains 1.5 x 1.5m
	352,932	9.0	4	7	25	instantané	drains 1.5 x 1.5m
	353,447	12.0	22	16		1.00	drains 1.5 x 1.5m + purge 1m

4 ANALYSE DES RÉSULTATS

Les amplitudes des tassements mesurés et calculés sont très bien corrélées comme illustré sur la figure 2. Si la contrainte de préconsolidation des essais oedométriques avait été prise en compte sans la correction de l'équation (1), l'amplitude des tassements aurait été surestimée de 100 à 500%. Ce résultat valide la méthodologie de détermination de la contrainte préconsolidation σ'_p .

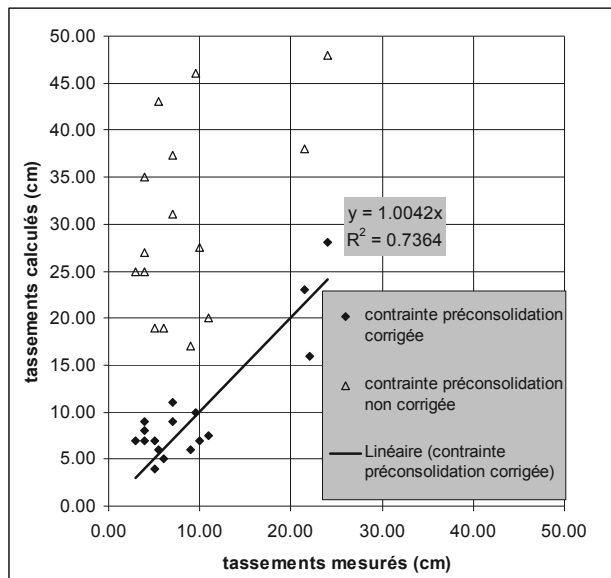


Figure 2 : comparaison des tassements mesurés et calculés. Chaque point correspond à un profil instrumenté différent. La contrainte de préconsolidation corrigée $\sigma'_p = Cu/0,35$ permet d'obtenir une estimation réaliste des tassements

Les paliers de stabilisation des tassements sont en général nets et aucune évolution n'est observée sur la période de quelques semaines à quelques mois qui suit la fin de la construction des remblais. En ce qui concerne la consolidation, les paramètres $C_{v_in_situ}$ et $C_{r_in_situ}$ retenus dans les études d'exécution permettent d'estimer de façon suffisamment sécuritaire les temps de consolidation. Néanmoins, la construction de beaucoup de remblai a été lente et / ou par étapes ce qui fausse un peu l'analyse par rapport aux hypothèses d'une construction « instantanée » des études d'exécution.

Par ailleurs, pour les phases de montée rapide des remblais, les montées de pression interstitielles sont très faibles et le tassement « instantané » est important.

5 CONCLUSION

La démarche de comparaison des tassements mesurés et calculés valide, sur ce chantier, la méthode de correction de la contrainte de préconsolidation in situ σ'_p en fonction de la cohésion non drainée C_u . Dans la détermination de σ'_p , les incertitudes liées à l'utilisation de corrélations semblent plus faibles que celles introduites par le remaniement des échantillons dans les opérations de prélèvement.

L'aspect cinétique de la consolidation reste à analyser plus en détail pour déterminer la part de déformation non drainée (effet du coefficient B de Skempton) et drainée.

Le modèle développé par Boutonnier (2007, 2009) permet de modéliser ces phénomènes en calculant le coefficient B de Skempton à partir d'hypothèses sur la non saturation parfaite des sols, même sous la nappe. Cette analyse sera effectuée et

présentée dans une publication ultérieure. Elle permettra aussi de faire un recalage de $C_{r_in_situ}$, l'utilisation de la méthode d'Asaoka (1978) étant délicate pour les cas de montée lente des remblais.

6 REFERENCES

Asaoka A., 1978. Observational procedure of settlement prediction. *Soils and foundations*, vol. 18 (4), 87-101.

Bat. A., Blivet JC (2000). Incidence de la procédure de prélèvement des sols fins sur les caractéristiques géotechniques mesurées en laboratoire. *Revue Française de Géotechnique*, n°91, 3-12.

Bjerrum L. (1972). Embankments on soft ground. *Proc. ASCE Specialty Conference on Earth and Earth-supported Structures*, Purdue University, vol. II, 1-54.

Boutonnier, L. (2007). Comportement hydromécanique des sols fins proches de la saturation. Cas des ouvrages en terre : coefficient B, déformations instantanées et différées, retrait / gonflement. Thèse INPG Grenoble soutenue le 23 octobre 2007. <http://geotec-luc.blogspot.com/>

Boutonnier L. (2009). Prise en compte de la non saturation dans l'interprétation de l'essai oedométrique. *Proceedings XVIIIème congrès international de Mécanique des Sols et de la Géotechnique*, Alexandrie, 5-9 octobre 2009

Boutonnier L., Guerpillon Y. (2005). Reconnaissances géotechniques et critères en déformation dans la conception des ouvrages en terre des lignes ferroviaires à grande vitesse. *Géoline 2005*, Lyon, 23-25 mai 2005. Editeurs M. Arnould et P. Ledru, BRGM, Orléans, 1 volume, 298 pages.

Boutonnier L., Violette M. (2001) – Nouvelles tables de poussée et de butée dans les sols surconsolidés. *Comptes rendus du XVème congrès international de Mécanique des Sols et de la Géotechnique*, Istanbul, Balkema, p. 1095-1098.

Leroueil S., Magnan J.P., Tavenas F. (1985). *Remblais sur argiles molles*. Technique et documentation Lavoisier.

Mitchell J.K. (1992). *Fundamentals of soil behaviour*. Second Edition. John Wiley & Sons.

Pilot G. (1972). Rupture d'un remblai sur sols compressibles. *Bulletin de liaison des L.P.C n°61*, 1972.

Skempton A.W., Northey R.D. (1952). The sensitivity of clays. *Geotechnique*, vol. 3, n°1, 30-53.

Skempton, A.W. (1954). The pore-pressure coefficients A and B. *Geotechnique*, vol. 4, p. 143-147

Tavenas F., Leroueil S. (1980). The behaviour of embankments on clay foundations. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 17 (2), 236-260.