DIRIEA IF - DIRIF

Desserte du Port de Bonneuil-sur-Marne par la RN 406

BONNEUIL-SUR-MARNE (94)

Etude géotechnique de conception phase projet (G2PRO)

Dossier LGEN.N.344
Pièce n°2
13/06/2025

Division Ingénierie Géotechnique

Agence de Nanterre • 41 Rue des 3 Fontanot

GINGER CEBTP

Objet : Le présent rapport (pièce n°2) traite d'une deuxième partie de la mission G2PRO réalisée dans le cadre de la création de la voie desserte du Port de Bonneuil-sur-Marne. **Elle est exclusivement consacrée à la réalisation des calculs des ouvrages en terre à réaliser : préchargement remblais sur sols compressibles (stabilité et tassement) avec mise en place du drainage vertical, et des inclusions rigides aux rives des ouvrages d'art.**

Ce document est accompagné par :

- La pièce n°1 est consacrée au contexte de l'étude, aux investigations réalisées et leurs analyses et la synthèse géotechnique retenue au droit du linéaire par ouvrage,
- La pièce n°3 porte sur les fondations profondes des ouvrages d'art, les fondations de la trémie, et les soutènements.

DIRIEA IF - DIRIF

DESSERTE DU PORT DE BONNEUIL-SUR-MARNE PAR LA RN 406

BONNEUIL-SUR-MARNE (94)

RAPPORT –Etude géotechnique de conception phase projet (G2PRO)

Dossier : LGEN.N.344				Contrat : LGEN.N.0017		
Indice	Date	Rédacteur	Vérificateur	Approbateur	Contenu	Observations
1	13/06/2025	Martin CORRE	Laurent RIVAGE	Eric TADBIR	62 pages + 3 Annexes	-

A compter du paiement intégral de la mission, le client devient libre d'utiliser le rapport et de le diffuser à condition de respecter et de faire respecter les limites d'utilisation des résultats qui y figurent et notamment les conditions de validité et d'application du rapport.

Sommaire

1. Rappel-Etude projet – pièce n°2 5
1.1. Solutions étudiées pièce n°2 5
1.2. Rappel - Maquette hydrogéologique 5
2. Terrassement 6
2.1. Rappel des terrassements envisagés 6
2.2. Préparation du site 7
2.2.1. Mise à nu du terrain 7
2.2.2. Terrassabilité 7
2.2.3. Traficabilité en phase chantier 7
2.2.4. Drainage en phase chantier et définitive 8
2.3. Réemploi de matériaux de déblais 9
2.4. Réalisation des remblais 13
2.4.1. Description des remblais 13
2.4.2. Conditions de mise en œuvre des remblais 14
2.4.3. Sondages complémentaires, mission G3, instrumentation, méthode observationnelle et contrôles 15
2.4.4. Pentes de talus 18
2.4.5. Poinçonnement des sols support 18
2.4.6. Tassements sous remblais 19
2.5. Réalisation des déblais 19
2.5.1. Identification des horizons déblayés 19
2.5.2. Condition d'extraction 19
3. Etude préchargement 20
3.1. Principe générale 20
3.2. Etude projet 20
3.3. Critères et objectifs 22
3.1. Drains verticaux 22
3.2. Méthodologie de calcul 22
3.2.1. Portance du sol support 22
3.2.2. Consolidation 22
3.2.3. Tassement 23
3.3. Durée de préchargement – temps de consolidation 24
3.4. Rappel modèle 26
3.5. Résultats tassements 27
3.6. Limites de préchargement par zone 27
3.6.1. Limite préchargement / sans préchargement 27
3.6.2. Limite de préchargement en 1 phase / 2 phases 29
3.6.3. Synthèse 29

4. Etude Stabilité du site 30
4.1. Préambule 30
4.2. Rappel modèle géotechnique 30
4.3. Surcharge ELU 31
4.4. Niveaux d'eau 31
4.5. Résultats 32
5. Etude des inclusions rigides (rives des OA) 34
5.1. Préambule 34
5.2. Rappel – modèle géotechnique 34
5.3. Modèle plaxis 35
5.3.1. Paramètres inclusions rigides 35
5.3.2. Surcharges 36
5.3.3. Calage du modèle 36
5.4. Coupes étudiées 37
5.5. Phasage OA RD10 38
5.6. Phasage OA du Port 41
5.7. Résultats OA RD10 43
5.7.1. Coupe transversale 43
5.7.2. Coupe longitudinale 47
5.8. Résultats OA du Port 50
5.8.1. Coupe transversale 50
5.8.2. Coupe longitudinale 54
5.9. Vérification Inclusions rigides 57
5.9.1. Vérification portance 57
5.9.2. Vérification du béton 57
5.10. Vérification matelas de répartition 59
5.11. Dispositions constructives 60
5.11.1. Matelas de répartition 60
5.11.2. Mise en œuvre des inclusions 60
6. Cadre contractuel de la mission 62
6.1. Cadre de la mission 62
6.2. Limites et responsabilités 62

ANNEXES

ANNEXE 1 – NOTES GENERALES SUR LES MISSIONS GEOTECHNIQUES
ANNEXE 2 – VERIFICATION STABILITE DU SITE – SORTIE TALREN
ANNEXE 3 – VERIFICATION PORTANCE IR – SORTIE FOXTA

1. Rappel–Etude projet – pièce n°2

1.1. Solutions étudiées pièce n°2

Dans le présent rapport, les ouvrages étudiées sont les suivants :

- Terrassement du site : étude des déblais/remblais sur le linéaire, réutilisation des matériaux du site ;
- Stabilité des remblais définitif et provisoire ;
- Préchargement avec drains verticaux au niveau des accès des ouvrages d'art (hauteur jusqu'à 10 m de hauteur) ;
- Amélioration de sol avec mis en place d'inclusions rigides au niveau des rives des 2 ouvrages d'art.

1.2. Rappel - Maquette hydrogéologique

L'étude du contexte hydrogéologique ne fait pas partie de la présente mission et doit faire l'objet d'une étude hydrogéologique spécifique complémentaire (cf. annexe A1 de la norme NF P 94- 500).
En amont de cette étude, nous proposons de retenir, les niveaux caractéristiques suivants pour la conception des ouvrages du projet :

Niveaux caractéristiques	Trémie – Giratoire sud	OA RD10 – OA Port
EB	+34.5 m NGF	+34.0 m NGF
EC	+35.0 m NGF	+34.5 m NGF
EH	+35.5 m NGF	+35.0 m NGF
EE (crue centennale PPRi)	+ 36.4 m NGF	+ 36.4 m NGF

2. Terrassement

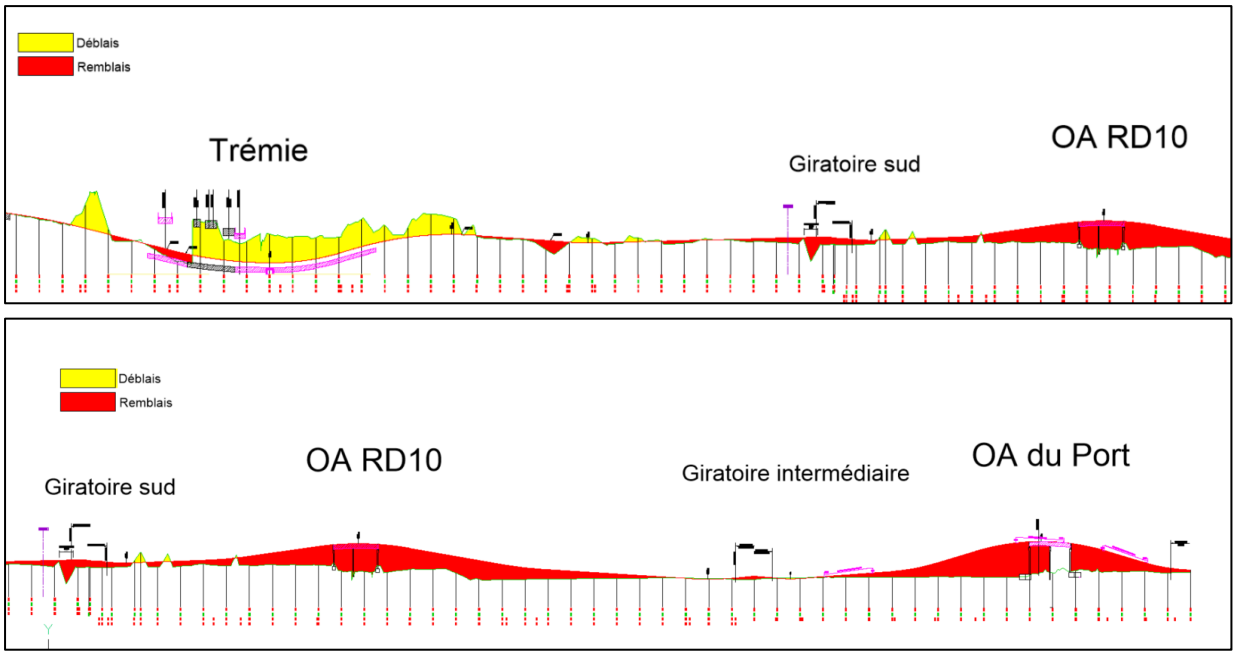
Nota : les indications données dans les chapitres suivants, qui sont fournies en estimant des conditions normales d'exécution pendant les travaux, seront forcément adaptées aux conditions réelles rencontrées (intempéries, niveau de nappe, matériels utilisés, provenance et qualité des matériaux, phasages, plannings et précautions particulières).

Nous rappelons que les conditions d'exécution sont absolument prépondérantes pour obtenir le résultat attendu et qu'elles ne peuvent être définies précisément à l'heure actuelle. A défaut, seules des orientations seront retenues.

2.1. Rappel des terrassements envisagés

En raison de la topographie du terrain et du linéaire du route, le projet nécessitera la réalisation d'une plateforme en profil mixte, avec des déblais d'environ 6-0 7.6 m de hauteur au plus défavorable et des remblais jusqu'à 7.6 m d'épaisseur par rapport au terrain actuel (les phases de préchargement prévoient des hauteurs de 10 m maximale, voir chapitre suivant).

On trouve le profil suivant, avec un terrassement en profil mixte :



Visualisation déblais et remblais sur le linéaire

2.2. Préparation du site

2.2.1. Mise à nu du terrain

La réalisation du projet implique un important mouvement de terre en déblais et en remblais sur le long du linéaire. Il implique l'évacuation de la terre végétale mais aussi l'évacuation de tout vestige enterré notamment dans les remblais (souches d'arbres, déchets inertes, réseaux, ect.) au droit des futures ouvrages. Une attention particulière sera apportée au comblement des fosses ainsi créées.

Les matériaux, ainsi que les procédures de mise en œuvre et de contrôle devront répondre aux recommandations des normes et guides en vigueur.

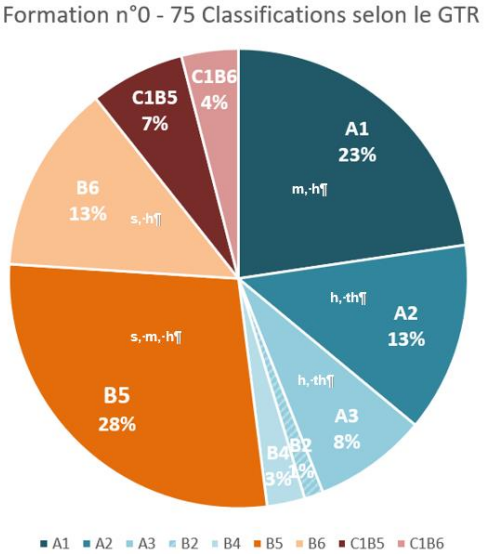
Dans tous les cas, les fondations projetées devront être descendues sous le niveau des fosses ainsi créées afin d'être ancrées dans les sols en place et non remaniés.

2.2.2. Terrassabilité

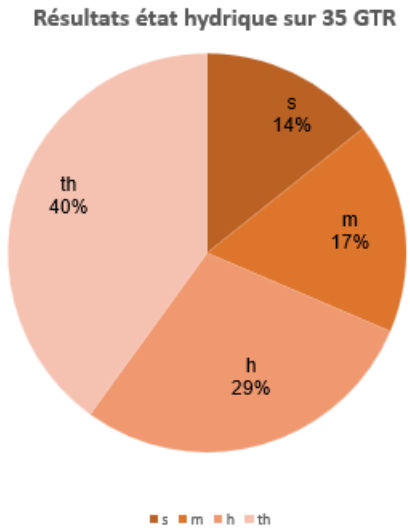
Au vu des caractéristiques géomécaniques des formations présentes sur site (majoritairement des remblais graveleux à argileux), la réalisation des déblais ne présentera a priori pas de difficulté particulière d'extraction. Les terrassements pourront donc se faire à l'aide d'engins classiques de moyenne puissance. Le volume important à déplacer demandera des engins avec une grande capacité volumétrique.

2.2.3. Traficabilité en phase chantier

Les terrains de surface sont constitués de remblais et d'alluvions modernes de classes GTR majoritairement A_1, A_2 pour les sols fins et B_5, B_6 pour les sols sableux. Pour rappel, dans les remblais on retrouve la répartition suivante avec 77% suivant les 4 classes définies (voir pièce n°1 pour les détails) :



L'analyse des essais proctor avec notamment les paramètres IPI et w_{OPN} a permis de déterminer l'état hydrique des échantillons prélevés sur les GTR, on trouve la répartition suivant sur dans les remblais et alluvions modernes :



Analyse état hydrique sur les remblais et les alluvions modernes

L'état hydrique des sols (remblais et alluvions modernes) est assez hétérogène sur l'ensemble du site, on considère principalement un état hydrique humide à très humide (69 %) au moment des investigations. Ces sols sont particulièrement sensibles à l'eau.

En fonction des conditions rencontrées au moment des travaux, cet état hydrique est susceptible de varier sensiblement ; les conditions d'utilisation de ces matériaux peuvent, par conséquent, évoluer fortement.

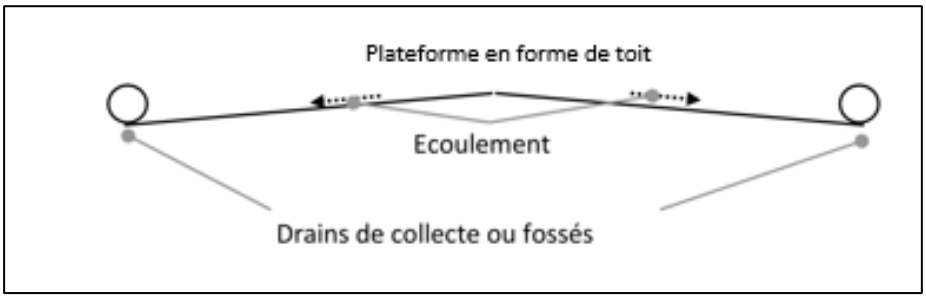
Par conséquent, les travaux devront être réalisés dans des conditions météorologiques favorables sinon le chantier pourrait rapidement devenir impraticable et nécessiterait la réalisation de travaux préparatoires pouvant être les suivants :

- cloutage (incorporation par compactage et jusqu'à refus d'éléments 100/300 mm ou équivalents) sur une épaisseur minimale de 30 cm puis mise en place d'un géotextile,
- mise en place d'un géotextile si la plate-forme n'est pas praticable, et d'une sous-couche de 30 cm minimum en matériaux d'apports granulaires compactés et insensibles à l'eau.

2.2.4. Drainage en phase chantier et définitive

A la suite des observations faites au cours de la campagne d'investigations, le terrain pourrait éventuellement présenter des venues d'eau. Ces venues d'eau peuvent apparaître aléatoirement en cours de terrassement. En effet lors d'épisodes pluvieux, du fait de la faible perméabilité des faciès limoneux/argileux de surface, on doit s'attendre à ce que les eaux de pluie et de ruissellement s'accumulent dans les creux du chantier ou les fouilles de terrassement (effet cuvette).

La plateforme de travail sera aménagée en forme de toit et reliée à des tranchées périphériques afin de collecter et évacuer le trop plein d'eau vers un exutoire adapté (cf. figure ci-dessous).



Il faudra donc procéder à un drainage dès le démarrage du chantier (rigoles, épis, épuisement périphérique, etc…). Ce drainage est à concevoir pour la phase définitive également.
La mise en œuvre de piste de travail en matériaux granulaires insensibles à l'eau pourra par ailleurs s'avérer nécessaire en cas d'intempéries prolongées ou de forte intensité.

Les dispositions spécifiques prévisibles seront adaptées au cas par cas pour assurer la mise au sec de la plateforme de travail à tout moment.

Toute zone décomprimée fera l'objet d'un traitement spécifique si elle doit recevoir un élément de l'ouvrage à porter (purge, compactage).

2.3. Réemploi de matériaux de déblais

Comme annoncé précédemment la plupart des matériaux en déblais seront de classe GTR type A1, A2, B5 et B6 dans les remblais et dans les alluvions modernes. Les états hydriques observés sont principalement en état humides à très humides, nous ferons notre analyse de réutilisation selon ce critère, sachant qu'on privilégiera une réutilisation en période favorable.
Le manuel GTR préconise les conditions suivantes pour la réutilisation en remblais des sols observés :

A_1 (états th, h, m)

Sol	Observations générales	Situation météorologique		Conditions d'utilisation en remblai	Code E G W T R C H
A_1th	**Sols normalement inutilisables en l'état** La réduction de teneur en eau par une mise en dépôt provisoire ou drainage préalable (plusieurs mois) peut être envisageable après étude spécifique et permettrait de les ramener en A_1h				NON
A_1h	Ces sols sont difficiles à mettre en œuvre en raison de leur portance faible Ils sont sujets au matelassage Le matelassage est à éviter au niveau de l'arase-terrassement	+	pluie faible	Situation ne permettant pas la mise en remblai avec des garanties de qualité suffisantes	NON
		=	ni pluie, ni évaporation importante	**Solution 1 : traitement** T : traitement avec un réactif adapté C : compactage moyen	0 0 0 1 0 2 0
		–	évaporation importante	**Solution 1 : utilisation en l'état** C : compactage faible H : remblai de hauteur faible (≤ 5m)	0 0 0 0 0 3 1
				Solution 2 : aération E : extraction en couches minces W : réduction de la teneur en eau par aération R : couches minces C : compactage moyen H : remblai de hauteur moyenne (≤ 10m)	1 0 1 0 1 2 2
				Solution 3 : traitement T : traitement avec un réactif adapté C : compactage moyen	0 0 0 1 0 2 0

A_1 (états s et ts), A_2 (états th et h)

Sol	Observations générales	Situation météorologique		Conditions d'utilisation en remblai	Code E G W T R C H
A_2th	**Sols normalement inutilisables en l'état**				NON
A_2h	Ces sols sont difficiles à mettre en œuvre en raison de leur portance faible. La mise en dépôt provisoire et le drainage préalable ne sont habituellement pas des solutions envisageables dans le climat français moyen. Le matelassage est à éviter au niveau de l'arase-terrassement.	+	pluie faible	Situation ne permettant pas la mise en remblai avec des garanties de qualité suffisantes	NON
		=	ni pluie, ni évaporation importante	**Solution 1 : traitement** T : traitement à la chaux C : compactage faible	0 0 0 2 0 2 0
				Solution 2 : utilisation en l'état C : compactage faible H : remblai de faible hauteur (≤ 5 m)	0 0 0 0 0 3 1
		–	évaporation importante	**Solution 1 : aération** E : extraction en couches W : réduction de la teneur en eau par aération R : couches minces C : compactage moyen H : remblai de hauteur moyenne (≤ 10 m)	1 0 1 0 1 2 2
				Solution 2 : traitement T : traitement à la chaux C : compactage moyen	0 0 0 2 0 2 0

B_5 (états th et h)

Sol	Observations générales	Situation météorologique		Conditions d'utilisation en remblai	Code E G W T R C H
B_5th	**Sols normalement inutilisables en l'état** Ces sols sont très difficiles à mettre en œuvre, en raison de leur portance quasi-nulle. La réduction de teneur en eau par mise en dépôt provisoire, ou drainage préalable (plusieurs mois) peut être envisageable				NON
B_5h	Ces sols sont difficiles à mettre en œuvre en raison de leur portance faible. Ils sont sujets au matelassage ce qui est à éviter au niveau de l'arase de terrassement	+	pluie faible	Situation ne permettant pas la mise en remblai, avec des garanties de qualité suffisantes	NON
		=	ni pluie, ni évaporation importante	**Solution 1 : traitement** T : traitement avec un réactif adapté C : compactage moyen	0 0 0 1 0 2 0
				Solution 2 : utilisation en l'état C : compactage faible H : remblai de hauteur faible	0 0 0 0 0 3 1
		–	évaporation importante	**Solution 1 : extraction en couche - aération** E : extraction en couche W : réduction de la teneur en eau par aération R : couches minces C : compactage moyen	1 0 1 0 1 2 2
				Solution 2 : aération et traitement W : réduction de la teneur en eau par aération T : traitement avec un réactif adapté C : compactage moyen	0 0 1 1 0 2 0

B_6 (états th, h et m)

Sol	Observations générales	Situation météorologique		Conditions d'utilisation en remblai	Code E G W T R C H
B_6th	**Ces sols sont normalement inutilisables dans l'état** en raison de leur portance quasi nulle. Le drainage ou la mise en dépôt provisoire peut permettre de les ramener à l'état (h)				NON
B_6h	Ces sols sont très difficiles à mettre en œuvre en raison de leur portance faible. La fraction grenue n'est pas suffisante pour modifier sensiblement le comportement de la fraction argileuse. Ils sont sujets au 'matelassage', ce qui est à éviter au niveau des arases de terrassement	+	pluie faible	Situation ne permettant pas la mise en remblai, avec des garanties de qualité suffisantes	NON
		=	ni pluie, ni évaporation importante	**Solution 1 : traitement** T : traitement à la chaux seule C : compactage moyen	0 0 0 2 0 2 0
				Solution 2 : utilisation en l'état C : compactage faible H : remblai de hauteur faible (≤ 5 m)	0 0 0 0 0 3 1
		–	évaporation importante	**Solution 1 : extraction en couche - aération** E : extraction en couche W : réduction de la teneur en eau par aération R : couches minces C : compactage moyen H : remblai de hauteur moyenne (≤10 m)	1 0 1 0 1 2 2
				Solution 2 : traitement T : traitement à la chaux seule C : compactage moyen	0 0 0 2 0 2 0

Extrait du tableau des conditions d'utilisation des matériaux en remblais du GTR

Les matériaux peuvent être réemployés en remblais techniques à conditions qu'ils ne soient pas **en état hydrique très humide**. **Les matériaux dans un état hydrique moyen et humide** pourront être réutilisés dans les zones nécessitant un fort apport de matériaux avant d'atteindre la cote de la partie supérieure des terrassements (PST). Ces remblais techniques devront être montés par temps sec et par couche successive d'épaisseur adaptée aux moyens de compactage (type de compacteur, vitesse de compactage, nombre de passes …).

Deux solutions peuvent être envisagées pour le réemploi en remblais techniques en condition météorologique favorable :

- Soit les matériaux sont réutilisés en l'état à condition de les mettre en place sous de faible hauteur de remblai avec un compactage régulier (<5m) – solution 1 ;
- Soit les matériaux sont traités à la chaux avec un compactage moyen et régulier – **solution 2.**

Nous recommandons **la solution 2 pour le remblaiement**, afin de faire diminuer la teneur en eau le plus possible dans ces matériaux particulièrement humides.

Suite à l'analyse des essais en teneur en organique, on observe des teneurs autour de 1 à 6 % en MO dans la formation d'alluvions modernes. A noter qu'un essai présente une teneur organique s'élevant à 18 %, il caractérise le passage tourbeux dans cette formation. Le GTR nous informe le tableau suivant :

% Matières organiques (selon XP P94-047)	Classification	Sols	Utilisation en ouvrage en terre	Utilisation en couche de forme
< 2 %	Classification sols ou roches	Non organiques	Oui	Oui
de 2 à 6 %	O1	A faible teneur en matières organiques	Oui (uniquement en remblai courant, moins de 10 m de hauteur)	Oui avec étude particulière à partir de 3 %
de 6 à 20 %	O2	A teneur en matières organiques modérée	A privilégier pour les surfaces à enherber, en merlons paysagers ou phoniques	Non
> 20 %	O3	Tourbe	Non	Non

Suite à ces observations, on apportera une grande importance aux sols qu'on souhaite réutiliser, **les passages tourbeux ne seront pas réutilisables et devront être évacuer.** Des analyses complémentaires en teneur organique pourront être réalisés en G3 afin d'évaluer avec la précision la possibilité de réutilisation des déblais.

Des analyses d'aptitude au traitement des matériaux du site ont été réalisés, pour rappel les résultats sont les suivants :

Description détaillée	Réf couche	Description détaillée	Profondeur de l'essai (m/TN)	*Profondeur de l'essai (NGF)*	Dosage traitement	$w_{matéri\ au\ traité}$ (%)	γapparente/humide (kN-m^3)	Gv (%)	Rt (MPa)	Aptitude au traitement
PM1001	R	Sable argileux marron verdâtre	1-2.7	37.7	1.5%CaO +7% CEM III C32,5R	18.9	19.1	0.91	0.23	Adapté
PM1002	Am	Limon marron	3-4	34.7	1.5%CaO +7% CEM III C32,5R	48.3	15.6	4.34	0.04	Inadapté
PM1003	R	Remblais argilo-sableux marron beige	3-5	35.8	1%CaO +7% CEM III C32,5R	12.8	19.7	0.59	0.27	Adapté
PM1004	R	Remblai gravelo-sableux marron	1.8-5	37.0	1%CaO +7% CEM III C32,5R	12.4	19.9	1.31	0.35	Adapté
PM1005	R	Remblais sablo-graveleux marron	0-3.5	38.6	1%CaO +7% CEM III C32,5R	10.1	20.4	0.94	0.25	Adapté
PM1006	R	Remblais sablo-graveleux à matrice argileuse marron grisâtre	0-2	37.7	1%CaO +7% CEM III C32,5R	13.4	18	0.69	0.22	Adapté
PM1007	R	Remblais sablo-graveleux marron	0-2.5	36.3	1.5%CaO +7% CEM III C32,5R	7.9	20.7	1.6	0.28	Adapté
PM1008	Aa	Sable argileux marron beige avec quelques cailloutis calcaires	3.5-4	32.4	1.5%CaO +7% CEM III C32,5R	14	20.3	1.96	0.23	Adapté

Description détaillée	Réf couche	Description détaillée	Profondeur de l'essai (m/TN)	*Profondeur de l'essai (NGF)*	Dosage traitement	$w_{matériau\ traité}$ (%)	γapparente/humide (kN-m^3)	Gv (%)	Rt (MPa)	Aptitude au traitement
PM1009	R	Sable graveleux légèrement argileux marron beige	0-1.7	36.4	1.5%CaO +7% CEM III C32,5R	16.6	19.2	2.53	0.31	Adapté
PM1010	R	Remblais graveleux beige	1.2-1.8	35.57	1%CaO +7% CEM III C32,5R	12.5	19.6	3.52	0.57	Adapté
PM1011	R	Remblais argilo-sableux beige légèrement graveleux	0-2	37.5	2%CaO +7% CEM III C32,5R	19.4	18.9	4.63	0.29	Adapté
PM1012	R	Remblais sablo-marneux graveleux marron beige	0-3	36.6	1%CaO +7% CEM III C32,5R	11.9	19.6	1.26	0.37	Adapté
PM1013	R	Remblais sablo-graveleux argileux marron beige	0-3	39.1	1.5%CaO +7% CEM III C32,5R	14.3	20.1	0.97	0.39	Adapté
PM1014	R	Remblais sablo-graveleux argileux marron beige	0-3.5	37.2	1.5%CaO +7% CEM III C32,5R	13.4	19.1	2.26	0.23	Adapté
PM1015	R	Remblais sablo-graveleux argileux marron beige	0-0.5	37.3	1%CaO +7% CEM III C32,5R	8.5	20.2	1.11	0.36	Adapté
PM1016	R	Remblais sableux et argileux marron	0.4-1.1	36.3	1%CaO +7% CEM III C32,5R	14.9	18.4	5.9	0.09	Inadapté
PM1017	R	Argile sableuse marron verdâtre	0-2.7	34.1	2%CaO +7% CEM III C32,5R	22.5	18.3	5.15	0.25	Douteux
PM1018	R	Argile sableuse marron	0.1-1	34.1	1.5%CaO +7% CEM III C32,5R	23.4	18.2	0.74	0.22	Adapté

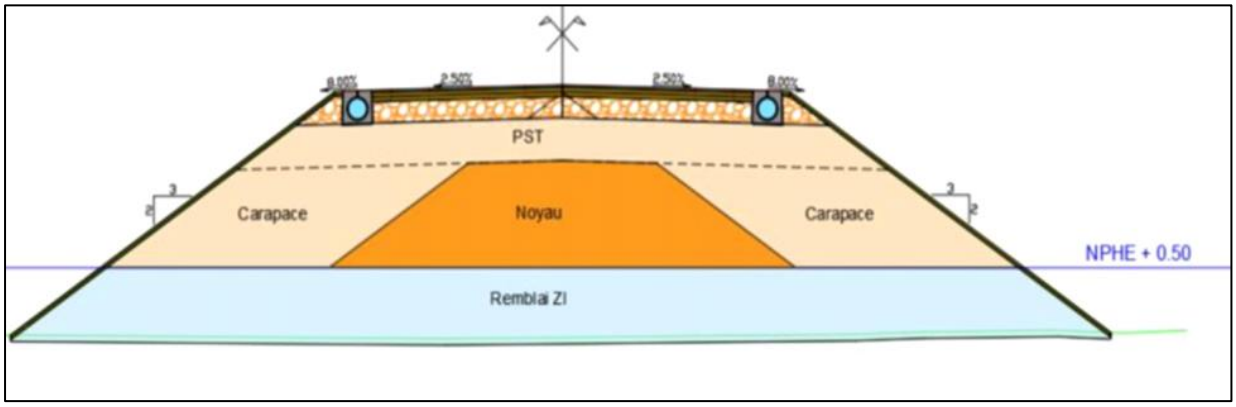
Les sols pourront donc être réutilisables à la suite d'un traitement à la chaux et aux liants hydrauliques, seules 3 essais ne sont pas adaptés. Ces 3 essais correspondant aux passages tourbeux rencontrés dans les alluvions modernes, on apportera une vigilance particulière à ce critère lors de la réutilisation des déblais.

Il convient de rappeler le contexte environnemental du projet, avec des sols pollués identifiés dans les pelles mécaniques (hydrocarbures notamment). Une étude environnementale référencée « 8515749_94_DESSERTE_PORTBONNEUIL_PG_R1V1 » a été effectuée afin de faire l'état d'un point de vue pollution et de traitement envisageable sur les déblais (en décrivant notamment les moyens de captage, de caractérisation, de traitement et d'évacuation des sols potentiellement évalués). Il conviendra de s'appuyer sur les résultats de cette étude pour établir les conclusions environnementales relatives à la possibilité de réutilisation de ces sols.

2.4. Réalisation des remblais

2.4.1. Description des remblais

La mise en œuvre des remblais devra intégrer les contraintes liées à la compressibilité des sols et à la gestion hydraulique (zone inondable). Afin d'assurer une assise stable au corps de chaussée tout en respectant la cote inondable de référence (côte NPHE fixé par hypothèse à +36.4 m NGF + 0,50 m = **+36.9 m NGF**). Nous proposons suite aux discussions avec la maitrise d'œuvre (ARTELIA), le dispositif suivant en corps de remblais :



Proposition de mise en place des remblais (source : ARTELIA)

Les remblais en matériaux ZI seront dimensionnés de façon à encaisser les tassements induits par le préchargement (voir chapitre suivant pour l'estimation des tassements par section). Ainsi, la mise en œuvre initiale devra intégrer une surélévation correspondant à ces tassements pour garantir que la cote finale atteigne effectivement la cote NPHE + 0,50 m après consolidation.

Les remblais seront constitués d'un noyau central constitué des matériaux potentiellement réutilisables du site entouré d'une carapace en matériaux granulaires insensibles à l'eau, conformément aux prescriptions du GTR et du guide SETRA. Cette carapace devra être réalisée à l'aide de matériaux faciles à compacter et non gélifs, afin d'assurer la stabilité mécanique et la résistance aux agressions hydriques en zone inondable. La pente des talus sera fixée à une pente 3H/2V pour limiter le volume de remblais.

La base du remblai, jusqu'à la cote NPHE + 0,50 m, sera entièrement constituée de matériaux ZI, insensibles à l'eau. Ces matériaux seront placés au cœur du remblai, sous la Plateforme Supérieure de Terrassement (PST), qui pourra être réalisée en matériaux du site sous réserve de leur conformité géotechnique et environnementale. En tête des drains verticaux, des matériaux drainants seront également mis en œuvre pour favoriser l'accélération de la consolidation des sols compressibles.

2.4.2. Conditions de mise en œuvre des remblais

Le rattrapage de la cote du niveau fini du linéaire nécessitera l'apport de remblais sur une épaisseur de l'ordre allant jusqu'à 7.6 m maximum (10m pour les hauteurs de préchargements) selon nos estimations et les coupes transmises.

Les remblais seront mis en œuvre le long du tracé. Ils doivent prendre en compte les éléments suivants :

- le curage des sols saturés ou remaniés au niveau des talus avant le remblaiement ;
- les moyens de compactage devront être adaptés au droit des voiles pour préserver leur intégrité, les épaisseurs des couches devront donc être limitées en conséquence.

Pour atteindre des objectifs convenables lors de la mise en œuvre de ces matériaux en remblais, il faudra respecter les méthodes de compactage.

Les matériaux, ainsi que les procédures de mise en œuvre et de contrôle devront répondre aux recommandations « Caractéristiques des matériaux de remblais supports de fondations » du L.C.P.C. de 1980 et au « Guide pour la réalisation des terrassements des plateformes de bâtiments et d'aires industrielles dans le cas de sols sensibles à l'eau » du syndicat professionnel des terrassiers de France de 2009.

Compte tenu de l'analyse de réutilisation des remblais, les matériaux de déblai du site pourront être réutilisables si les conditions météorologiques sont très favorables, et si un traitement à la chaux et aux liants hydrauliques est effectué.

Dans le cas contraire, le remblai sera réalisé avec des matériaux d'apport de bonne qualité géotechnique et respectant les prescriptions du GTR et une exécution particulièrement soignée.

L'épaisseur de chacune des couches mises en œuvre ne dépassera pas les valeurs limites indiquées dans les recommandations GTR, en tenant compte de la classe de sol et du type d'engin de compactage utilisé.

Un contrôle régulier sera nécessaire au fur et à mesure de l'avancement de l'élévation du remblai. Ce contrôle est à prévoir à chaque couche unitaire d'apport, et au minimum tous les mètres d'épaisseur ainsi qu'à la fin de la phase de terrassement.
L'assise du remblai devra être purgée de tout élément hétérogène, poches molles (sols détériorés par les engins de terrassement ou les eaux de pluie) pour limiter les tassements différentiels. Toute zone altérée ou décomprimée fera l'objet d'un traitement spécifique si elle doit recevoir un élément de l'ouvrage à porter (purge, recompactage).

Les remblais pourront être constitués de matériaux traités mis en œuvre par couches successives soigneusement compactées (compactage q3 à 98,5% de l'Optimum Proctor Normal, Ev2 ≥ 50 MPa) après cloutage et mise en place d'un géotextile anti-poinçonnement sur le fond de fouille.

On veillera, dans tous les cas, à respecter les recommandations du guide GTR édité en 1992 par le SETRA et celui des sols traités le cas échéant.

On distinguera dans la méthodologie de mise en œuvre les remblais techniques et la couche de forme. Essais de contrôle : le contrôle du module des remblais est effectué en surface par des essais à la plaque.

2.4.3. Sondages complémentaires, mission G3, instrumentation, méthode observationnelle et contrôles

Reconnaissances géotechniques complémentaires :

Il appartient à l'entreprise de définir dans le cadre de sa mission G3 si des reconnaissances de sol complémentaires sont nécessaires.

Etude géotechnique d'exécution et suivi d'exécution G3 :

Au niveau des études d'exécution, l'entreprise devra fournir une mission de type G3 avec l'application de la méthode observationnelle.
La méthode observationnelle s'applique en particulier sur le préchargement lié au suivi du tassement et des pressions interstitielles avec comme solution palliative une augmentation du remblai de préchargement afin de ne pas augmenter la durée du préchargement.

Instrumentations des remblais de préchargement :

La mise en œuvre du remblai sera réalisée avec des dispositifs d'instrumentation permettant de suivre la consolidation et les déformations :

- 4 profilomètres hydrostatiques, implantés dans les zones de remblais de préchargement les plus hautes, pour le suivi du tassement sur la pleine largeur du remblai de préchargement,
- 16 capteurs de pression interstitielle (CPI) électriques mis en place par fonçage, ou à corde vibrante mise en place dans des chambre de mesures aménagées en forage, pour suivre la dissipation des pressions interstitielles,
- 16 cellules tassomètriques de type boules tassométriques, pour le suivi des tassements de consolidation,
- 16 plots topographiques aménagés en tête des remblais de préchargement pour le suivi des tassements,
- 2 capteurs de pression totale (PT), tapis sensitifs, permettant de mesurer la contrainte de chargement réelle amenée par le remblai de préchargement,
- 4 inclinomètres installés en forage (tous ancrés de 5m minimum dans le substratum, sous les alluvions), pour la mesure des déformations horizontales en pied de remblai,
- 16 mesures au pénétromètre statique au piézocône CPTu avec 3 essais de dissipation par essai CPTu, afin de contrôler l'amélioration de cohésion à la fin de chaque phase de préchargement,
- 2 piézomètres pour le suivi du niveau de la nappe alluviale, équipés de sondes de suivi automatique de type Diver® ou équivalent.

On définit en première approche les 4 profils instrumentés suivants pour les remblais de préchargement de part et d'autre la RD10 :

Profils instrumentés	Profilomètres	CPI	Tassomètres	Plots topo	PT	Inclinomètres	CPTu	Piézos
RD10 Sud – 1 phase	-	2	2	2	-	-	2	-
RD 10 Sud – 2 phases	1	2	2	2	1	1	2	1
RD10 Nord – 2 phases	1	2	2	2	-	1	2	-
RD10 Nord – 1 phase	-	2	2	2	-	-	2	-

Le même principe est à reconduire pour les remblais de préchargement de part et d'autre l'OA du Port, ce qui double les quantités à mettre en œuvre.

Pour le suivi des avoisinants il est nécessaire de mettre en oeuvre :
Pour l'OA RD10 :
Le suivi des tassements de la chaussée et du sol à l'aplomb de la conduite GRT GAZ au moyen de 9 plots topographiques (ou équivalent : spits, cibles, etc …) ;

Pour l'OA du Port :
Le suivi des tassements des 2 voies ferrées et du sol à l'aplomb du réseau EU Ø2.50m au moyen de 9 plots topographiques (ou équivalent : spits, cibles, etc …) ;

Ces moyens d'instrumentations et de suivi observationnel sont le minimum à mettre en œuvre. L'entreprise est libre d'ajouter des compléments dans le cadre de son optimisation du projet, et pour garantir les objectifs du contrat et du planning d'exécution.

Suivi de l'instrumentation et méthode observationnelle :

Le suivi du préchargement sera réalisé en 3 phases :

- Phase 1 : pendant la montée des remblais : 1 mesure par semaine au minimum :
  - Analyser les mesures de contrainte de pré-chargement appliquée pour vérifier la conformité avec les hypothèses de calcul,
  - Mesurer les tassements,
  - Surveiller les avoisinants (déformations latérales et verticales),
  - Prévenir une rupture du remblai par poinçonnement du sol support.

- Phase 2 : lors de la consolidation primaire en 1 ou 2 semaines : 1 mesure par semaine au minimum :
  - Vérification de la dissipation de la pression interstitielle à 95% de la consolidation primaire,
  - Obtention de 95% de la consolidation primaire à 3 mois par la méthode d'ASAOKA.

- Phase 3 : lors de la consolidation secondaire (fluage) : 1 mesure par mois
  - Surcharge retirée : mesures des tassements résiduels et des tassements de fluage jusqu'à la fin du chantier.

Les points d'arrêts à lever avec la maîtrise d'œuvre et la mission G4 sont en phase 2 pour la conclusion du critère d'obtention de 95% de consolidation primaire.

Pour chaque phase et chaque remblai de préchargement, et a fortiori pour la levée de chaque point d'arrêt, le géotechnicien de mission G3 de l'entreprise présentera un rapport de synthèse des mesures de l'instrumentation, avec une analyse complète permettant la comparaison aux critères objectifs de consolidation et de tassements recherchés pour chaque phase.

Ce rapport devra conclure sur la possibilité de lever le point d'arrêt et à continuer les travaux ou alors à engager une solution palliative.

Contrôle de la masse et de la compacité des remblais mis en œuvre :

L'entreprise mettra en œuvre les moyens de contrôle adaptés pour :

- Le contrôle de la charge de remblai : suivi du tonnage, essais au densitomètre à membrane, et capteurs de pression totale sous le remblai de préchargement.
- Le contrôle de compactage par la méthode Q/S, complété par des essais à réaliser régulièrement sur la hauteur des remblais.

Un contrôle régulier sera nécessaire au fur et à mesure de l'avancement de l'élévation du remblai. Ce contrôle est à prévoir à chaque couche unitaire d'apport (gammadensimètre, essais à la plaque) et, au minimum, tous les mètres d'épaisseur, sans oublier le contrôle général en fin de confection du remblai (essai au pénétrodensitographe). Sauf dispositions spécifiques prévues au marché, les critères de réception du remblai par essais à la plaque Ø 60 cm, selon le mode opératoire du L.C.P.C., devront être :

- un module EV2 ≥ 50 MPa,
- un rapport EV2/EV1 ≤ 2.

Des sondages de contrôles seront réalisés au cours de la montée des remblais pour vérifier que les critères définis ci-dessus sont bien atteints. A titre de vérification, des essais pressiométriques pourront être réalisés au moment de la réception de la plateforme, avec les objectifs suivants :

- pl* ≥ 1 MPa ;
- E_M ≥ 10 MPa.

Le géotechnicien de mission G3 devra posséder les qualifications OPQIBI requises, et des références significatives en mission G3 pour ce type d'ouvrages.

2.4.4. Pentes de talus

A ce stade de l'étude, hors mitoyenneté et hors surcharges en crête de talus, nous proposons de retenir des pentes de talus dressées à 3H/2V. La stabilité des remblais à la rupture circulaire est vérifiée au chapitre 4, traitant de la justification des pentes de talus.

2.4.5. Poinçonnement des sols support

La stabilité au poinçonnement sous les remblais est vérifiée au moyen de la formule suivante :

$$F = \frac{(\pi + 2) \times c_u}{\gamma_R \ H_R}$$

Avec :

- Cu : Cohésion non drainée du sol support, pris égal à 25 kPa dans les alluvions modernes (avec λcu=0.3),

- γ_R : Poids volumique du remblai, pris égal à 20 kN/m^3,
- H_R : Hauteur de remblai mise en œuvre,
- F : Coefficient de sécurité, recherché au moins égal à 1.3 (phase travaux).

La hauteur maximale de mise en œuvre est limitée à **5 mètres** pour une cohésion non drainée de 25 kPa.

2.4.6. Tassements sous remblais

Les tassements sont évalués dans le chapitre préchargement 3.

2.5. Réalisation des déblais

2.5.1. Identification des horizons déblayés

Le projet correspond majoritairement à des terrassements en remblais. Toutefois, la réalisation de déblais de profondeur importante est nécessaire à l'insertion de la trémie :

- décapage des horizons superficiels (formation 0 et 1) ;
- fouilles permettant la réalisation des culées des OA et des inclusions.

Les profondeurs correspondantes se limiteront à 1 à 2 m depuis le niveau du terrain actuel. Les déblais concerneront donc :

- les remblais et la terre végétale (formation 0) ;
- les alluvions modernes (formation 1) ;
- localement, les alluvions anciennes (formation 2) voir les marnes et calcaires de St-Ouen (formation 3) ;

Les marnes compactes (formation 2.3) ne devraient pas être concernées par les terrassements, seule la réalisation des fondations profondes devrait atteindre cet horizon.

2.5.2. Condition d'extraction

La réalisation des déblais concernant les formations n°0, n°1 et n°2 ne présentera pas de difficulté particulière d'extraction. Les terrassements pourront donc se faire à l'aide d'engins classiques de moyenne puissance. On s'attend toutefois à ce que les argiles/limons des formations n°1 soient très plastiques et collantes.

Pour les marnes et calcaires de la formation n°3, les investigations à la pelle mécaniques montrent un matériau globalement marneux. Cependant, il n'est pas exclu de rencontrer localement des passages plus durs, leur évacuation pourrait nécessiter l'emploi d'engins de forte puissance comme un éclateur ou un BRH.

3. Etude préchargement

3.1. Principe générale

Le projet d'aménagement de la voie desserte par la RN406, comporte un linéaire important en remblais (hauteur maximum de 7.6m par TA) au niveau des ouvrages d'art et des déblais au niveau de la trémie. Compte-tenu de la nature des sols encaissants, avec particulièrement des alluvions modernes à comportement tourbeuse et argilo-limoneuse repérées jusqu'à environ 9m/TA pour l'OA RD10 et d'environ 10.5 m /TA pour l'OA du port, des tassements importants à long terme sont attendus.

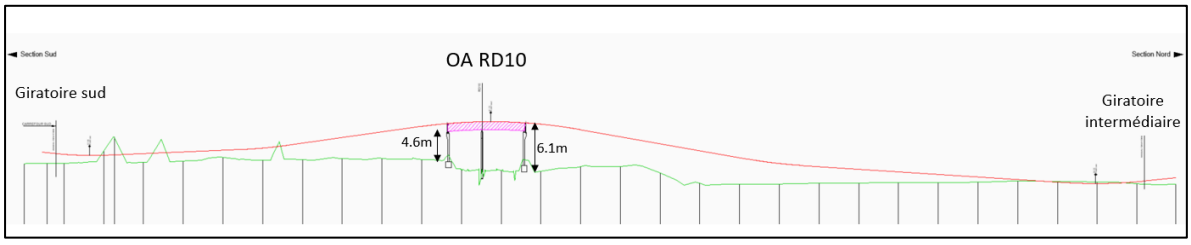
Pour accélérer la consommation de ces futurs tassements, un remblai de préchargement est mis en œuvre avec la mise en place d'un drainage vertical. Ce remblai de préchargement sera dimensionné de tel sorte que :

- Une surépaisseur de remblais sera mise en place afin d'encaisser le tassement consommé ;
- Une surépaisseur de remblai sera mise en place afin de consommer les tassements liés à la future charge d'exploitation (permettant ainsi de rester dans un domaine surconsolider du sol support avant la mise en service de l'ouvrage).

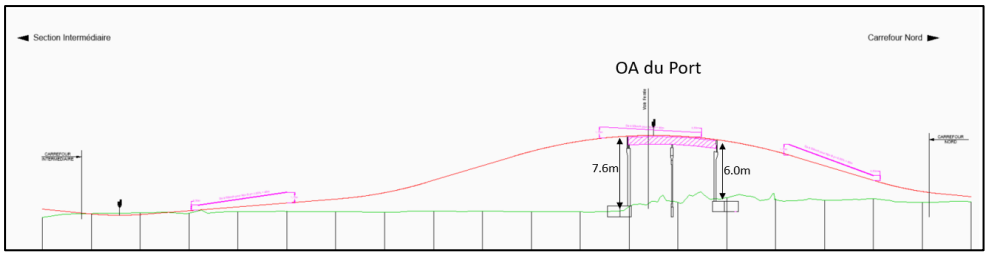
3.2. Etude projet

Le projet de la voie desserte de la RN406 comporte une zone sur remblais de grande hauteur au niveau des accès des ouvrages d'art (OARD10 et OA du Port), Les ouvrages sont localisés sur le plan longitudinal suivant, la hauteur maximale des remblais y figure :

- Remblais d'accès OARD10 :
  - H_{max} rive sud =4.6 m, cote en tête max =41.6 m NGF
  - H_{max} rive nord =6.1 m, cote en tête max =41.6 m NGF

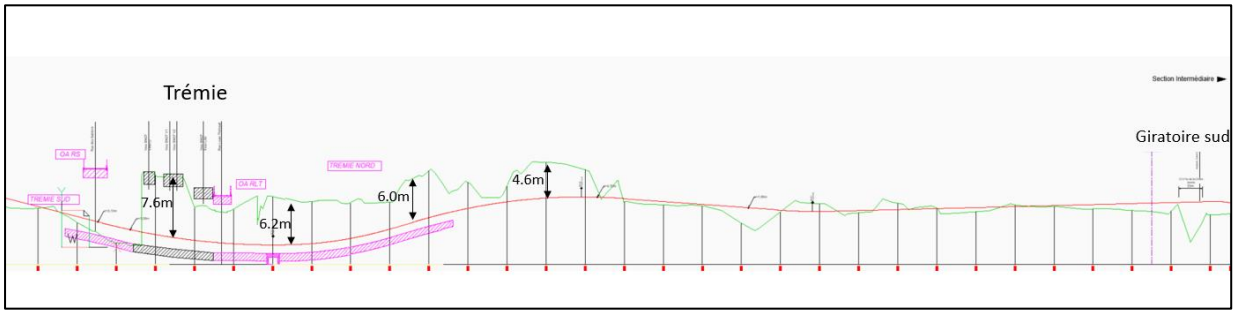


- Remblais d'accès OA du Port :
  - H_{max} rive sud =7.6 m, cote en tête max = 42.1 m NGF
  - H_{max} rive nord =6.0 m, cote en tête max =41.7 m NGF



Extraits de la coupe longitudinal du tracé (source : ARTELIA)

Une zone de déblais au niveau de la trémie est prévue sur le tracé pouvant atteindre 7.6 m/TA de profondeur.



A ce stade des études, nous considérons une technique d'accélération de la consolidation par préchargement avec drains verticaux. En rive des ouvrages d'art de la RD10 et du Port une solution d'amélioration de sol type inclusions rigides sera étudiée (voir chapitre 5).

Dans notre étude, nous étudierons 4 coupes de préchargement correspondant aux remblais d'accès aux ouvrages d'art sur chaque rive (2 par ouvrages d'art).

D'un point vue remblai définitif, on trouve la répartition suivante au droit des ouvrages :

Par rive de chaque OA, on trouve :

Ouvrage	OA RD10		OA du Port	
Zone	Rive sud	Rive nord	Rive sud	Rive nord
Hremblai service max (m)	4.6	6	7.6	6

3.3. Critères et objectifs

La mise en œuvre du préchargement doit permettre de respecter les objectifs suivants :

- Un tassement résiduel quasi-nul, c'est-à-dire qu'on cherche à consommer l'ensemble des tassements escomptés sous réhausse finale et charge d'exploitation pendant la phase de préchargement ;
- Un degré de consolidation Uv minimum de 95%, devant faire l'objet d'un point d'arrêt en phase travaux ;
- "consommer" les tassements primaires sur la durée du chantier : accélération de la consolidation par mise en œuvre de drains verticaux ;
- surconsolider les terrains d'assise afin de réduire les tassements de fluage : préchargement sous une charge supérieure à celle des remblais définitifs (hauteur de matériaux excédentaires et/ou remplacement des matériaux traditionnellement mis en remblais par des matériaux manufacturés plus légers).

L'atteinte de ces objectifs doit par ailleurs s'inscrire dans la temporalité du projet.

3.1. Drains verticaux

Au regard de la faible de la perméabilité des horizons des alluvions modernes, la mise en œuvre de drains verticaux jusqu'au toit des alluvions anciennes est étudiée afin d'accélérer la consolidation des terrains. Nous avons retenu un maillage carré de drains 1.8x1.8m avec un diamètre de 50mm. Le rayon d'influence de drains « De » est égal à 2.03m.

3.2. Méthodologie de calcul

3.2.1. Portance du sol support

Pour rappel, la hauteur maximale de mise en œuvre est limitée à **5 mètres** pour une cohésion non drainée de 25 kPa.

3.2.2. Consolidation

Le degré de consolidation vertical U_V, est calculé de la façon suivante :

$$T_v(t) = \frac{C_v}{H^2} \cdot t$$

Pour U < 60 % :

$$U_v = \sqrt{\frac{4\,T_v}{\pi}}$$

Pour U ≥ 60 % :

$$U_v = 1 - \frac{8}{\pi^2}\, e^{\left(-\frac{\pi^2}{4}\cdot T_v\right)}$$

Avec :

- T_v : facteur temps,

- H : la longueur du chemin de drainage (en m),
- t : le temps considéré depuis le début du chargement (en s),
- C_v : le coefficient de consolidation vertical du sol (en m/s).

Le degré de consolidation radial, noté U_r, est calculé de la façon suivante :

$$U_r(t) = 1 - e^{\left(-\frac{8 \times T_r}{F(n)}\right)}$$

Avec :

- T_r : facteur temps

$$T_r = \frac{C_r}{{D_e}^2} \cdot t$$

- F(n) : fonction d'influence de Barron :

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \cdot \ln(n) - \frac{3\,n^2 - 1}{4\,n^2}$$

- D_e : rayon d'influence du drain (en m),
- t : le temps considéré depuis le début du chargement (en s),
- C_r : coefficient de consolidation radial (horizontal) (en m/s),
- n : facteur de forme (sans unité).

Le degré de consolidation couplé totale est défini par la formule de Carillo :

$$1 - U_{tot} = (1 - U_v) \times (1 - U_r)$$

3.2.3. Tassement

Les tassements primaires sont évalués au moyen d'une approche élastique linéaire et d'une approche œdométrique :

Approche élastique :

$$s_p = \sum_i \frac{\Delta\sigma'_{v,i}\, H_i}{E_{sol,i}}$$

Approche œdométrique :

$$s_p = s_{OC} + s_{NC} = \sum_i H_i \times \left[\frac{C_s}{1 + e_0} \times \log\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_{v,OC}}{\sigma'_{v0}} \right) + \frac{C_c}{1 + e_0} \times \log\left(\frac{\sigma'_p + \Delta\sigma'_{v,NC}}{\sigma'_p} \right) \right]$$

Avec :

- s_{OC} : tassement calculé dans le domaine surconsolidé ($\sigma_v' < \sigma'_p$),
- $\Delta\sigma'_{v,OC}$: incrément de contrainte dans le domaine surconsolidé ($\sigma_v' < \sigma'_p$),

- s_{NC} : tassement calculé dans le domaine vierge ($\sigma_v' \geq \sigma'_p$),
- $\Delta\sigma'_{v,NC}$: incrément de contrainte dans le domaine vierge ($\sigma_v' \geq \sigma'_p$).

Les tassements secondaires (fluage) sont évalués selon la formule de Buisman et Koppejan :

$$s_s = H \times C_\alpha \times log\frac{t}{t_p}$$

Avec :

- H : Epaisseur de la couche compressible,
- t_p : temps nécessaire pour obtenir un degré de consolidation à 95 % (fin consolidation primaire), ici 6 mois,
- t : durée de vie de l'ouvrage,
- C_α : coefficient de compression secondaire.

3.3. Durée de préchargement – temps de consolidation

La durée de préchargement prévue au marché est de 6 mois sans prendre en compte le temps des travaux (mis en place) et de l'instrumentation. Le préchargement se fera en deux grandes étapes :

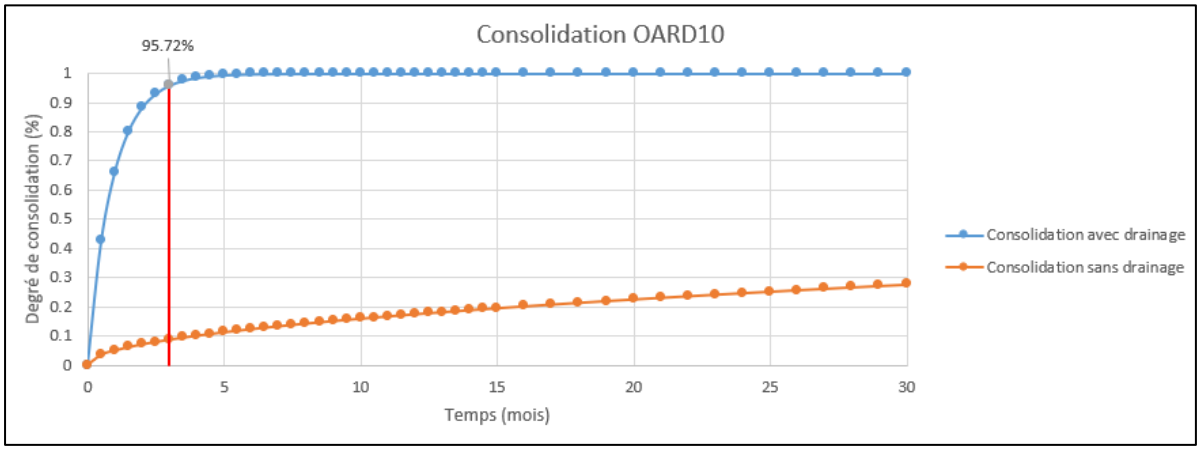
- Préchargement 1 : 3 mois
- Préchargement 2 : 3 mois.

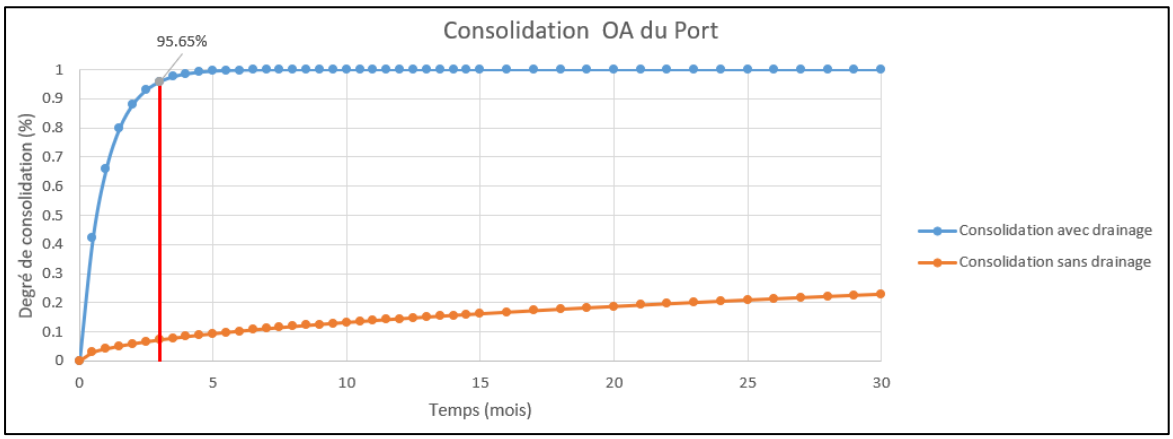
Afin d'accélérer la consolidation des sols des drains verticaux de 5cm de diamètre équivalent seront mis en place.

Le temps de consolidation pour la première phase de préchargement est déterminé selon le temps nécessaire à l'obtention d'un degré de consolidation 95 % du sol support du remblai. Pour un maillage de drains verticaux carrés 1.8x1.8m, on trouve les degrés de consolidation suivants:

Zone	OA du Port	OA RD10
Ep. Compressible (m)	10.7	8.9
Pour t (mois)	3.0	3.0
Cv (m2/s)	6.00E-08	6.00E-08
k (Cr/Cv)	10.0	10.0
D influence (m)	2.03	2.03
Ø (m)	0.05	0.05
F(n)	2.96	2.96
Nb face de drainage	1	1
Uv (%)	7.3%	8.7%
Ur (%)	95.3%	95.3%
Ut (%)	**95.7%**	**95.7%**

Graphiquement, la comparaison entre une consolidation avec drains et sans drain est représentée ci-dessous :





L'objectif de consolidation à 3 mois 95% est atteint pour les deux sections.

A ce stade de l'étude, on considère un temps de mise en place des remblais de 10 jours par passe. On considère le phasage suivant, sans prendre en compte la mise ne place de l'instrumentation dans les remblais et les critères d'arrêt :

- Préchargement 1 :
  - Mise en place 2m de remblais : 10 jours
  - Mise en place 4m de remblais : 4m de remblais : 10 jours
  - Mise en place 5m de remblais : 3 mois et 10 jours
- Préchargement 2 :
  - Mise en place 7m de remblais : 10 jours
  - Mise en place 9m de remblais : 4m de remblais : 10 jours
  - Mise en place 10m de remblais : 3 mois et 10 jours

3.4. Rappel modèle

Les modèles lithologiques au droit de chaque OA sont les suivants pour le calcul des tassements :

Zone	OA RD10 rive sud	OA RD10 rive nord	OA du Port rive sud	OA du Port rive nord
H remblai définitif (m)	4.6	5.6	7.6	6
H préchargement (m)	6.5	7.7	10.1	8.3
Cote TA (m NGF)	37	35.5	34.5	35.5
Cote Am1 (m NGF)	34.2	34.2	31.8	31.8
Cote Am2 (m NGF)	31.3	31.3	29.3	29.3
Cote Am3 (m NGF)	28.1	28.1	28.1	28.1
Cote Am1 (m NGF)	-	-	25	25
Cote Aa (m NGF)	20.7	20.7	21.6	21.6
Cote McSO (m NGF)	17.2	17.2	13	13

Cote basse des formations : Am : Alluvions modernes Am1 : Limoneux/argileux (n°1a) Am2 : Tourbeux (n°1b) Am3 : Argilo-sableux (n°1c) /// Aa : Alluvions anciennes /// McSo : Marnes et calcaires de St-Ouen

Le modèle géomécanique est le suivant :

Formation	Eoed (MPa) OARD10/OAPort	Cc/(1+e0)	Cs/(1+e0)	OCR (-)	γ (kN/m3)	cv (m²/s)	cu0 (kPa)	λcu	Cα
Am1	-	0.14	0.014	1	18	5.00E-08	25	0.3	2.0E-03
Am2	-	0.28	0.038	1	16	8.00E-08	25	0.3	1.00E-02
Am3	-	0.08	0.01	1	18	1.00E-07	25	0.3	1.00E-03
Aa	39/33				20				
McSo	20/18				20				

Avec Eoed=EM/α

Pour le calcul de temps de consolidation, un coefficient de consolidation verticale équivalent C_{ve} a été calculée selon la formule suivante :

$$C_{ve} = \frac{H^2}{\sum_1^n \frac{h_i}{C_{vi}}}$$

Avec :

- hi, épaisseur des couches respectives,
- C_{vi} : coefficient de consolidation verticale des couches respectives,
- H : épaisseur totale des couches.

On trouve dans notre étude, C_{ve}= 6.10^{-8} m/s.
Le coefficient de consolidation radial équivalente C_{re} est pris égale à 6.10^{-7} m/s.

3.5. Résultats tassements

Pour rappel, les hauteurs de préchargement sont déterminées de tel sorte de consommer les tassements liés à la future charge d'exploitation estimé à 20 kPa équivalent à 1m de remblais. Les résultats obtenus par zone sont les suivants,

Ouvrage	OA RD10		OA du Port	
Zone	Rive sud	Rive nord	Rive sud	Rive nord
cote fini remblai (m NGF)	41.6	41.6	42.1	41.7
Cote TA (m NGF)	37	36	34.5	35.7
Hremblai service max (m)	4.6	5.6	7.6	6
Phase 1 $H_{prechargement}$ en m (3 mois)	5.0	5.0	5.0	5.0
Phase 2 $H_{prechargement}$ en m (3 mois)	**6.5**	**7.7**	**10.1**	**8.3**
Tassement pendant consolidation (m)	1.0	1.1	1.6	1.3
Fluage à 10 ans (cm)	9	8	9	9
$H_{remblai\ service}$ max (m)	**4.6**	**5.6**	**7.6**	**6.0**
H_{final} après PR 6 mois(m)	5.5	6.6	8.5	7.0
H_{mini} Remblai ZI pour 10 ans(m)	0.9	2.1	4.1	2.6

La dernière ligne indique l'épaisseur minimale à mettre en place de remblais type zone inondable afin de tenir en compte des tassements primaires et secondaires (pour 10 ans).

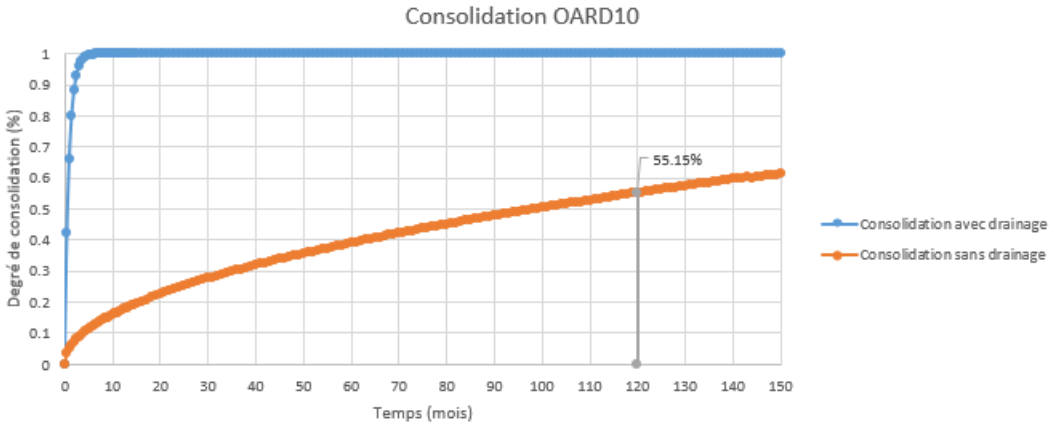
3.6. Limites de préchargement par zone

3.6.1. Limite préchargement / sans préchargement

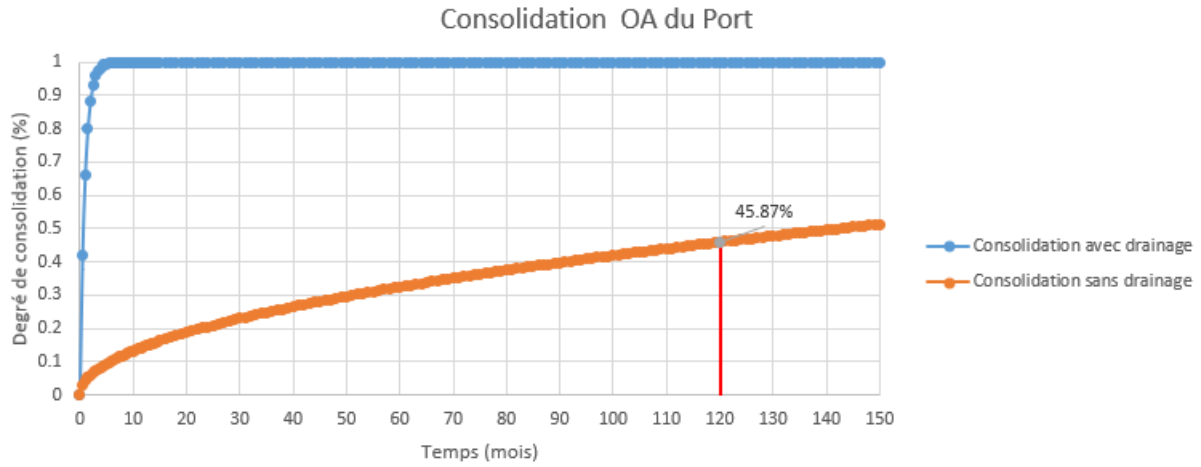
Afin de définir les limites de préchargement (drains verticaux), un calcul de tassement a été réalisé pour estimer le fluage en l'absence de préchargement. L'objectif était d'obtenir des ordres de grandeur du fluage comparables à ceux obtenus avec préchargement, tels que présentés dans le tableau précédent.

Pour chaque zone, on a considéré un critère limite de 1cm de tassement primaire au bout de 10 ans (sans prendre en compte le fluage). Le fluage est considéré comme débutant dès la mise en service, soit à partir de 6 mois, posé par hypothèse.
En termes de consolidation primaire en 10 ans, on trouve :

- 55% pour l'OA RD10 de consolidation sans drains verticaux



- 46% pour l'OA du Port de consolidation sans drains verticaux



Les calculs de tassement ont été réalisés à l'aide du logiciel TASSELDO, en utilisant la méthode de la courbe en S. Les paramètres employés sont les suivants pour les deux zones étudiées :

Formation	E0 OA RD10 (MPa)	E0 OA du Port (MPa)	k0	Ɛ0
Am1	2	2	3.2	1.40E-02
Am2	1.5	1.5	3.2	1.40E-02
Am3	2.3	2.3	3.2	1.40E-02
Aa	13	11	6.67	5.00E-03
McSo	10	9	3.2	1.40E-02

Les modèles lithologiques retenus correspondent à ceux utilisés dans l'étude de préchargement par rive.

On trouve les résultats suivants :

OA	Rive	Hauteur remblais (m)	Tassement théorique à 100% de consolidation (cm)	Tassement à 10 ans (55ou 48%) (cm)
RD10	sud	**1.0**	1.9	1.0
RD10	nord	**1.0**	1.7	1.0
Port	sud	**1.1**	2.2	1.0
Port	nord	**1.1**	2.3	1.0

A ces tassements primaires, il faut rajouter le fluage en 10 ans donné en partie 3.5 (d'environ 8-9cm).

Les hauteurs de remblais sont donc définies et permettent de faire les limites de la mise en place des drains sur le linéaire pour chaque rive.

3.6.2. Limite de préchargement en 1 phase / 2 phases

La limite entre un préchargement en une phase et un préchargement en deux phases est atteinte lorsqu'une hauteur de 5 m de préchargement au totale devient nécessaire. Sur la base des résultats présentés en partie 3.5, la surhauteur de préchargement nécessaire selon le fil rouge (cote définitive du projet) a été déterminée comme suit par

Ouvrage	OA RD10		OA du Port	
Zone	Rive sud	Rive nord	Rive sud	Rive nord
Surhauteur de préchargement par rapport au fil rouge (cote finie du projet) (m)	1.9	2.1	2.5	2.3

Ainsi, par exemple, pour l'ouvrage d'art de la RD10 en rive sud, la limite du préchargement en une phase (5 m) correspond à une hauteur de remblai définitive de **3.1 m** (soit 5 m - 1.9 m).

3.6.3. Synthèse

On trouve en synthèse les limites suivantes en termes de remblais à mettre en œuvre pour les quatre rives :

Ouvrage	OA RD10		OA du Port	
Zone	Rive sud	Rive nord	Rive sud	Rive nord
Limite préchargement en 1 phase / 2 phases	3.1	2.9	2.5	2.7
Limite de préchargement / sans préchargement	1.0	1.0	1.1	1.1

4. Etude Stabilité du site

4.1. Préambule

L'étude de stabilité est réalisée selon 3 coupes distinctes :

- Une coupe pour la stabilité lors de la phase du préchargement : cas étudié : 10.1m de préchargement sur la rive sud de l'OA du port, en conditions à court terme (non drainée) dans les alluvions modernes ;
- Deux coupes en phase définitive avec une surcharge en tête de 20 kPa : hauteur de remblai à 7.6m (rive sud OA du Port), en conditions à long terme (drainée) pour un cas accidentel NPHE et un cas ELU.

La solution retenue pour la stabilité des profils, est pour rappel **la mise en pente de talus en 3H/2V** avec des matériaux traités du site dans le noyau du remblai, des matériaux granulaires en carapace et des matériaux en zone inondable (le tout préalablement compactés au fur et à mesure de leur mise en place).

Les vérifications de stabilité se feront conformément à l'Eurocode 7 (NF P 94 270– NF EN 1997-1).

Les calculs de la stabilité ont été réalisés suivant la méthode de Bishop en rupture circulaire. Les coefficients de sécurité recherchés sont les suivants :

- Phase définitive : avec les coefficients de sécurité en approche 3 selon l'eurocode 7. F>1. Le coefficient de méthode a été pris égale à **1.1** dans les calculs.
- Phase provisoire (préchargement) : en coefficient unitaire F>1.3.

4.2. Rappel modèle géotechnique

Les paramètres géomécaniques des formations sont les suivantes :

Formation	γh (kN.m^3)	γ' (kN.m^3)	c' (kPa)	ϕ (°)
n°10 : Remblais ZI / carapace	20	10	0	38
n°11 : Remblais du site traités	20	10	7	25
n°2 : Alluvions anciennes	20	10	0	38
n°3 : Marnes et calcaires de St Ouen	20	10	0	35
n°5 : Sables de Beauchamp	20	10	20	25

				Condition drainée		Condition non drainée	
Formation	Sous formation	Yh (kN.m³)	Y' (kN.m³)	c' (kPa)	ϕ (°)	cu (kPa)	cu après préchargement 5m (kPa)
n°1 : Alluvions modernes	Argileux/limoneux	18	8	8	25	25	53
	Tourbeux	16	6	15	20	25	53
	Argilo-sableux	18	8	2	30	25	53

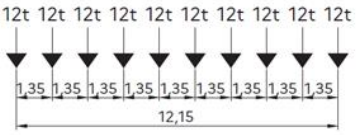
La cohésion non drainée cu des alluvions modernes après la mise en place d'un préchargement à 95%de 5m est calculée suivante la formule suivante :

$$C_u=C_{u0}+0.95 \times \sigma R \times \lambda_{cu} =25+0.95x100x0.3 = \mathbf{53\ kPa.}$$

4.3. Surcharge ELU

Dans le calcul en phase ELU, une surcharge équivalente à un convoi MC120 militaires et C2 (120t) sera appliquée communiquée par ARTELIA :

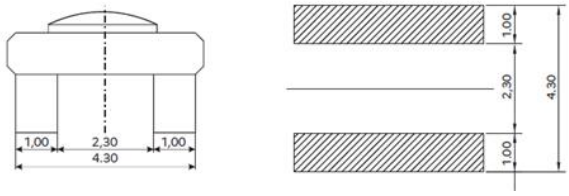
Figure 23 : Convoi type de 120 tonnes pour les ouvrages à construire



Ce convoi circule à vitesse normale, mêlé au trafic et avec une pondération de $k_{Qch} = 1,1$.

Les roues ont un impact de à 0,40 m par 0,40 m avec un entraxe transversal de 2,25 m. L'encombrement transversal du véhicule est de 2,65 m.

Figure 30 : Convoi Mc 120



En surcharge équivalente, on trouve une surcharge **23 kPa** (120t/4.3m/12.15m).

4.4. Niveaux d'eau

Les niveaux sont les suivants :

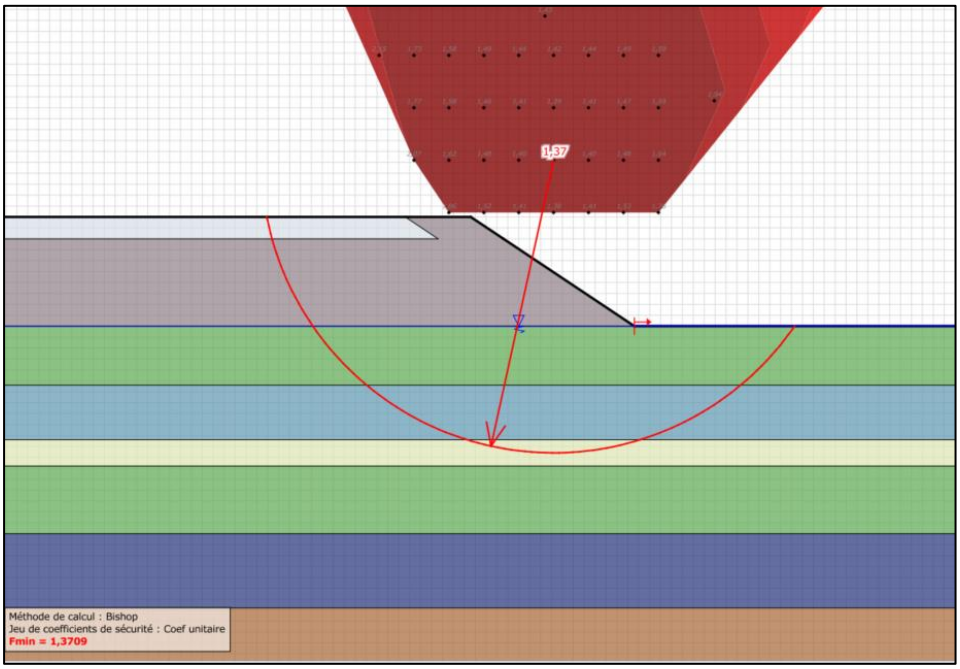
- +35.0 m NGF en phase provisoire et en phase définitive
- +36.4 m NGF en phase accidentelle.

4.5. Résultats

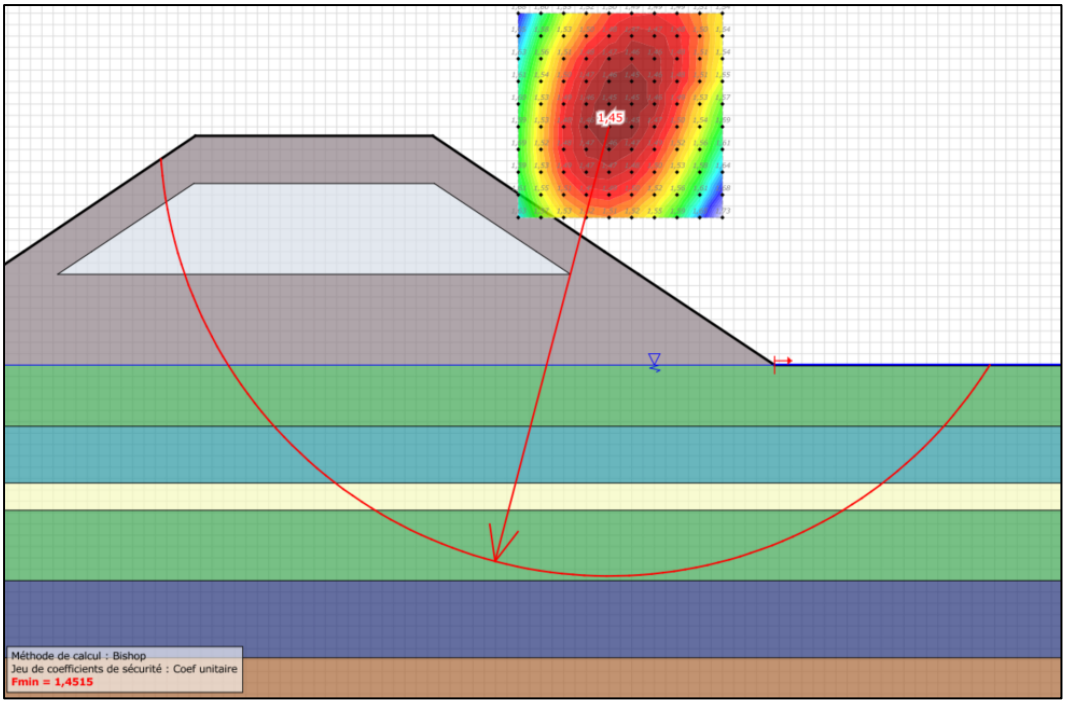
La justification de la stabilité des talus donne les résultats ci-contre (trois cas étudiés) :

Phase provisoire (court terme) hauteur préchargement 10.1m

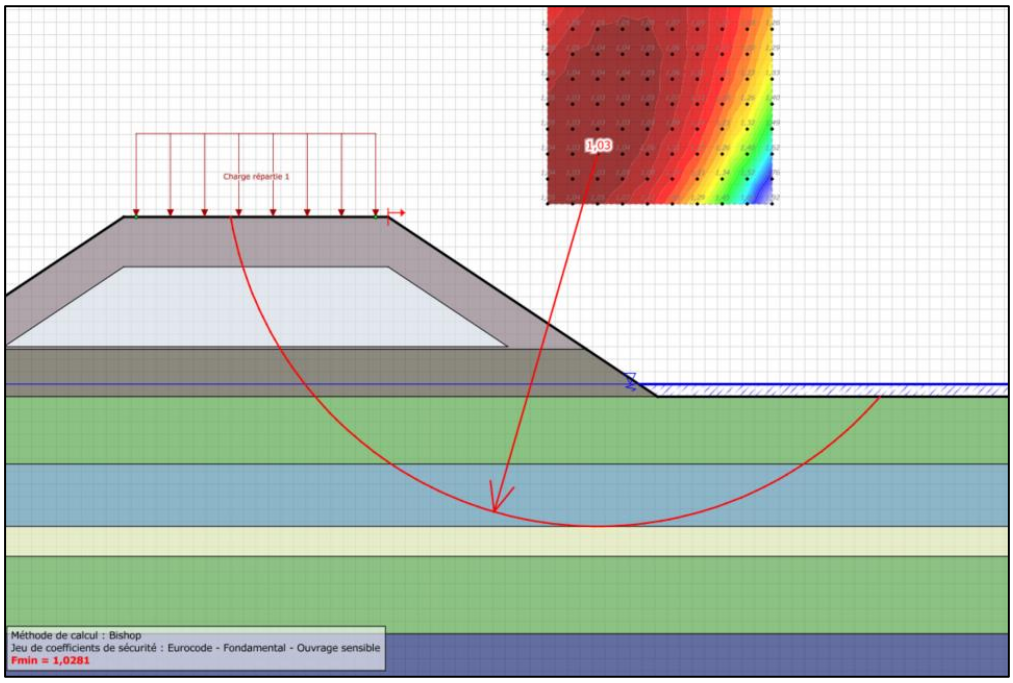
Préchargement 1 : 5m



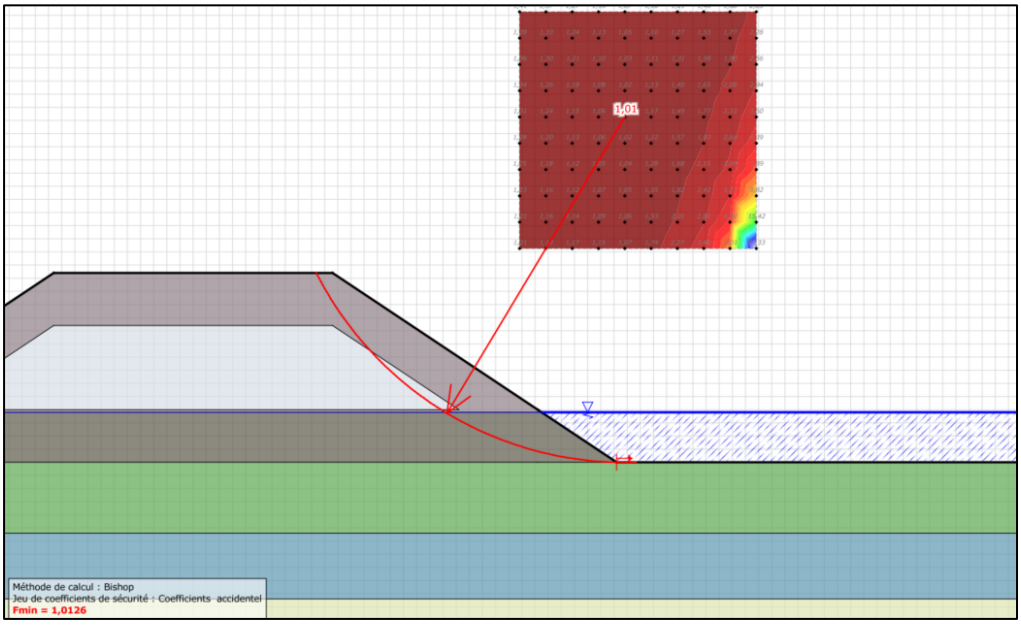
Préchargement 2 : 10.1m



Phase définitive ELU (long terme) hauteur préchargement 7.6m avec surcharge 23 kPa



Phase définitive accidentelle (long terme) hauteur préchargement 7.6m sans surcharge



Bilan

Profil	Coefficient	F* Stabilité général
Provisoire Préchargement 10.1m	Unitaire	1.36>1.3
Définitive Remblais 7.6m	Approche 3 de l'E7	1.02>1.0
Accidentelle Remblais 7.6m	Approche 3 de l'E7 en acc	1.01>1.0

Les vérification de stabilité sont présentés en Annexe 2.

5. Etude des inclusions rigides (rives des OA)

5.1. Préambule

Ce chapitre porte sur les inclusions rigides situées en rive des ouvrages d'art, dont le rôle est de limiter les tassements différentiels à leur proximité. Le dimensionnement de ces inclusions a été effectué à l'aide du logiciel Plaxis 2D.
4 coupes seront réalisées :

- 1 coupe transversale et 1 coupe longitudinale sur la rive nord de l'OA RD10,
- 1 coupe transversale et 1 coupe longitudinale sur la rive sud de l'OA du Port.

Pour la suite de l'étude, le dimensionnement des inclusions sera considéré identique pour les deux rives d'un même ouvrage (RD10 et Port).

D'un point de vue générale, les efforts de moment et d'effort tranchant pourront être minimiser par la mise en place d'une géogrille en assise du matelas de répartition permettant de reprendre les déplacements horizontaux suite à la mise en place du remblai, ces optimisations pourront être vus en étude G3.

5.2. Rappel – modèle géotechnique

Les modèles utilisés pour les deux OA sont les suivants :

Formation	OA RD10 cote terrain actuel (TA)=36 m NGF	OA du Port cote terrain actuel (TA)=34.5 m NGF
Am1 : limoneux	34.2	31.8
Am2 : tourbeux	31.3	29.3
Am3 : argilo-sableux	28.1	28.1
Am1 : limoneux	/	25
Aa	20.7	21.6
McSo	17.2	13.8
SB	13.5	/
Calc. Ducy	/	10.3

Cote base des formations en m NGF

Le modèle des sous-formation des alluvions modernes est le suivant :

Formation	Modèle	Drainage	Y (kN/m3)	Cc	Cs	Cα	ei	c' (kPa)	φ' (°)	kv (m/day)	kh (m/day)
Am1 : limoneux	Soft soil creep	Undrained A	18	0.28	0.028	0.002	1.03	8	25	2.59E-04	2.59E-04
Am2 : tourbeux	Soft soil creep	Undrained A	16	1.09	0.146	0.01	2.81	15	20	2.59E-04	2.59E-04
Am3 : argilo-sableux	Soft soil creep	Undrained A	18	0.11	0.014	0.001	0.4119	2	30	8.64E-03	8.64E-03

Remarque : Les modèles géotechniques ont été définis de manière globale pour chaque ouvrage, en se basant principalement sur les profils de sol présentés en pièce n°1, lesquels distinguent les alluvions modernes en différentes unités (limoneuses, tourbeuses et sableuses). Il convient de préciser que ces modèles diffèrent de ceux retenus pour l'étude des pieux dans le cadre de la modélisation sous Plaxis. En effet, les pieux ne font pas l'objet d'un dimensionnement spécifique dans cette analyse ; seuls les efforts additionnels, tels que le frottement négatif et les déplacements horizontaux du terrain, sont pris en compte. Ainsi, les hypothèses de modélisation adoptées pour les inclusions diffèrent volontairement de celles appliquées aux pieux, en cohérence avec les objectifs distincts des deux analyses.

Les autres formations ont le modèle suivant :

Formation	Modèle	Y (kN/m3)	OA RD10	OA du Port	OA RD10	OA du Port	c' (kPa)	φ' (°)	kv (m/day)	kh (m/day)
			E50=Eoed (MPa)		Eur (MPa)					
Remblais	Mohr Coulomb	20	50		150		3*	30	8.6	8.6
Matelas de répartition	Mohr Coulomb	22	70		210		3*	35	8.6	8.6
Aa	Hardening soil	20	28.9	24	99	74	0	38	0.86	0.86
McSo	Hardening soil	20	13.3	13.3	39.9	39.9	0	35	0.086	0.086
SB	Hardening soil	18	24	-	72	-	20	35	-	-
Calc. Ducy	Hardening soil	18	-	40	-	120	20	35	-	-

On prend un matelas de répartition de 1.4m d'épaisseur pour les deux ouvrages.

Les hauteurs de remblais pour modèle sont rappelées ci-dessous :

- OA RD10 : $H_{remblais}$ = 5.6m (cote 41.6 m NGF) $H_{préchargement}$ = 7.7m,
- OA du Port : $H_{remblais}$ = 7.6m (cote 42.1 m NGF) $H_{préchargement}$ = 10.1m.

5.3. Modèle plaxis

5.3.1. Paramètres inclusions rigides

Les paramètres d'inclusions rigides dimensionnées sont présentés ci-dessous :

IR	OA RD10	OA du Port
Maillage (mxm)	1.8x1.8	1.8x1.8
Diamètre (cm)	45	45
Cote tête IR	35.5	34
Cote base IR	19.2	18
Longueur (m)	16.3	16
Ancrage (m)	0.9	2.2
Horizon d'ancrage	McSo	McSo
Nombre IR	18 (latéral) x 8 (longueur)	18 (latéral) x 8 (longueur)
Ep. Matelas (m)	1.4	1.4
Charge travaux (kPa)	20	20
Charge service (kPa)	20	20
Méthode IR	Tarière creuse (classe 2, catégorie 6) sans refoulement	

Le frottement axial au droit des inclusions a été pris égale à k.tanδxσv' dans les alluvions modernes. Pour les autres formations (alluvions modernes et marnes et calcaires de St-Ouen) les qs ont été assimilées à des pieux tarière creuse (classe 2, catégorie 6) sans refoulement selon la NF P94 262.

Le béton constitutif des inclusions sera de type C25/30 (résistance à la compression à 28 jours égale à 25 MPa), et présentera un module élastique à long terme égal à 10 GPa.

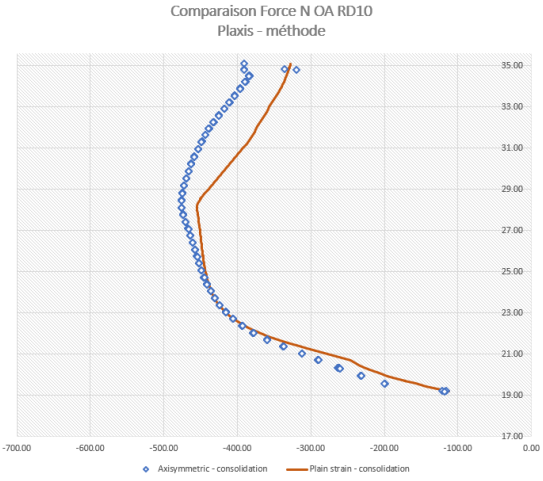
Les inclusions sont considérées en **domaine 1** (inclusions nécessaires à la stabilité et la portance de l'ouvrage) selon ASIRI, **il est proposé d'armer les inclusions.** Elles seront dimensionnées comme des fondations profondes.

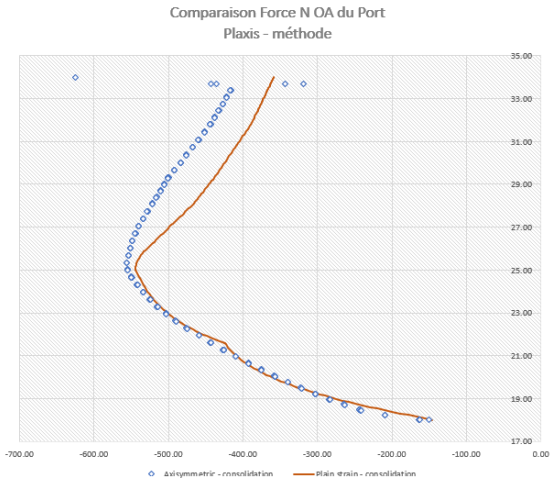
5.3.2. Surcharges

Les surcharges appliquées au modèle correspondent à une surcharge de 20 kPa en phase travaux pendant une durée de 60 jours, et 20 kPa également en phase service.

5.3.3. Calage du modèle

Un calage est réalisé en comparant le modèle axisymétrique, dans lequel l'inclusion est modélisée de manière explicite par un sol élastique, au modèle en déformation plane dans lequel le complexe de sol amélioré (sol en place + inclusions modélisées par une « embedded beam ») est modélisé par un sol équivalent.
Les coefficients « interface stiffness factor » (ISF) de « l'embedded beam » sont ajustés pour obtenir une force normal équivalente ainsi qu'un tassement identique pour un chargement uniforme donné.

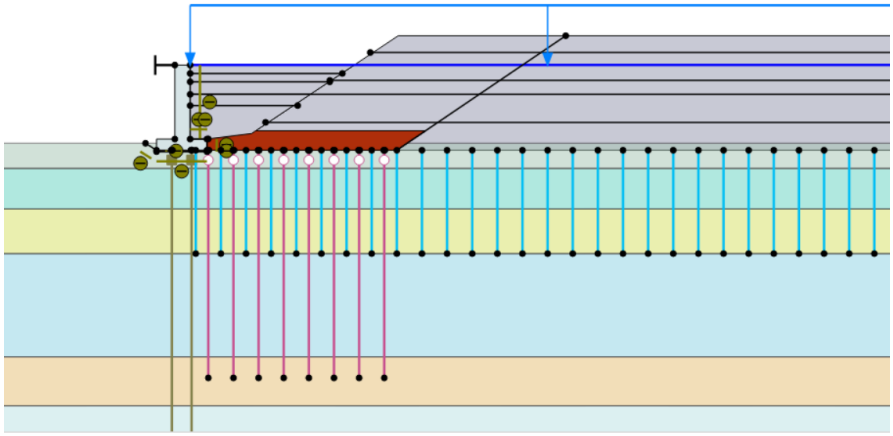




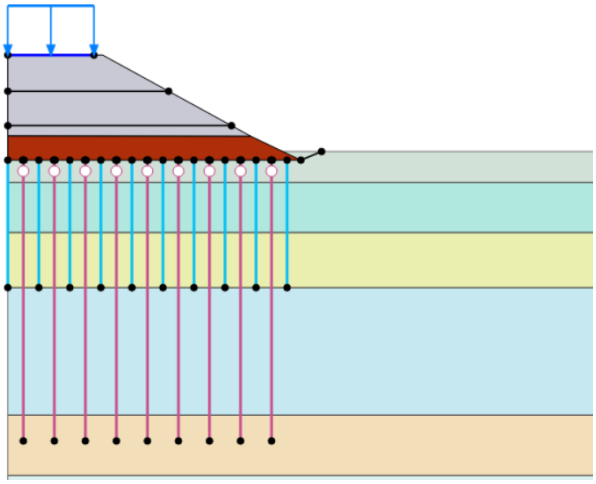
Une fois le calage des inclusions rigides effectué, celui-ci peut être réalisé aussi bien sur les coupes longitudinales que sur les coupes transversales.

5.4. Coupes étudiées

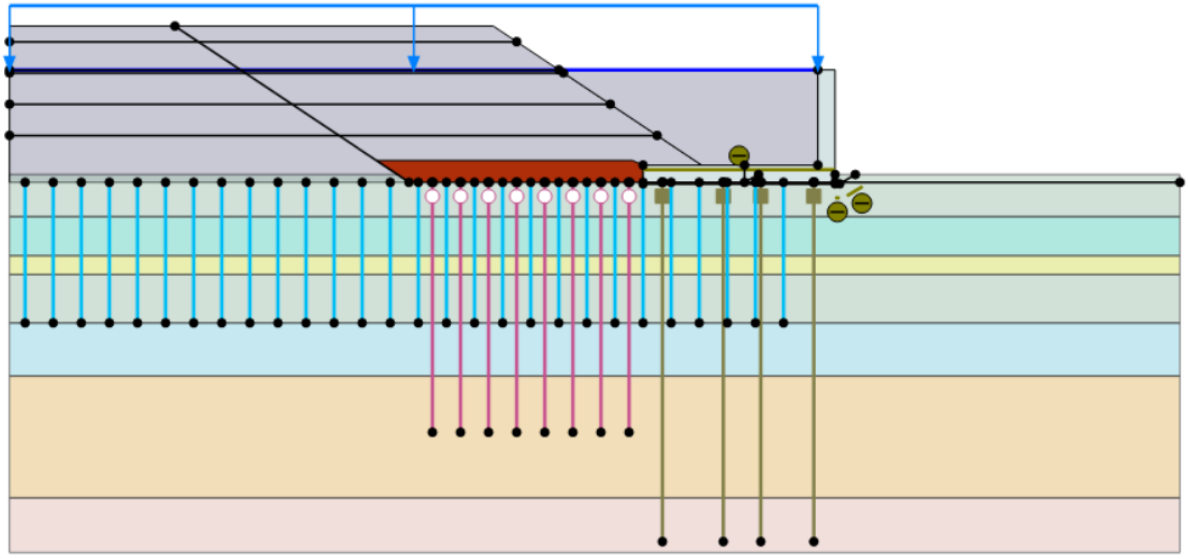
OA RD10- Coupe longitudinale rive nord



OA RD10- Coupe transversale rive nord

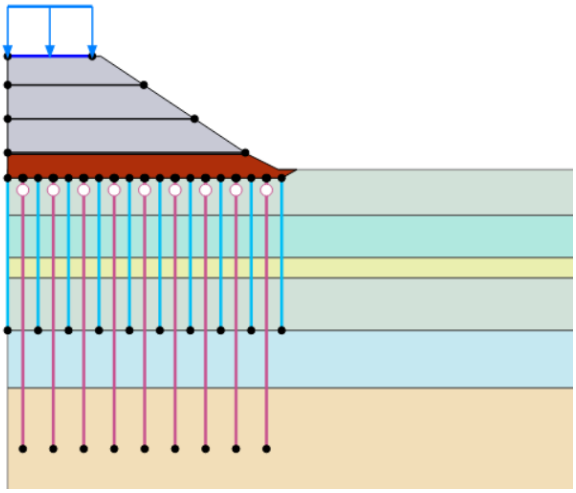


OA du Port – Coupe longitudinale rive sud



OA du Port- Coupe transversale rive sud

La coupe transversale de l'ouvrage d'art du Port comprendra, dans son phasage, un préchargement d'une hauteur de 3.5 m, correspondant à la hauteur minimale au-dessus des inclusions (voir phasage).

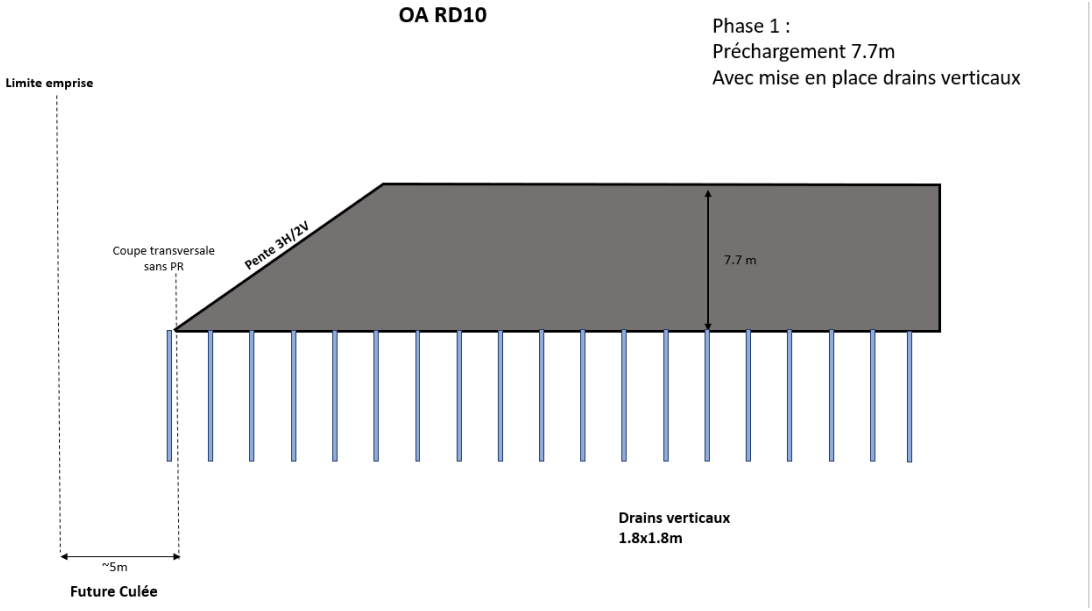


5.5. Phasage OA RD10

Le phasage est le suivant pour la rive sud de l'OA RD10 :

Phase 1 : Mise en place de drains verticaux 1.8x1.8m

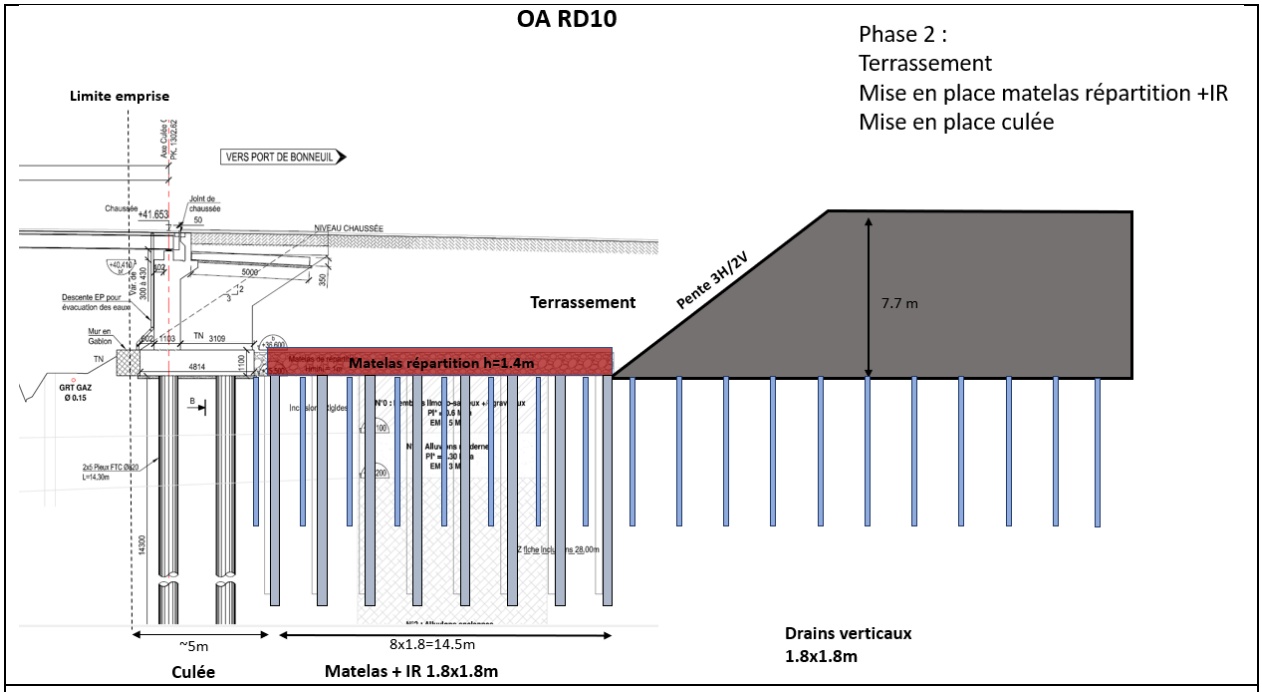
Mise en place d'un préchargement de 7.7m de hauteur (pendant une durée de 2x3mois)



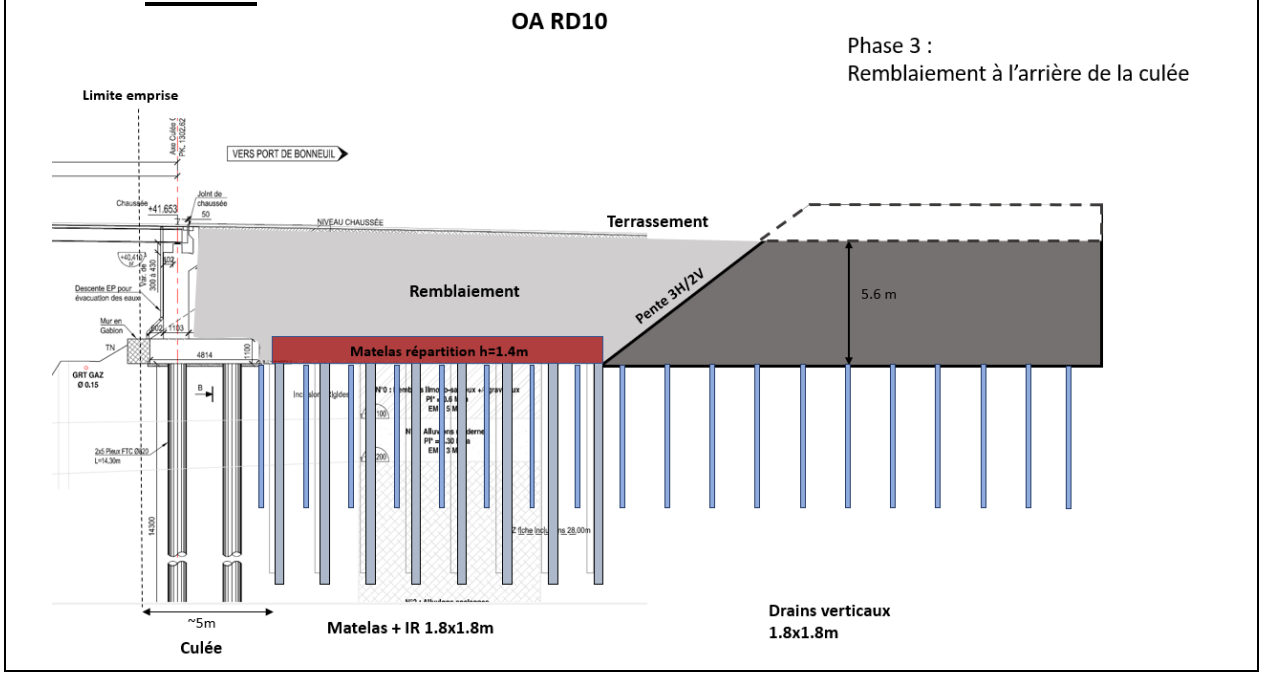
Phase 2 : Terrassement de la zone de remblai destinée à recevoir les inclusions rigides, pente 3H/2V

Mise en place des inclusions rigides (maillage de 1.8x1.8m) et d'un matelas de répartition de 1.4m selon les indications des paragraphes 5.11.2 et 5.11.1

Mise en place de la culée



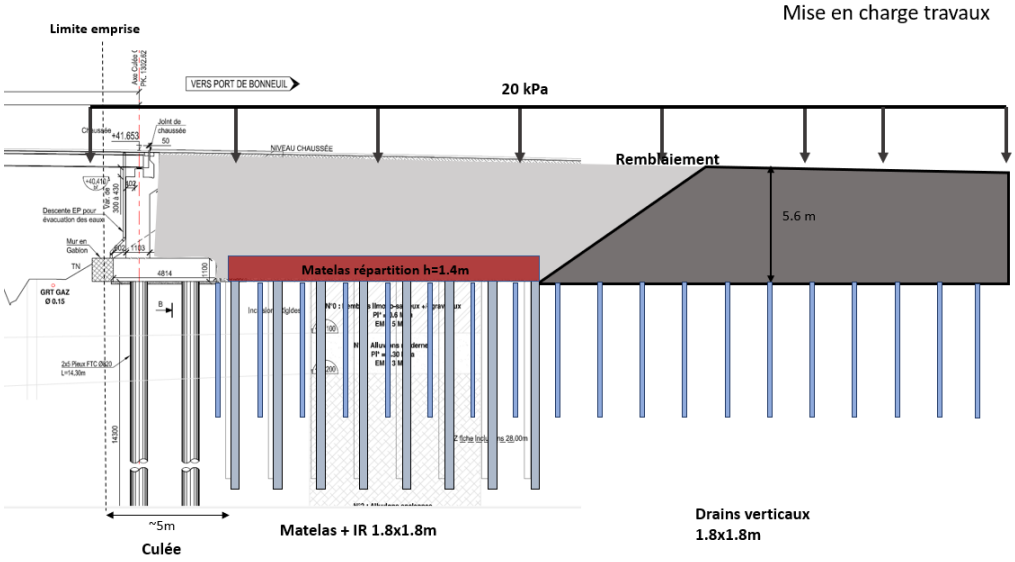
Phase 3 : Réalisation des terrassements en remblais à l'arrière de la culée



Phase 4 : Application de la surcharge de chantier de 20 kPa (pendant 60 jours dans nos calculs)

OA RD10

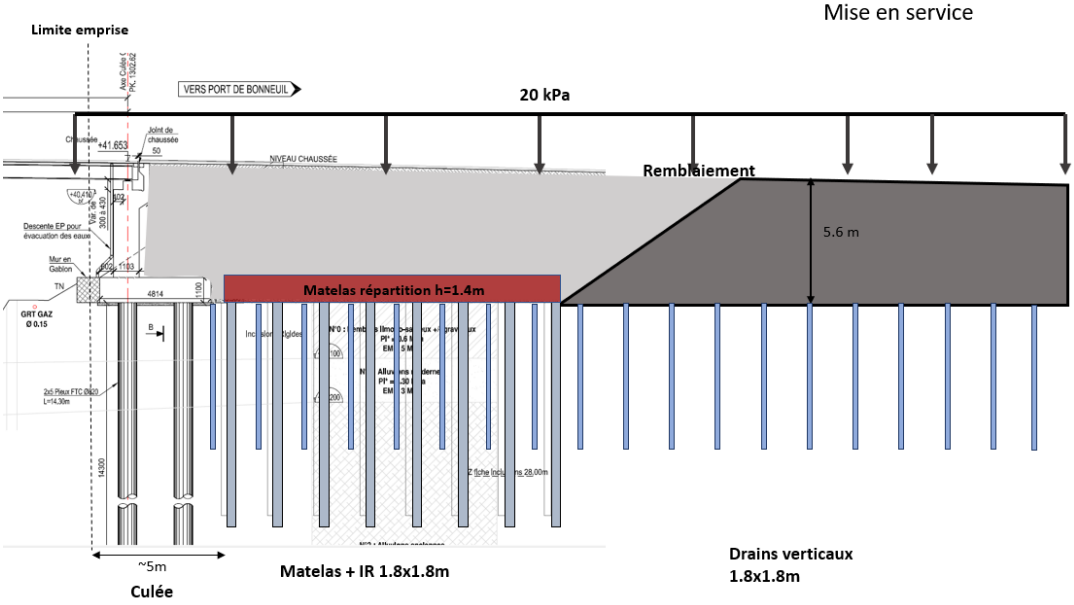
Phase 4 :
Mise en charge travaux



Phase 5 : Application de la surcharge de mise en service de 20 kPa

OA RD10

Phase 5 :
Mise en service

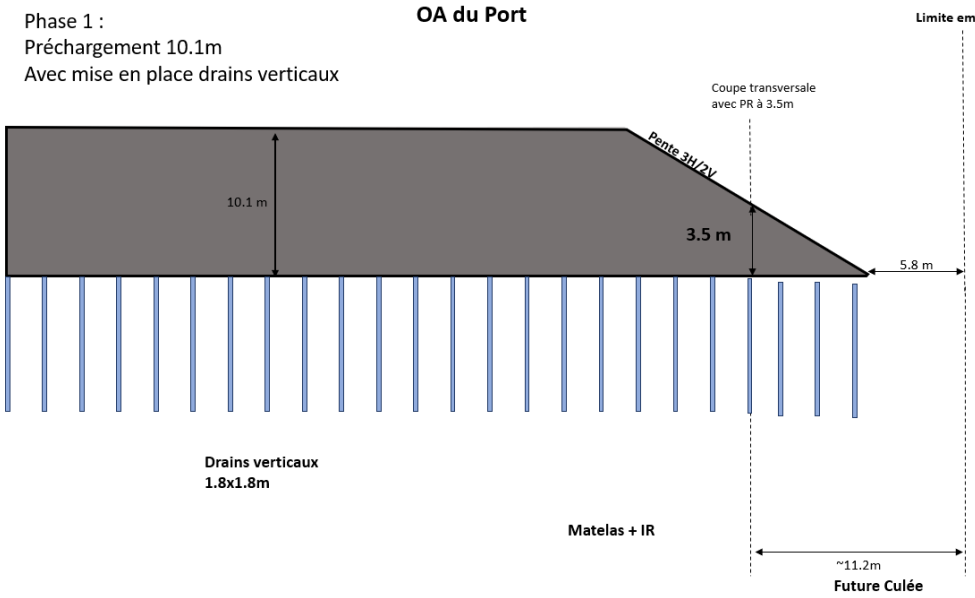


5.6. Phasage OA du Port

Le phasage est le suivant pour la rive nord de l'OA du Port :

Phase 1 : Mise en place de drains verticaux 1.8x1.8m

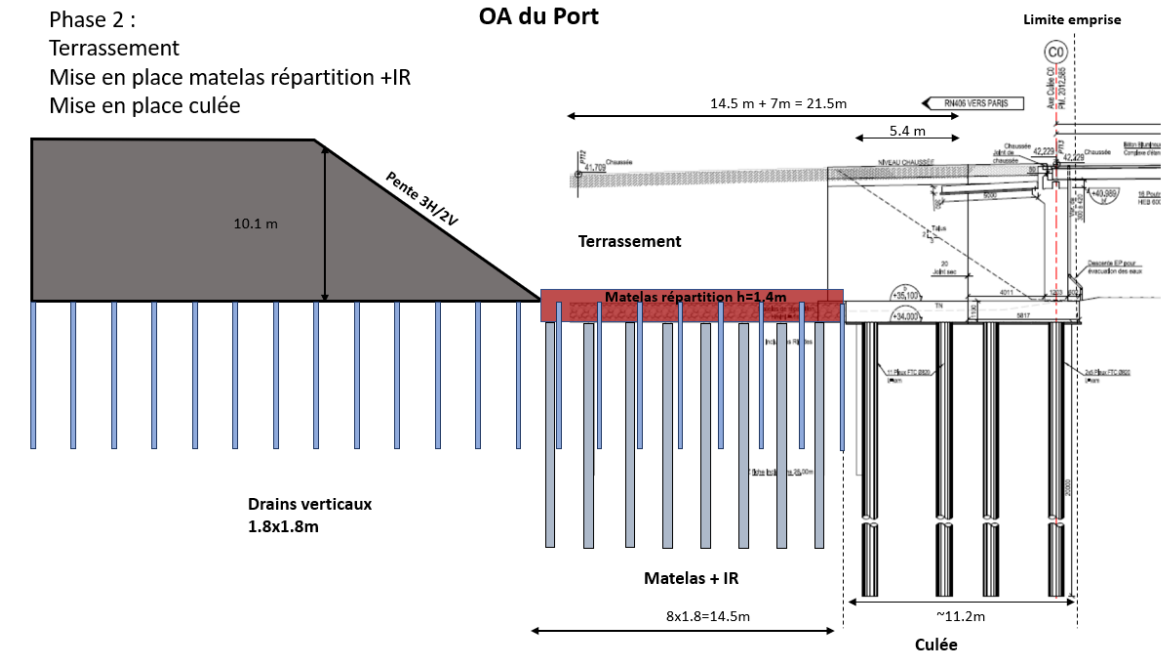
Mise en place d'un préchargement de 10.1m de hauteur (pendant une durée de 2x3mois)



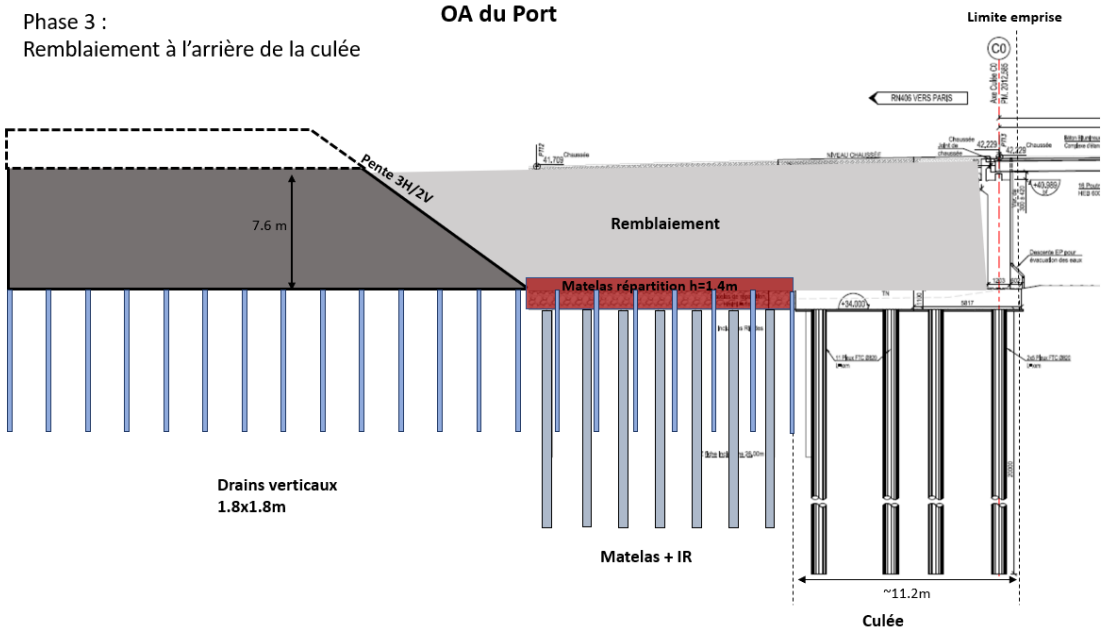
Phase 2 : Terrassement de la zone de remblai destinée à recevoir les inclusions rigides, pente 3H/2V

Mise en place des inclusions rigides (maillage de 1.8x1.8m) et d'un matelas de répartition de 1.4m selon les indications des paragraphes 5.11.2 et 5.11.1

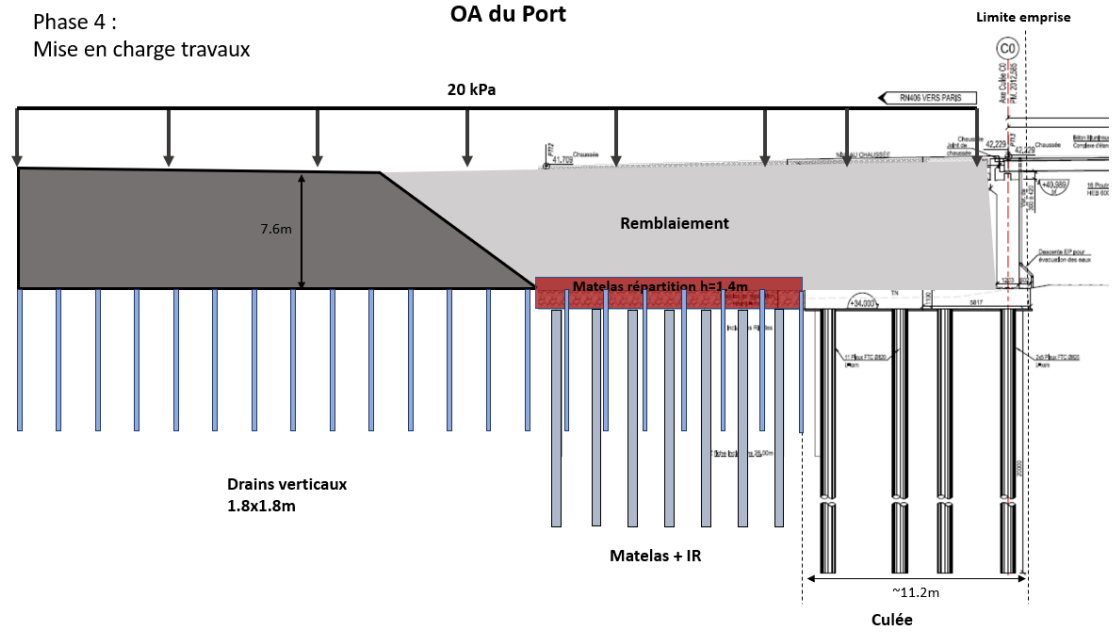
Mise en place de la culée



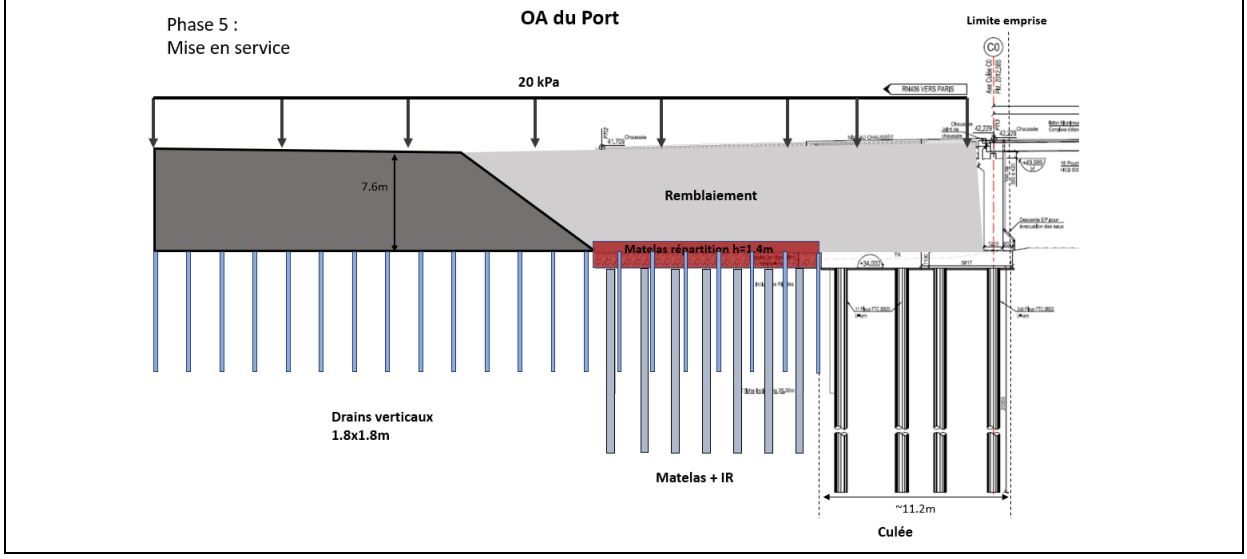
Phase 3 : Réalisation des terrassements en remblais à l'arrière de la culée



Phase 4 : Application de la surcharge de chantier de 20 kPa (pendant 60 jours dans nos calculs)



Phase 5 : Application de la surcharge de mise en service de 20 kPa

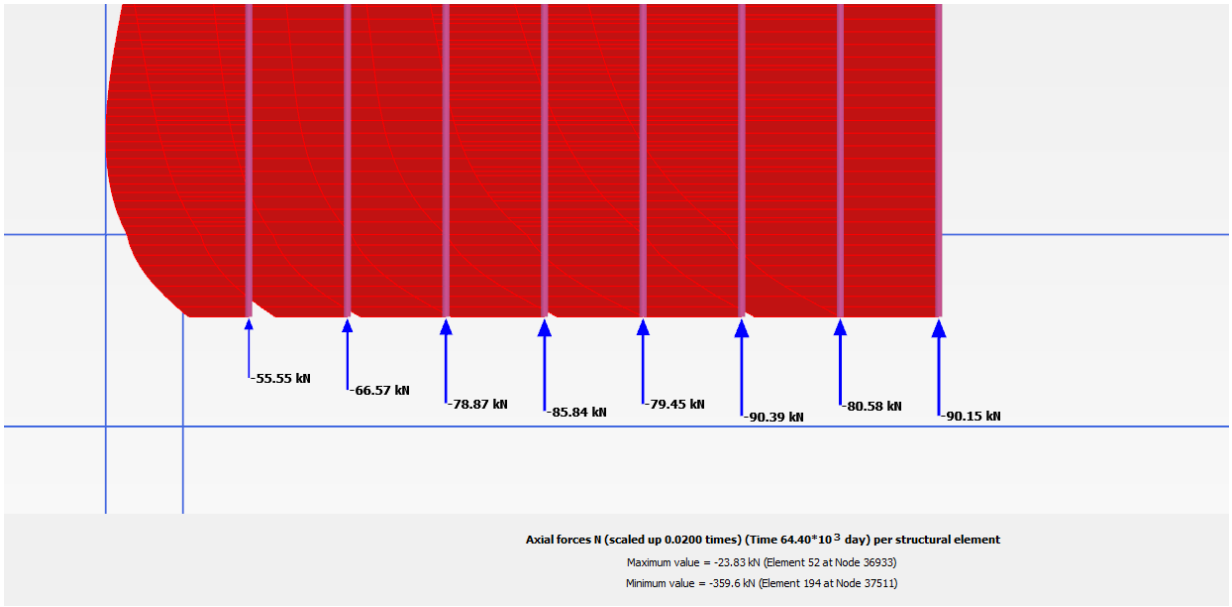


5.7. Résultats OA RD10

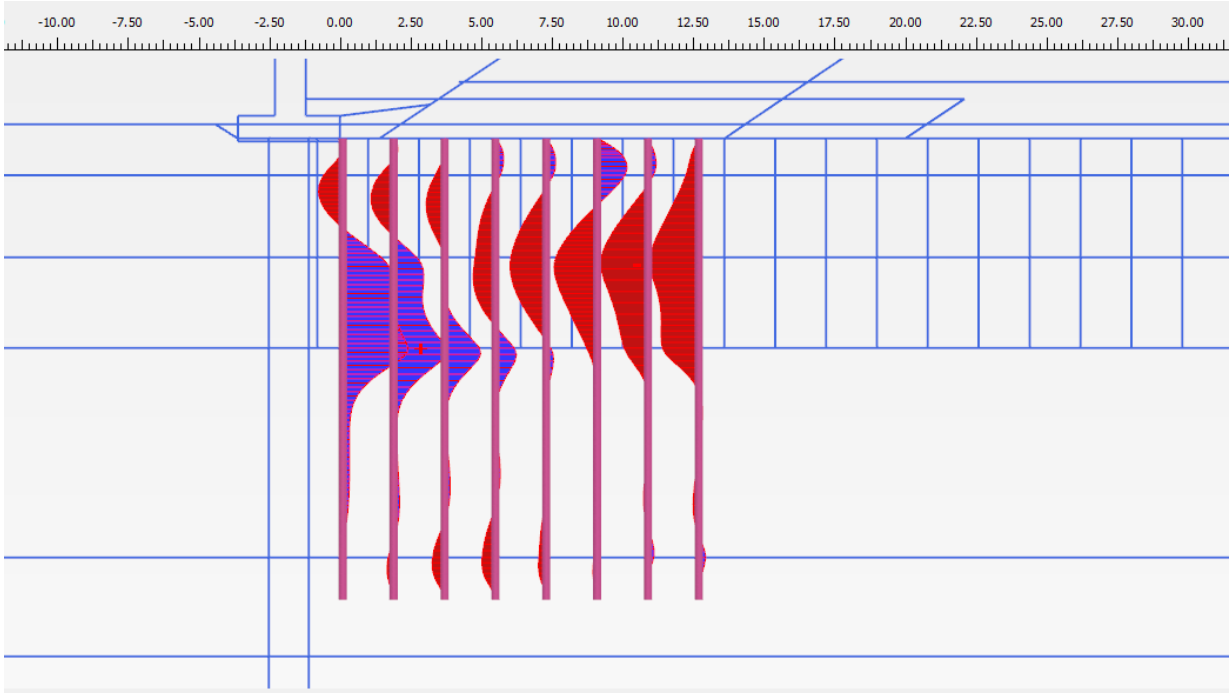
5.7.1. Coupe transversale

5.7.1.1. Efforts inclusions rigides

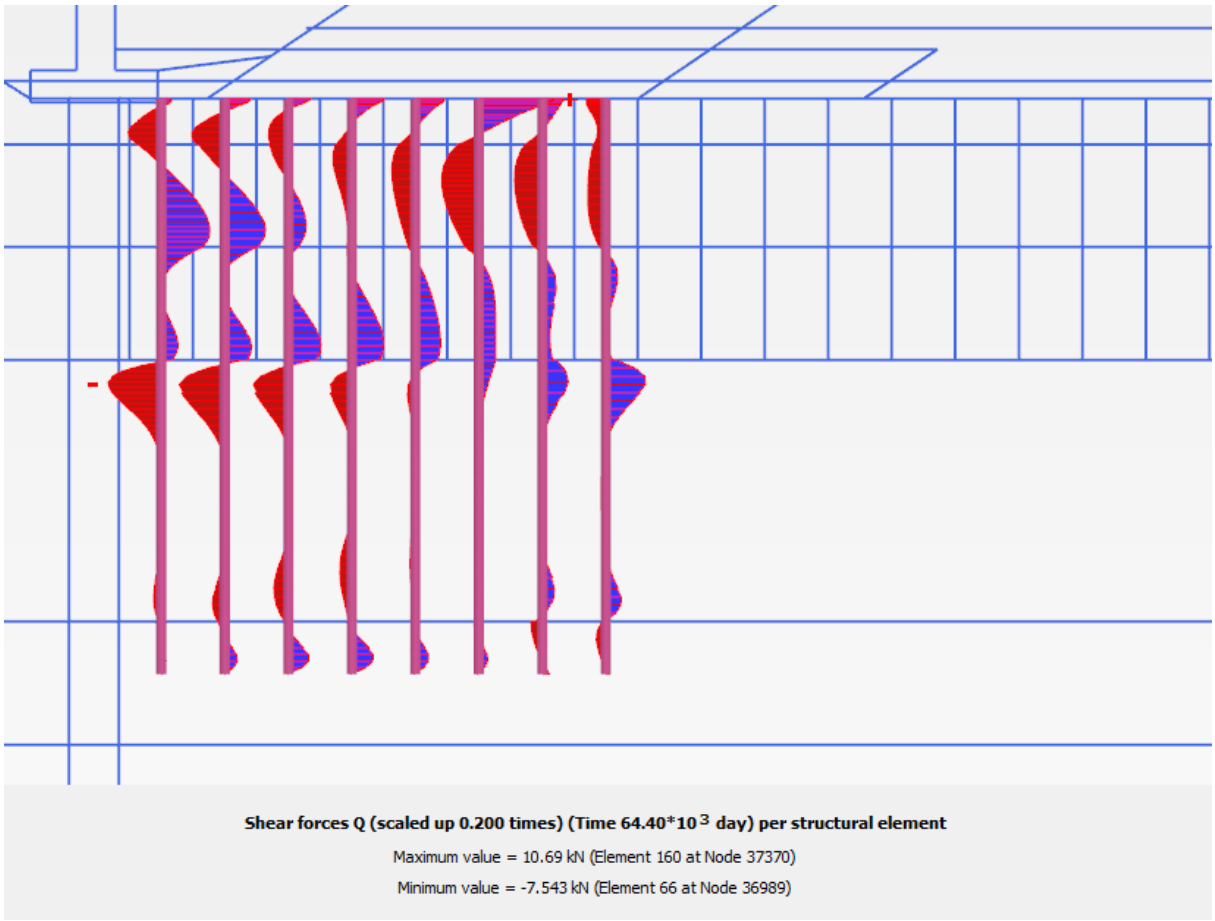
Effort normal IR OA RD10



Moment IR OA RD10



Effort tranchant IR OA RD10



Bilan

N° IR	1	2	3	4	5	6	7	8
Nmax (kN)	-298	-280	-257	-230	-339	-360	-350	-130
Ntête (kN)	-24	-144	-158	-174	-182	-220	-236	-218
Frottement n (kN)	274	136	98	56	157	140	114	87
Mmax (kN.m)	2	4	6	9	5	1	1	12
Mmin (kN.m)	-6	-4	-3	-4	-8	-8	-9	-4
Qmax (kN)	4	5	5	6	11	4	6	7
Qmin (kN)	-3	-3	-5	-6	-5	-4	-3	-8

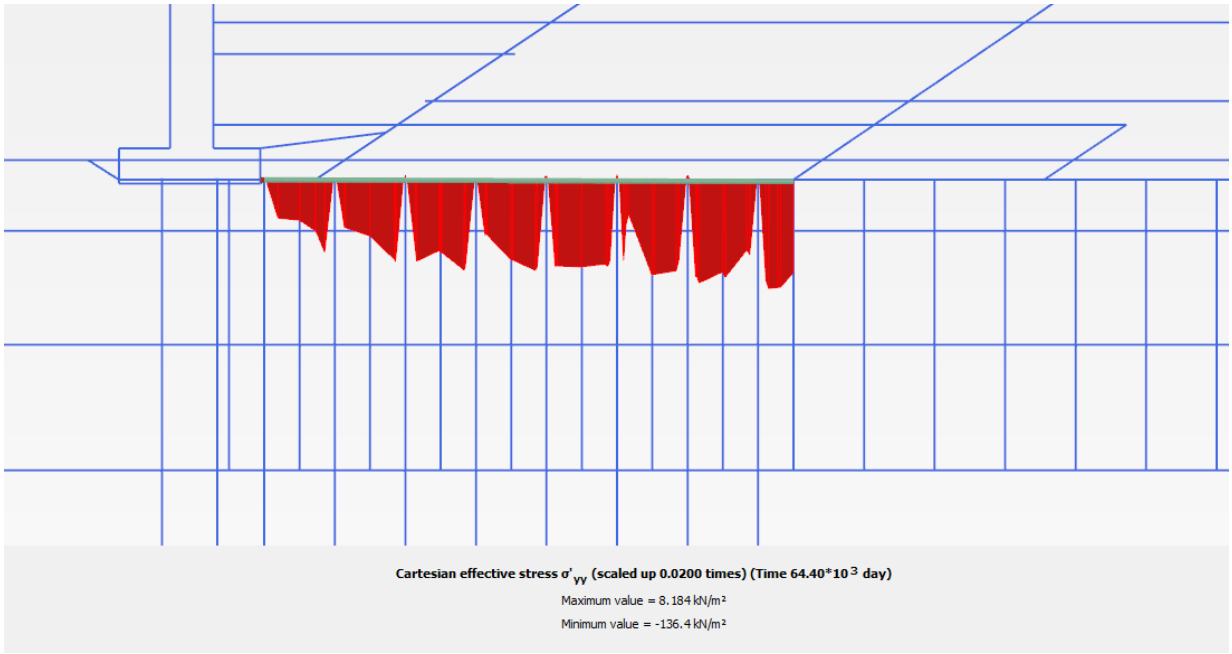
L'inclusion rigide n°1 est à écarter de l'analyse, sa modélisation étant trop proche de la culée, ce qui a entraîné des interférences avec les efforts appliqués et perturbé ses résultats.

On trouve au maximum les efforts suivants :

- Nmax=360 kN
- Frottement négatif max =157 kN
- Mmax=9 kN.m
- Qmax=11 kN.

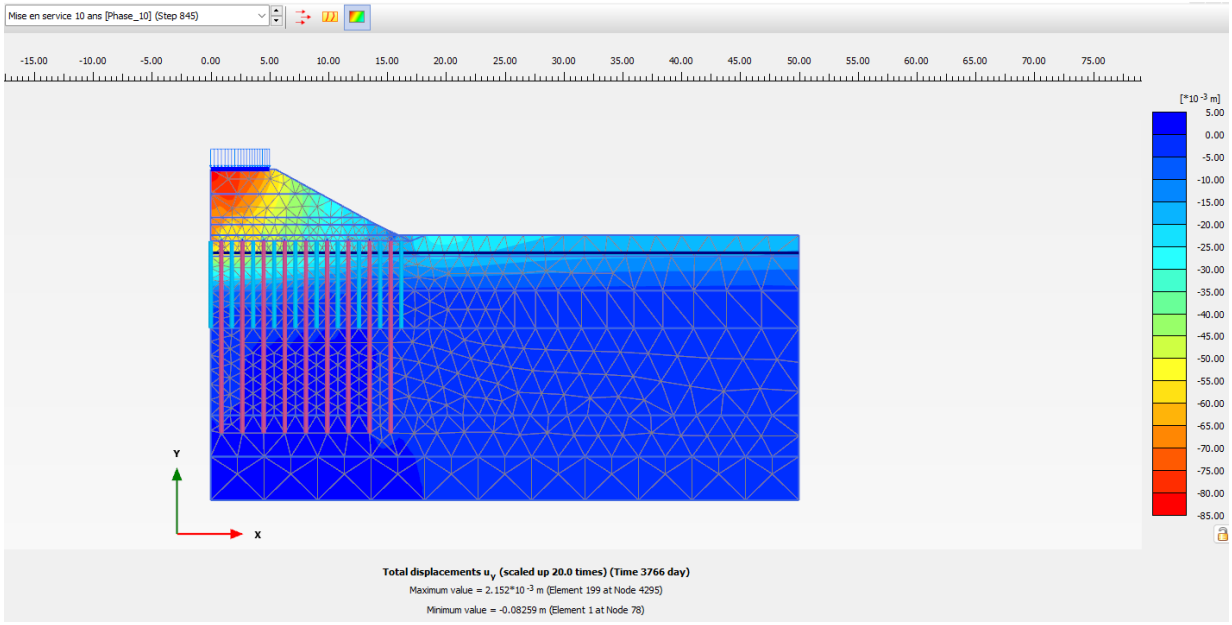
5.7.1.2. Contrainte dans le sol

On trouve une contrainte de sol de l'ordre de 136 kPa au maximum.

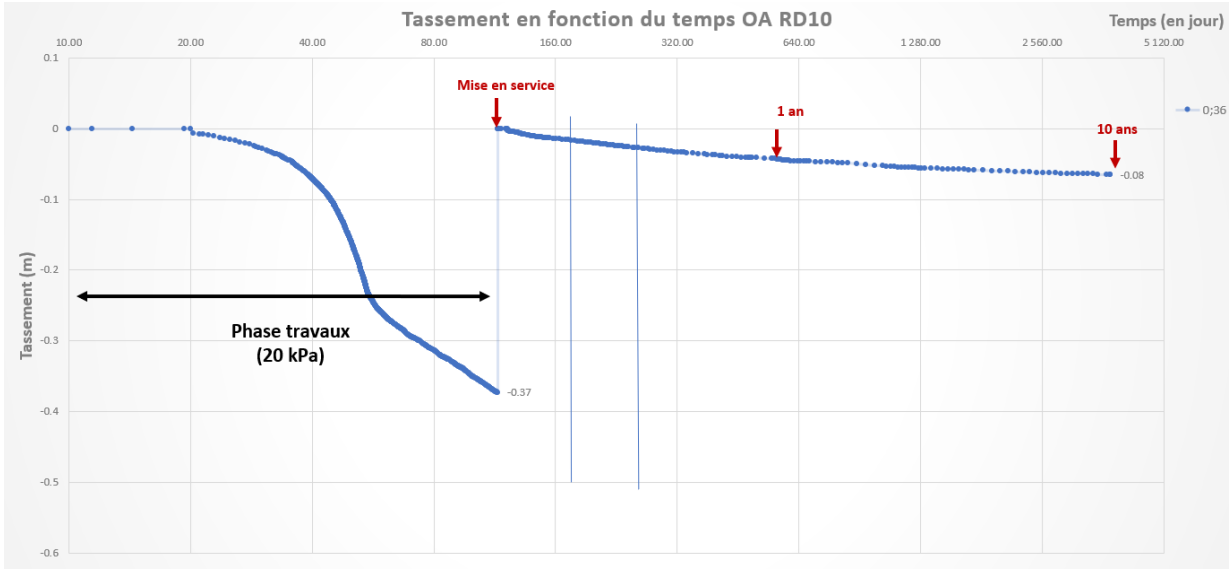


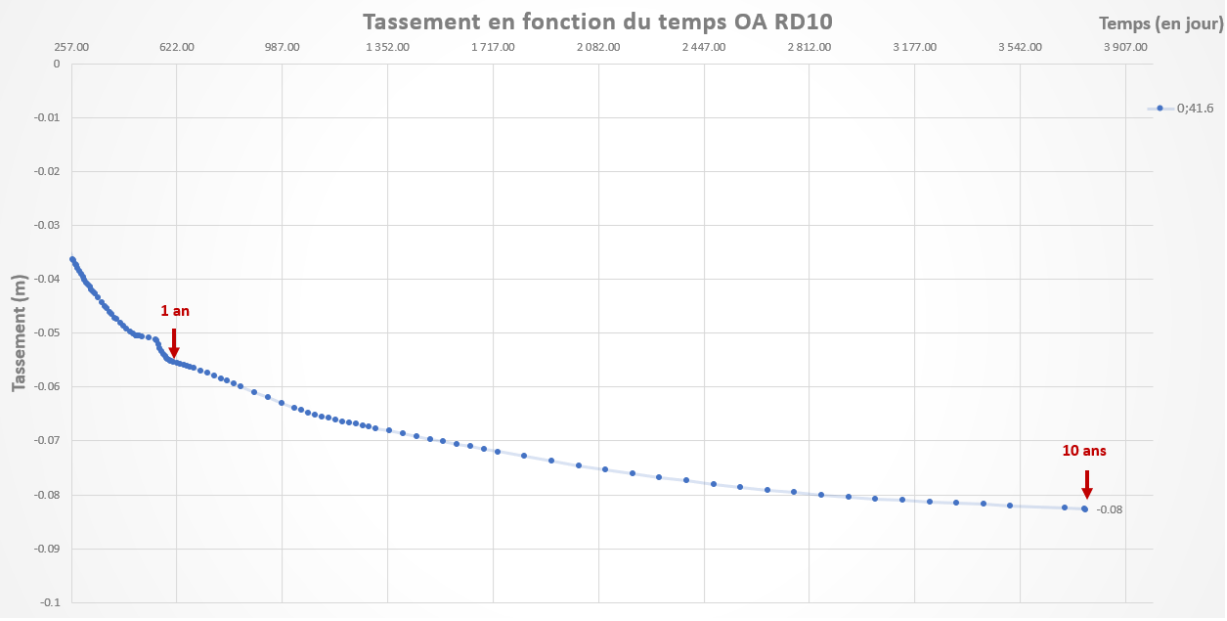
5.7.1.3. Tassement

Les tassements ont été remis à zéro à partir de la mise en service. On trouve des tassements de l'ordre de 8 cm au bout de 10 ans de mise en service.



L'évolution du tassement en fonction du temps est représentée sur les graphiques suivants :

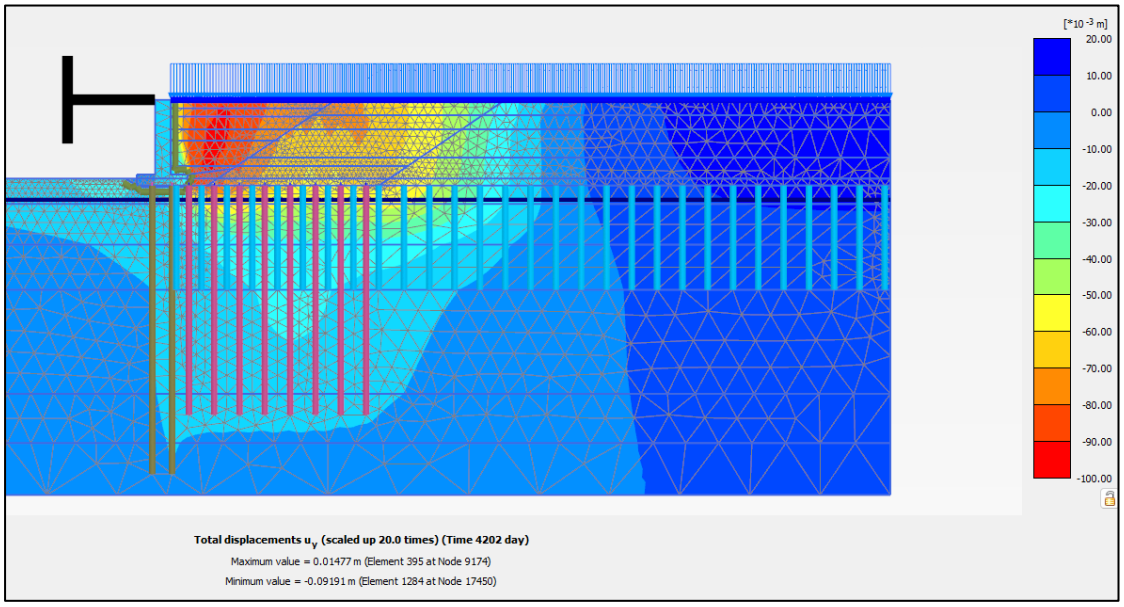




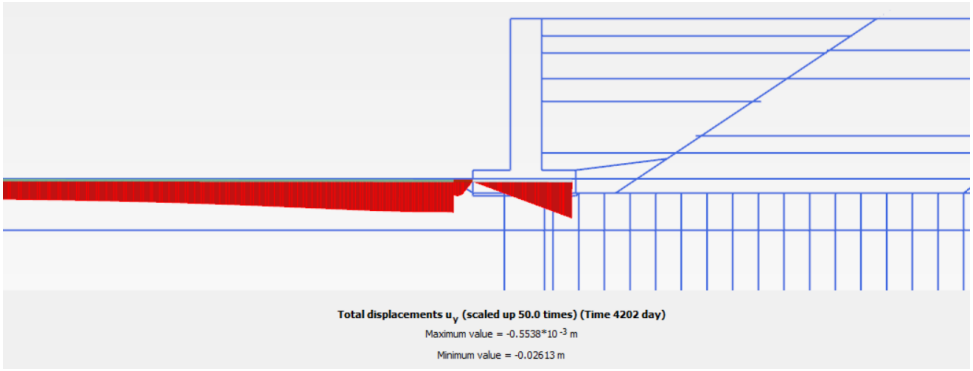
On trouve un tassement (primaire + secondaire) de l'ordre de **8 cm**, ce qui reste cohérent avec les résultats trouvés analytiquement dans le chapitre de préchargement (9 cm de fluage).

5.7.2. Coupe longitudinale

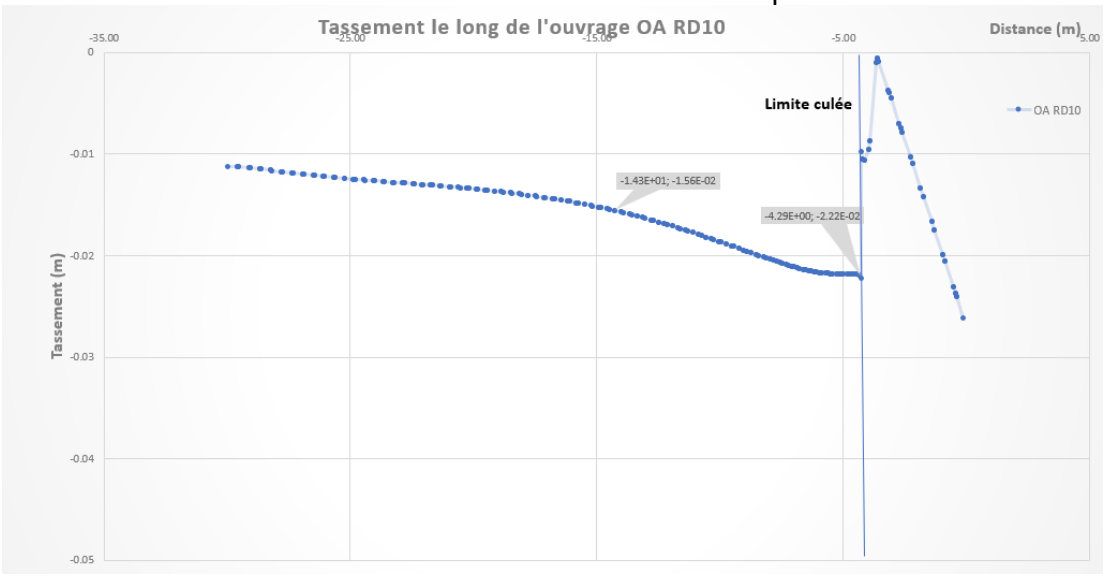
5.7.2.1. Déplacement horizontal du sol uy



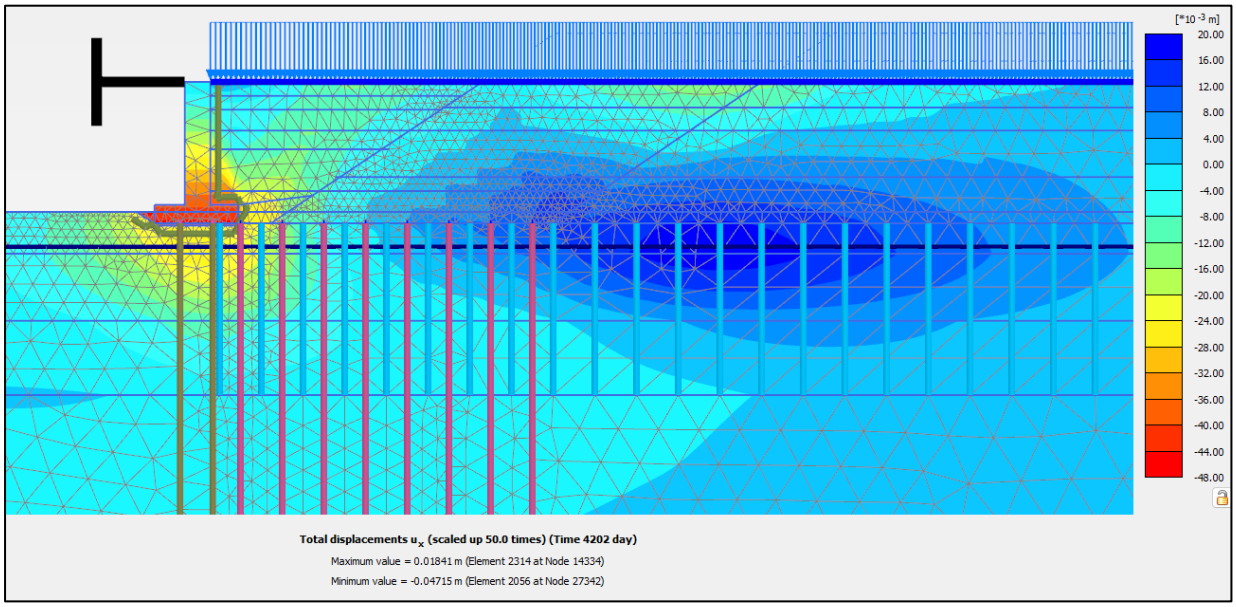
Le tassement observé le long de l'ouvrage, sur l'ensemble de sa durée de vie, conduit aux résultats suivants :



On observe un tassement différentielle maximum de 0.1 cm/m après la culée.

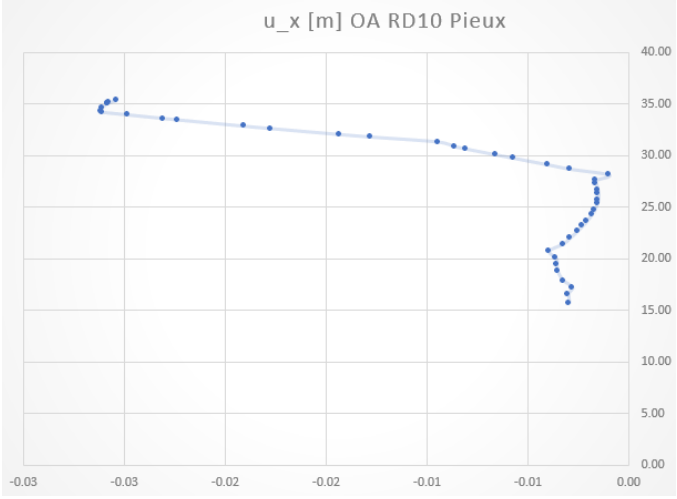


5.7.2.2. Déplacement horizontal du sol ux



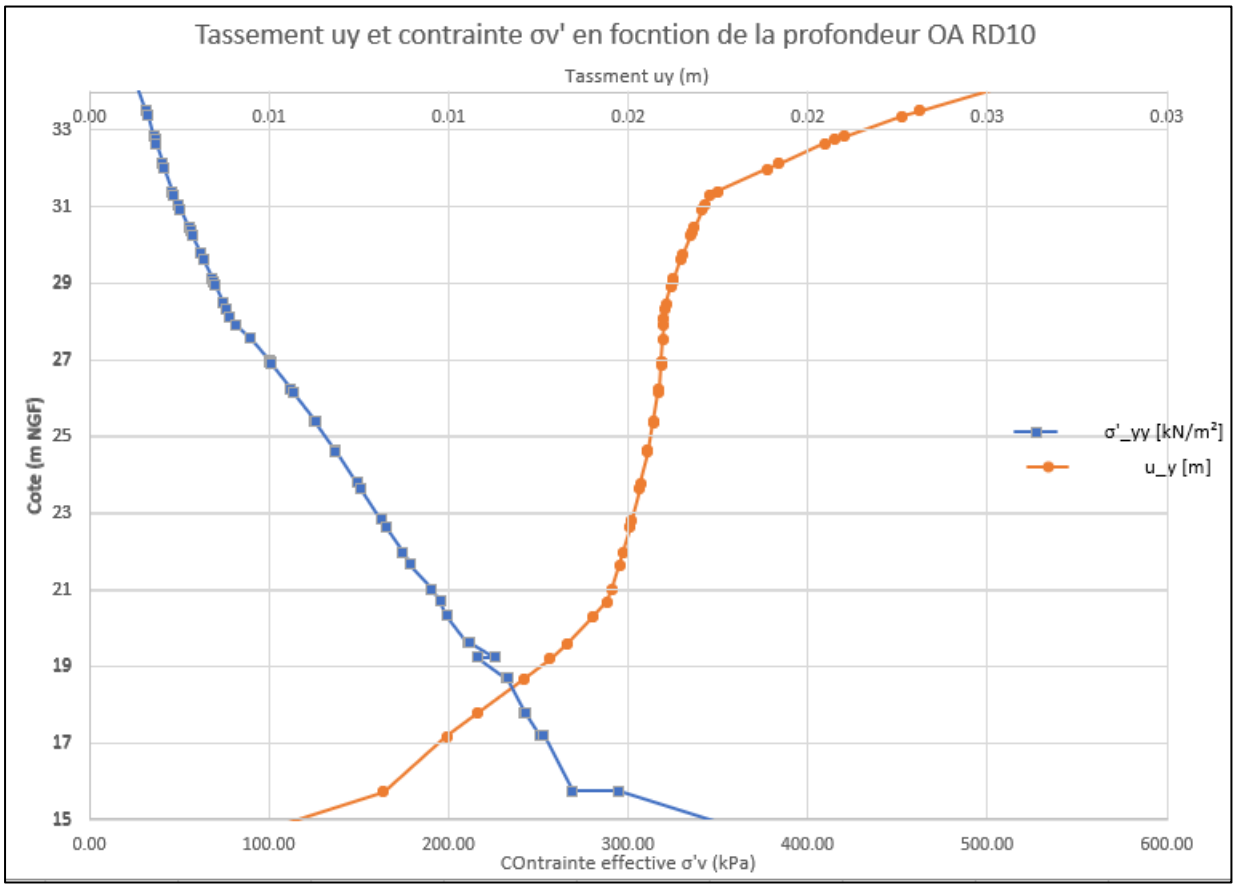
5.7.2.3. Résultats déplacement horizontaux pieux

Le déplacement horizontal du sol au niveau des pieux est le suivant, ce déplacement permettra d'obtenir le g(z) lors du dimensionnement des pieux de l'OA en pièce n°3.



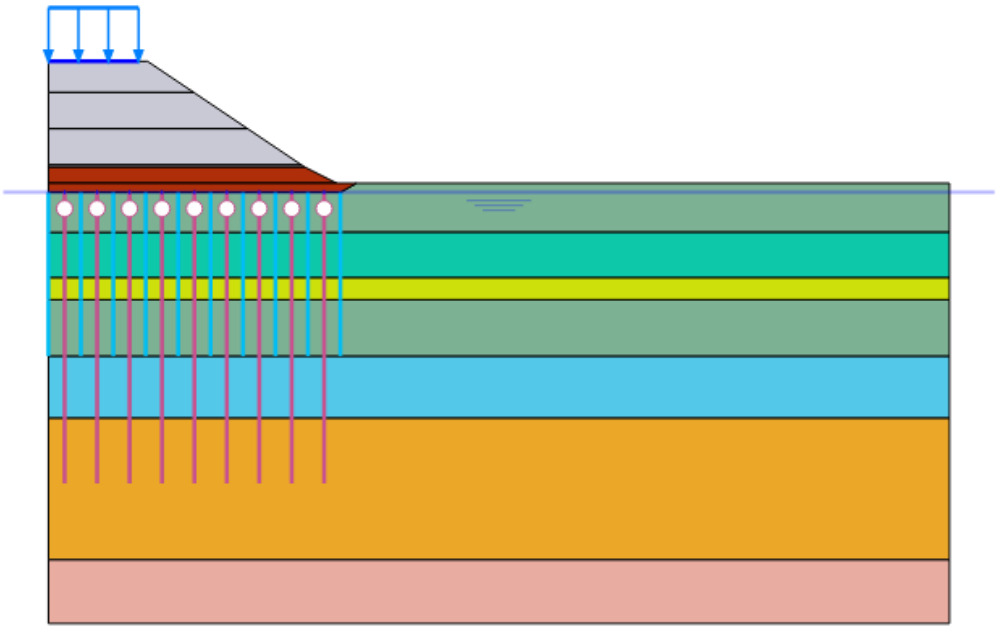
5.7.2.1. Frottement négatif pieux

On trouve les tassements et la contrainte effective autour des pieux de la culée suivant :



Ces résultats seront traités dans le dimensionnement des pieux dans la pièce n°3.

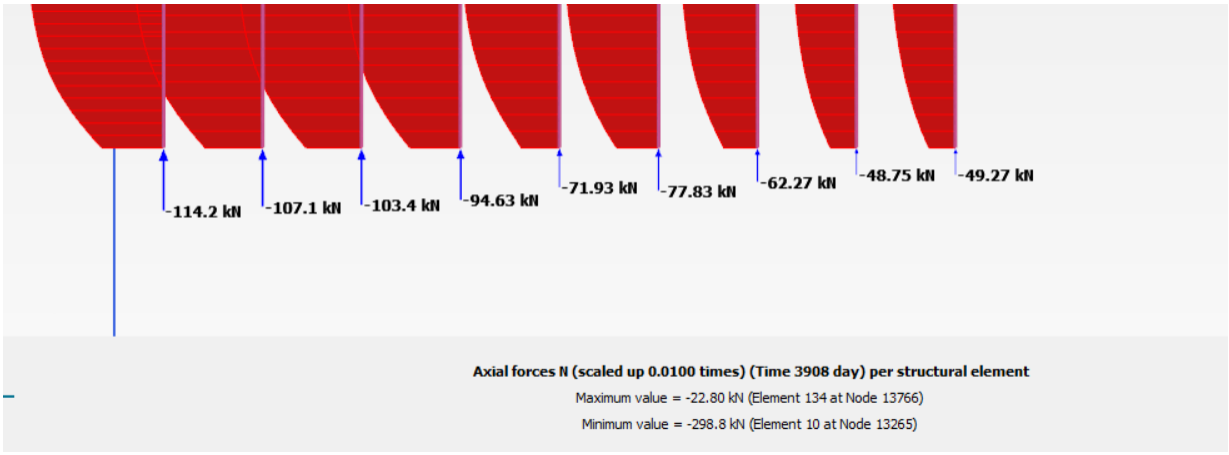
5.8. Résultats OA du Port



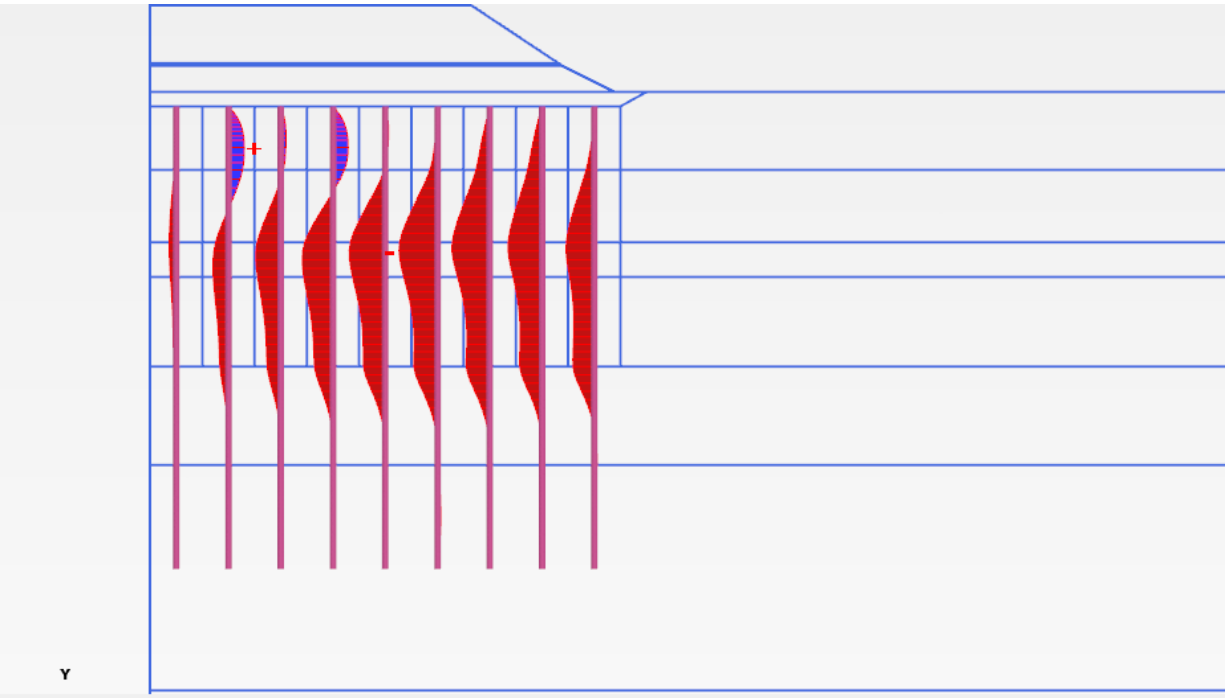
5.8.1. Coupe transversale

5.8.1.1. Efforts inclusions rigides

Effort normal IR OA du port



Moment IR OA du Port

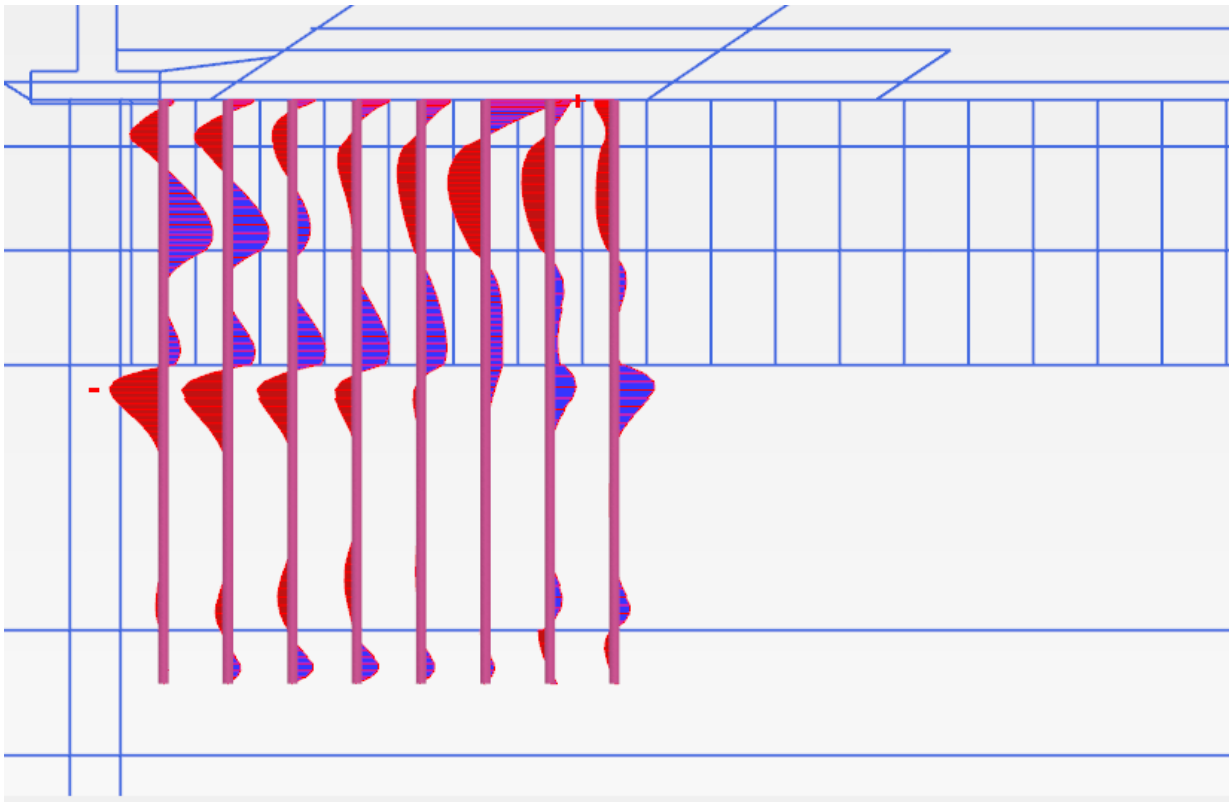


Bending moments M (scaled up 0.0500 times) (Time 3908 day) per structural element

Maximum value = 10.96 kN m (Element 25 at Node 13324)

Minimum value = -26.59 kN m (Element 92 at Node 13596)

Effort tranchant IR OA du Port



Shear forces Q (scaled up 0.200 times) (Time 64.40*10 3 day) per structural element

Maximum value = 10.69 kN (Element 160 at Node 37370)

Minimum value = -7.543 kN (Element 66 at Node 36989)

Bilan

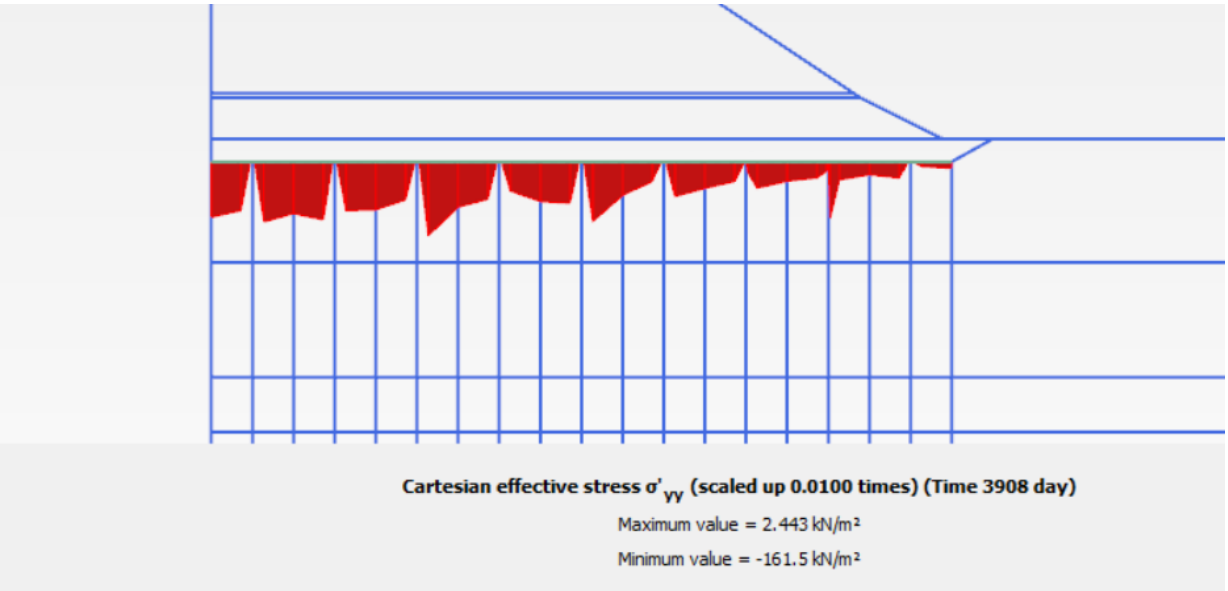
N° IR	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Nmax (kN)	-301	-288	-270	-254	-230	-203	-171	-132	-5
Ntête (kN)	-209	-197	-181	-169	-149	-122	-95	-45	-23
Frottement n (kN)	91	90	89	84	81	80	76	86	18
Mmax (kN.m)	1	11	4	10	2	2	2	1	2
Mmin (kN.m)	-5	-11	-17	-21	-25	-27	-26	-23	-20
Qmax (kN)	1	19	8	17	9	10	9	9	9
Qmin (kN)	-2	-9	-8	-13	-11	-10	-8	-6	-6

On trouve au maximum les efforts suivants :

- Nmax=301 kN
- Frottement négatif max =91 kN
- Mmax=27 kN.m
- Qmax=17 kN.

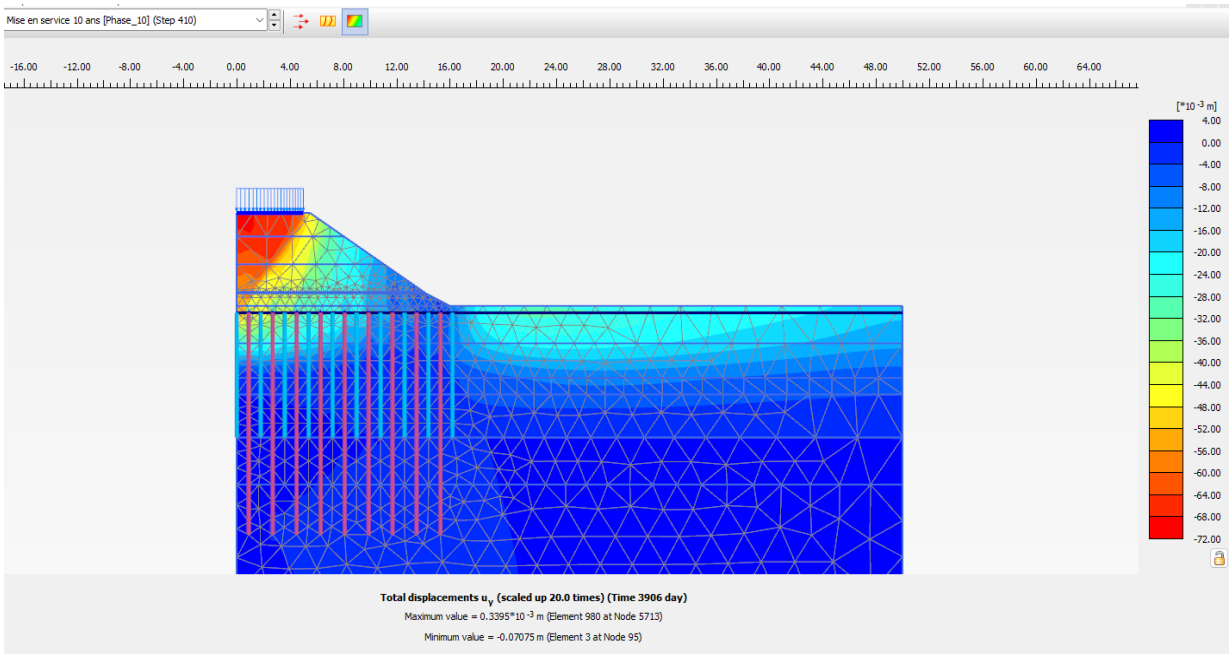
5.8.1.2. Contrainte dans le sol

On trouve une contrainte de sol de l'ordre de 161 kPa au maximum.

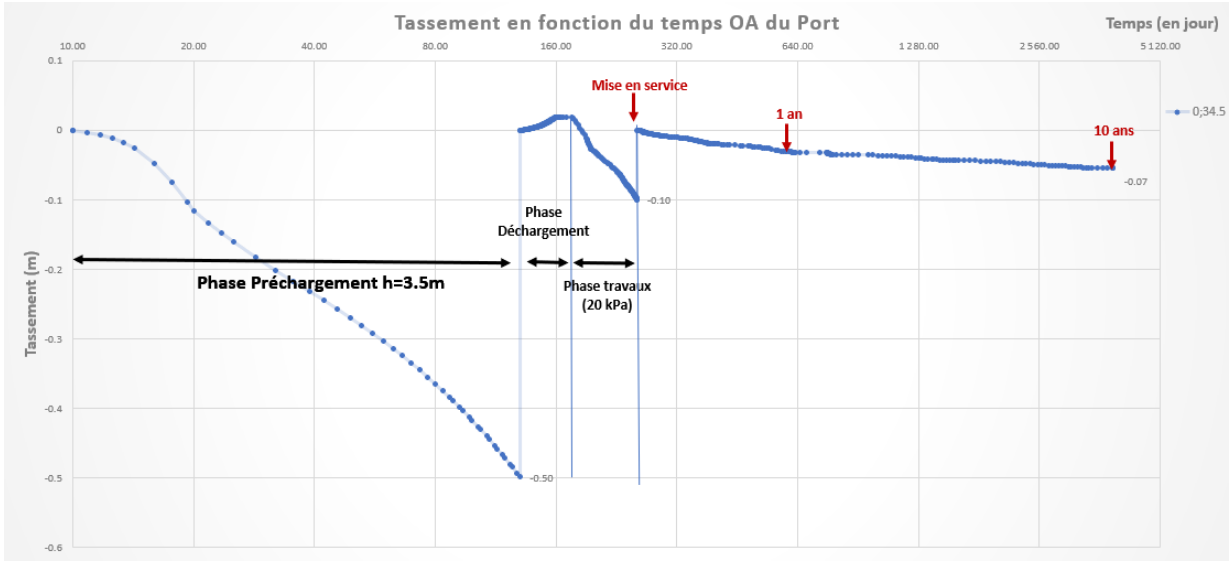


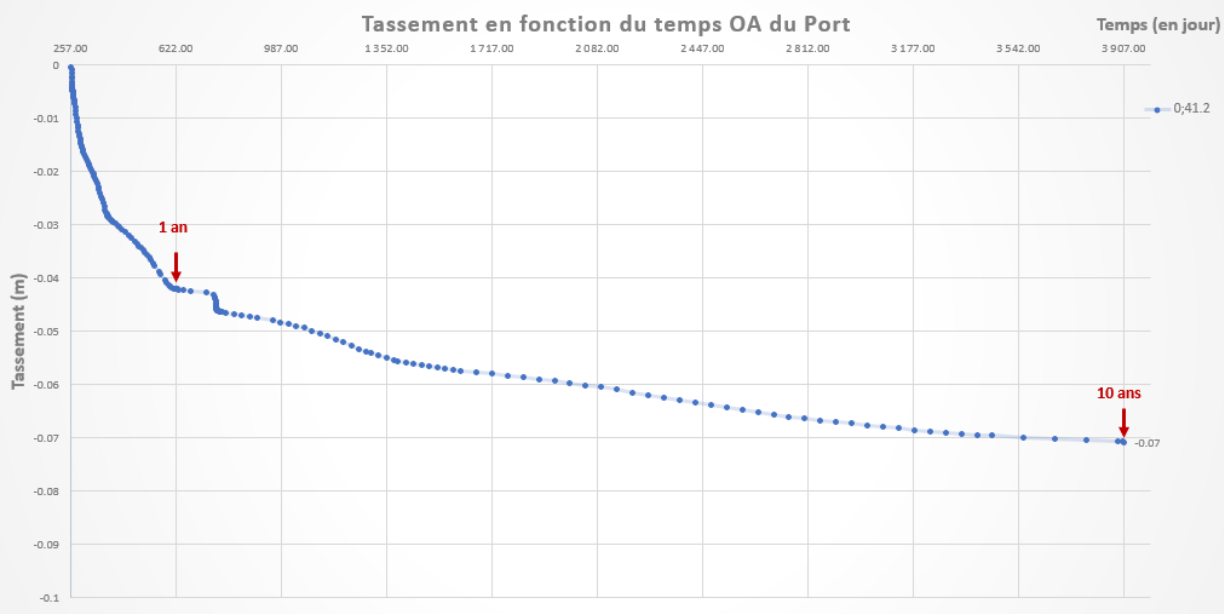
5.8.1.3. Tassement

Les tassements ont été remis à zéro à partir de la mise en service. On trouve des tassements de l'ordre de 7 cm au bout de 10 ans de mise en service.



L'évolution du tassement en fonction du temps est représentée sur les graphiques suivants :

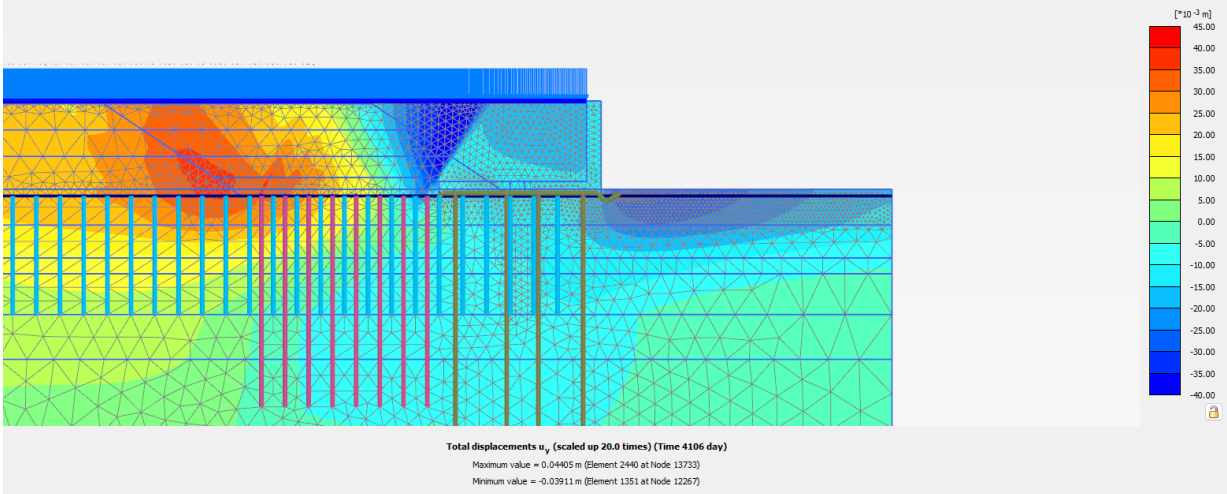




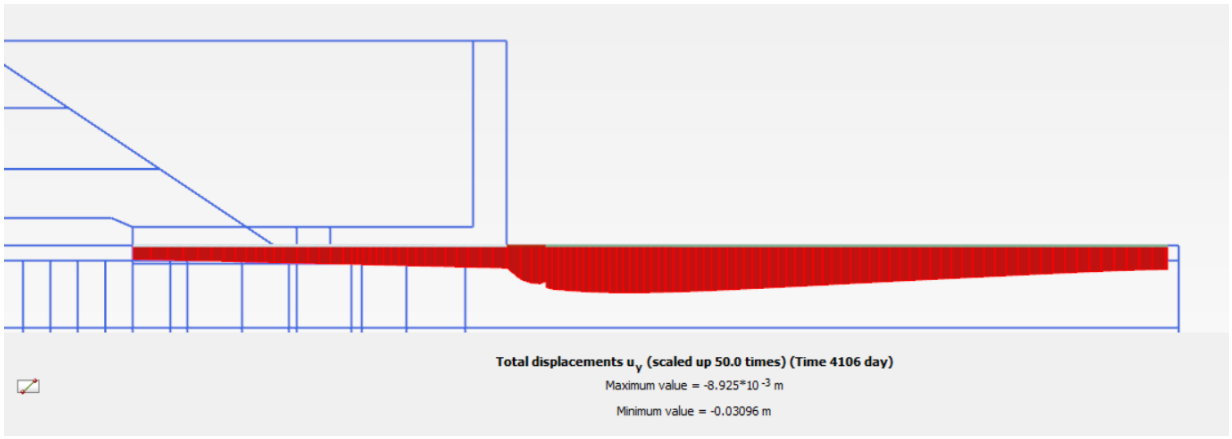
On trouve un tassement (primaire + secondaire) de l'ordre de **7 cm**, ce qui reste cohérent avec les résultats trouvés dans le chapitre de préchargement (9 cm de fluage).

5.8.2. **Coupe longitudinale**

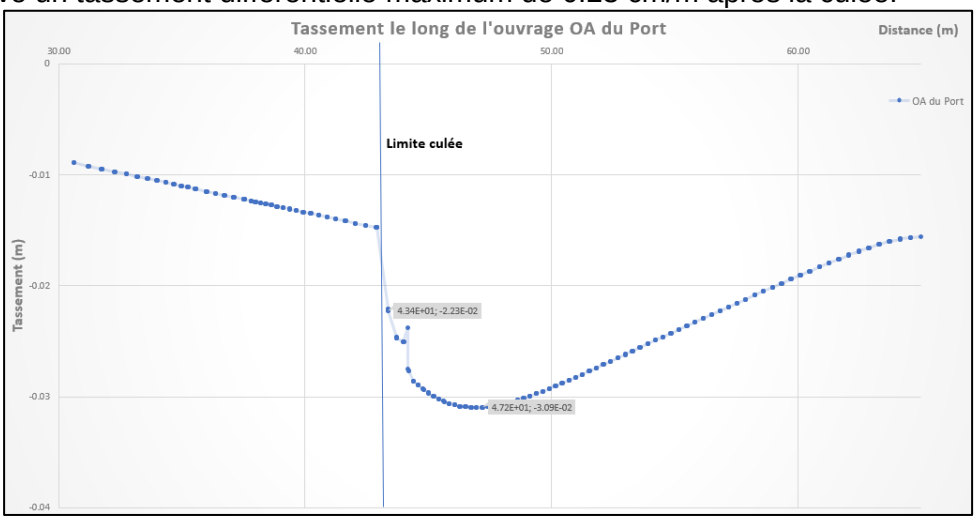
5.8.2.1. Déplacement horizontal du sol uy



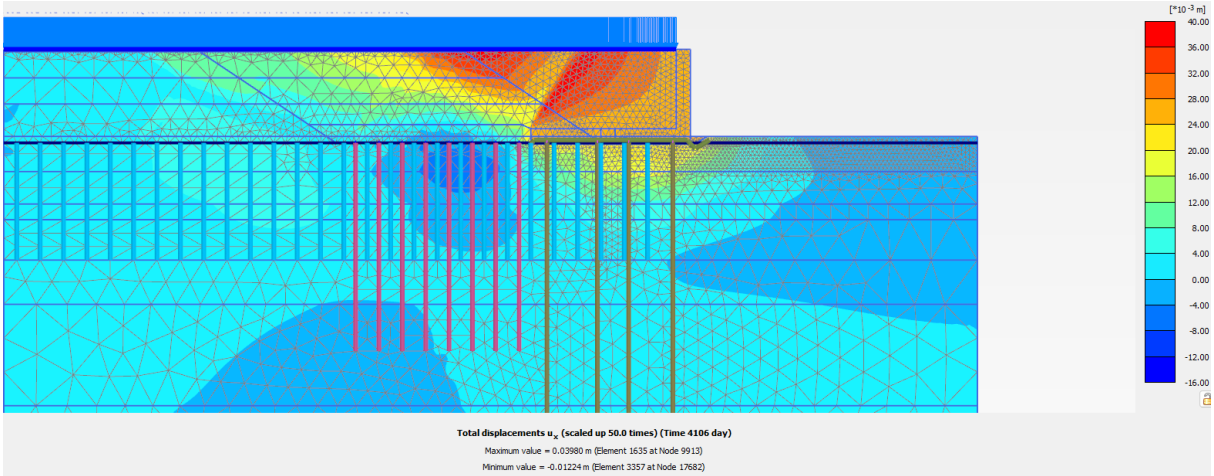
Le tassement observé le long de l'ouvrage, sur l'ensemble de sa durée de vie, conduit aux résultats suivants :



On observe un tassement différentielle maximum de 0.23 cm/m après la culée.

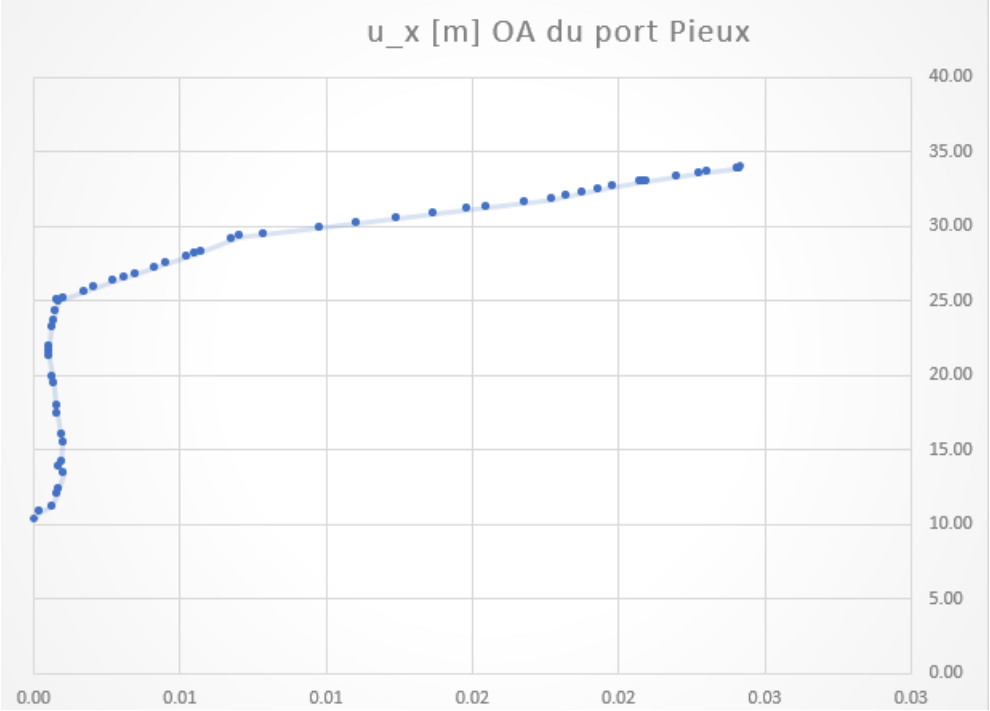


5.8.2.2. Déplacement horizontal du sol ux



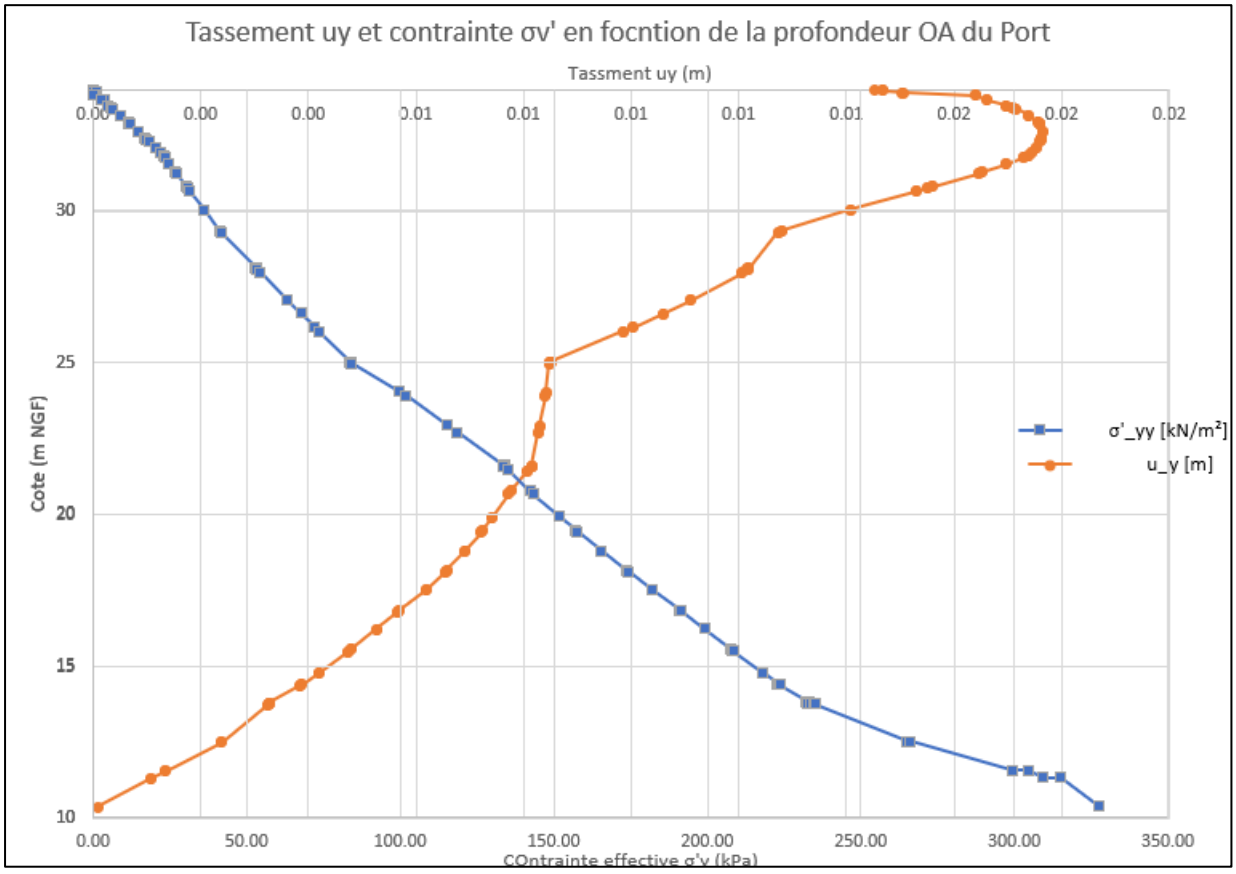
5.8.2.1. Résultats déplacement horizontaux pieux

Le déplacement horizontal du sol au niveau des pieux est le suivant, ce déplacement permettra d'obtenir le g(z) lors du dimensionnement des pieux de l4OA en pièce n°3.



5.8.2.1. Frottement négatif pieux

On trouve les tassements et la contrainte effective autour des pieux de la culée suivant :



Ces résultats seront traités dans le dimensionnement des pieux dans la pièce n°3.

5.9. Vérification Inclusions rigides

5.9.1. Vérification portance

La vérification de la portance des inclusions rigides a été vérifiée comme des pieux à tarière creuse (FTC), de classe 2 et de catégorie 6 selon la Norme NF P94-262.

Le frottement latéral unitaire q_{si} et le facteur de portance considéré dans la justification sont donnés dans le tableau ci-dessus.

OA RD10

Formation	Classe de sol	p_l^* (MPa)	Courbe retenue	α pieu-sol	q_s retenue (kPa)	k_{pmax}
Am	**Négligé**					
Aa	Sables, graves	2.1	Q2	1.8	134	1.65
McSo	Marne et calcaire marneux	1.4	Q4	1.6	143	1.60

OA du Port

Formation	Classe de sol	p_l^* (MPa)	Courbe retenue	α pieu-sol	q_s retenue (kPa)	k_{pmax}
Am	**Négligé**					
Aa	Sables, graves	1.6	Q2	1.8	115	1.65
McSo	Marne et calcaire marneux	1.3	Q4	1.6	140	1.60

Les descentes de charges verticales appliquées suite à la modélisation plaxis sont les suivantes :

- OA RD10 : ELS : **360 kN** ELU : **486 kN** (1.35xELS)
- OA du Port : ELS : **301 kN** ELU : **407 kN** (1.35xELS)

Résultats en compression :

Modèle	Cote base de IR (m NGF)	Vd ELS (kN)	Vd ELU (kN)	Rccrd ELS QP (kN)	Rccrd ELS CARA (kN)	Rcd ELU (kN)
OA RD10	19.2	360	486	1087	1329	1626
OA du Port	18.0	301	407	755	923	1147

Les inclusions rigides sont donc vérifiées, le détail de la vérification est présentée en Annexe 3.

5.9.2. Vérification du béton

Pour les calculs de structure, on considère les caractéristiques suivantes (recommandations ASIRI) :

Type IR	Pieux tarière creuse
Pieux de ponts	Oui
Choix béton	C20/25
Ø IR (m)	0.45

IR armé	Oui
Contrôle renforcé qualité et continuité du fût ?	Non
fck (MPa)	20
Cmax (MPa)	30
k1	1.4
k2	1.125
k3	0.75
αcc	1
Ɣc	1.5
fck* (MPa)	12.7
σc,moy (MPa)	2.9
fcd (MPa)	6.3

Avec :

- C_{max} *Valeur maximale de résistance en compression du béton ;*
- f_{ck} *Résistance en compression caractéristique du béton ;*
- $k1$ *Coefficient empirique dépendant du mode de réalisation du pieu ;*
- $k2$ *Coefficient empirique tenant compte des difficultés de bétonnage liées à la géométrie de la paroi ;*
- α_{cc} *Coefficient égal à 1.0 sur la hauteur armée de l'IR, et 0.8 sur la hauteur non armée de l'IR ;*
- k_3 *Coefficient empirique tenant compte des contrôles d'intégrité effectués, pris égale à 0.75 avec essais de réflexion ou d'impédance obligatoires selon ASIRI ;*
- γ_c *Coefficient partiel relatif au béton.*

Aux ELS	Longueur IR	Contrainte moyenne admissible dans le béton σ(c,moy)	Charge maximale admissible dans le béton
Ø 450 mm	≥9.0 m	**2.9 MPa**	**454 kN**
Aux ELU	**Longueur IR**	**Contrainte moyenne admissible dans le béton fcd**	**Charge maximale admissible dans le béton**
Ø 450 mm	≥9.0 m	**6.3 MPa**	**1009 kN**

Ainsi, dans le cas présent, les résultats des contraintes maximales du béton aux ELS et ELU dans les inclusions rigides sont vérifiées

On rappelle, **que les inclusions rigides sont considérées comme armer dans notre étude.**

5.10. Vérification matelas de répartition

La concentration d'efforts en tête d'inclusion peut engendrer un poinçonnement du matelas de répartition, qu'il convient de vérifier au moyen de la méthode des spirales logarithmiques (schéma de PRANDTL).

La figure ci-après illustre le mécanisme de rupture se développant dans le matelas selon le schéma de PRANDTL (spirales logarithmiques).

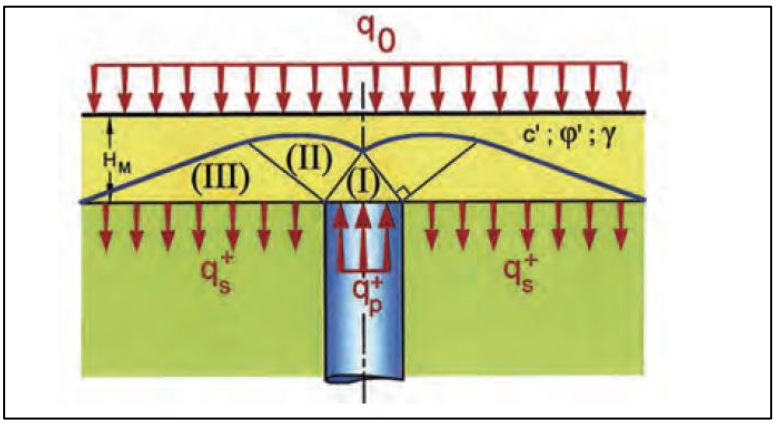


Illustration du mécanisme de rupture au sein du matelas de répartition, selon le schéma de PRANDTL – Source : ASIRI

La contrainte admissible en tête d'inclusion q_p^+ est donnée par la relation suivante :

$$q_p^+ = \frac{s_q N_q q^*_0 + (q_\delta + q_c)(1-\alpha)}{\alpha\left(s_q N_q - 1\right) + 1}$$

Avec :

q^*_0	Contrainte moyenne à la base du matelas : $q^*_0 = q_0 + \gamma \times H_M$
N_q	Facteur dépendant de l'angle de frottement du matelas, calculé selon la NF P94-261, tableau F.3.3. Pour φ_{mat} = 38°, N_q = 48.8.
$\gamma_M H_M$	Incrément de contrainte apporté par le poids propre du matelas. Pour un matelas de 1.4 m d'épaisseur, et de poids volumique 20 kN/m^3, γ_M x H_M = 28 kPa
α	Taux de recouvrement, égal à S_{IR} / S_{maille}
s_q	$s_q = 1 + B \sin\varphi_d / L$

Il convient de vérifier que la contrainte q_p calculée en tête d'inclusion ne dépasse la contrainte admissible q_p^+ dans le matelas.

Inclusion		Maille			Matelas			Sollicitation		Prandtl	
$Ø_{IR}$ (m)	S_{IR} (m²)	Entraxe IR (m)	S maille (m²)	α %	H_m (m)	ϕ_{mat} (°)	Nq (-)	q_0 (kPa)	$\gamma_M H_M$ (kPa)	q_p+ admissible (kPa)	q_p calculé (kPa)
0.32	0.08	2.0	3.24	5	1.4	38	48.9	132	25	**2335**	**2263 (360kN)**

D'après les sorties de calcul (voir annexe 8), la contrainte en tête d'inclusion est inférieure à la contrainte admissible dans le matelas.

Le critère de non-poinçonnement du matelas est ainsi vérifié.

5.11. Dispositions constructives

5.11.1. Matelas de répartition

Ce matelas pour être constitué en GNT 0/80 sur 120 cm, fermé en partie supérieure par un 0/31.5 sur 20 cm. Le document de référence pour ces terrassements en remblai est le Guide des Terrassements Routiers GTR).

Les essais d'identification à fournir concernent les paramètres suivants :

- origine du matériau ;
- classification du matériau au sens du GTR92 (NF P 11-300) ;
- courbe granulométrique ;
- caractéristiques de dureté : LA, MDE et LA+MDE ;
- essai de résistance au cisaillement (c,ϕ).

Le matériau constitutif du matelas sera mis en œuvre par couches successives horizontales, compactées à 95 % de l'OPM et devra respecter les critères suivants (évalués par essais à la plaque) :

- EV2 ≥ 70 MPa
- EV2/EV1 ≤ 2

Le matelas de répartition sera mis en œuvre avec un débord de 3 mètres par rapport à la base du remblai, sur un géotextile de séparation disposé entre le fond de forme et le matelas granulaire. Son compactage devra être réalisé avec précaution, en veillant à conserver une épaisseur minimale de 25 cm au-dessus des têtes des inclusions rigides, afin d'éviter tout risque de dégradation. Afin de garantir la qualité de l'exécution, un minimum de trois essais de compactage sera réalisé, auquel s'ajoutera un essai complémentaire tous les 2 000 m².

5.11.2. Mise en œuvre des inclusions

Les inclusions rigides seront réalisées par une entreprise spécialisée.
Il conviendra de respecter les points suivants (liste non exhaustive) :

- Enregistrement des paramètres de forage des inclusions ;
- Le matériel et la méthode de forage employés doivent permettre d'atteindre la profondeur minimale d'ancrage des inclusions (puissance, capacité à injecter le béton éventuellement en présence d'eau à la profondeur visée) ;
- L'étude d'exécution devra préciser les points suivants :
  - Phasage de réalisation des inclusions, matelas;
  - Vérification de l'absence d'influence de forage des inclusions sur les inclusions voisines (vibrations notamment) ;

  - Vérification du non cisaillement en tête des inclusions, engendré par la circulation d'engins lourds sur l'arase.
- Tolérance d'exécution :
  - Longueur +/- 10 cm ;
  - Inclinaison +/- 2%.
- Récupérer, canaliser et évacuer toutes les eaux météoriques loin des sols de fondation par des réseaux étanches à vérifier tout au long de la vie de l'ouvrage.

Le critère d'arrêt des inclusions devra être défini lors de l'étalonnage de l'atelier au démarrage du chantier en présence de l'ingénieur géotechnicien chargé de la supervision du chantier.

Pour des inclusions réalisées sans refoulement de sol, il convient de respecter à minima un entraxe minimum de 3 diamètres, et de quatre diamètres pour des inclusions réalisées avec refoulement.

Lors de la réalisation des travaux les informations suivantes devront être transmises régulièrement :

- La vérification d'implantation ;
- L'avancement des travaux ;
- La qualité des matériaux livrés ;
- Les paramètres d'exécution (qui doivent être impérativement enregistrés).

Au regard du linéaire d'inclusions nécessaire pour le projet, des essais de contrôle (type essai de qualité, essai de portance ou essai de contrôle renforcé) seront à réaliser, à raison de 1 essai par tranche de 75 inclusions pour les 600 premières inclusions, puis 1 par tranche complémentaire de 150 inclusions, conformément aux recommandations du guide ASIRI.

L'entreprise est libre de proposer une solution variante afin de réduire l'épaisseur de matelas, le diamètre ou la longueur des inclusions, ferraillement des inclusions, espacer le maillage, etc… Toute variante devra être dimensionnée et justifiée dans le cadre d'une mission d'exécution (mission G3, au sens de la norme NF P94-500), en prenant en compte les caractéristiques des différentes fournitures employées, et validées préalablement en phase G2 DCE/ACT avant la mission G4.

6. Cadre contractuel de la mission

6.1. Cadre de la mission

Les conclusions du présent rapport ne sont valables que sous réserve des conditions générales des missions géotechniques de l'Union Syndicale Géotechnique fournies en Annexe 1 (norme NF P94-500 de novembre 2013).

Nous rappelons que cette étude a été menée dans le cadre d'une étude géotechnique de conception de phase projet (G2 PRO), conformément à la norme NF P 94-500 de novembre 2013.

Cette étude doit être suivie de la phase G2 DCE/ACT.

Lors de la phase de réalisation des travaux, les missions G3 et G4 doivent être réalisées simultanément.
Des éléments nouveaux découverts lors de la réalisation des travaux, n'ayant pu être mis en évidence lors des investigations réalisées dans le cadre de cette mission, peuvent mettre en défaut les conclusions de la présente étude. Tout élément nouveau devra être communiqué à GINGER CEBTP afin de revoir une partie ou toutes conclusions de ce rapport.

6.2. Limites et responsabilités

Les résultats et conclusions sont basés sur l'état actuel des connaissances tel qu'exposé dans le rapport, et ont été obtenus conformément aux règles de l'art reconnus dans la branche.
Ginger CEBTP se fonde sur les prémisses que :

- Le donneur d'ordre ou ses représentants ont fourni des informations et des documents exacts et complets en vue de l'exécution de cette mission ;
- Les résultats de ce travail ne seront pas utilisés de manière partielle ou déconnectée du contexte ;
- Sans avoir été réexaminés, les résultats de ce travail ne seront pas utilisés pour un but autre que celui convenu ou pour un autre objet, ni transposés à des circonstances modifiées.

Ginger CEBTP décline toute responsabilité envers le donneur d'ordre pour les dommages, directs et indirects, qui pourraient résulter si :

- Les conditions susmentionnées ne sont pas respectées ;
- Un tiers utilise ces résultats ou s'il fonde des décisions sur ceux-ci.

ANNEXE 1 – NOTES GENERALES SUR LES MISSIONS GEOTECHNIQUES

- Classification des missions types d'ingénierie géotechnique,
- Schéma d'enchainement des missions types d'ingénierie géotechnique.

Tableau 1 — Enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique

Enchaînement des missions G1 à G4	Phases de la maîtrise d'œuvre	Mission d'ingénierie géotechnique (GN) et Phase de la mission		Objectifs à atteindre pour les ouvrages géotechniques	Niveau de management des risques géotechniques attendu	Prestations d'investigations géotechniques à réaliser
Étape 1 : Étude géotechnique préalable (G1)		Étude géotechnique préalable (G1) Phase Étude de Site (ES)		Spécificités géotechniques du site	Première identification des risques présentés par le site	Fonction des données existantes et de la complexité géotechnique
	Étude préliminaire, esquisse, APS	Étude géotechnique préalable (G1) Phase Principes Généraux de Construction (PGC)		Première adaptation des futurs ouvrages aux spécificités du site	Première identification des risques pour les futurs ouvrages	Fonction des données existantes et de la complexité géotechnique
Étape 2 : Étude géotechnique de conception (G2)	APD/AVP	Étude géotechnique de conception (G2) Phase Avant-projet (AVP)		Définition et comparaison des solutions envisageables pour le projet	Mesures préventives pour la réduction des risques identifiés, mesures correctives pour les risques résiduels avec détection au plus tôt de leur survenance	Fonction du site et de la complexité du projet (choix constructifs)
	PRO	Étude géotechnique de conception (G2) Phase Projet (PRO)		Conception et justifications du projet		Fonction du site et de la complexité du projet (choix constructifs)
	DCE/ACT	Étude géotechnique de conception (G2) Phase DCE / ACT		Consultation sur le projet de base / Choix de l'entreprise et mise au point du contrat de travaux		
Étape 3 : Études géotechniques de réalisation (G3/G4)		À la charge de l'entreprise	À la charge du maître d'ouvrage			
	EXE/VISA	Étude et suivi géotechniques d'exécution (G3) Phase Étude (en interaction avec la phase Suivi)	Supervision géotechnique d'exécution (G4) Phase Supervision de l'étude géotechnique d'exécution (en interaction avec la phase Supervision du suivi)	Étude d'exécution conforme aux exigences du projet, avec maîtrise de la qualité, du délai et du coût	Identification des risques résiduels, mesures correctives, contrôle du management des risques résiduels (réalité des actions, vigilance, mémorisation, capitalisation des retours d'expérience)	Fonction des méthodes de construction et des adaptations proposées si des risques identifiés surviennent
	DET/AOR	Étude et suivi géotechniques d'exécution (G3) Phase Suivi (en interaction avec la phase Étude)	Supervision géotechnique d'exécution (G4) Phase Supervision du suivi géotechnique d'exécution (en interaction avec la phase Supervision de l'étude)	Exécution des travaux en toute sécurité et en conformité avec les attentes du maître d'ouvrage		Fonction du contexte géotechnique observé et du comportement de l'ouvrage et des avoisinants en cours de travaux
À toute étape d'un projet ou sur un ouvrage existant	Diagnostic	Diagnostic géotechnique (G5)		Influence d'un élément géotechnique spécifique sur le projet ou sur l'ouvrage existant	Influence de cet élément géotechnique sur les risques géotechniques identifiés	Fonction de l'élément géotechnique étudié

Tableau 2 — Classification des missions d'ingénierie géotechnique

L'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique (étapes 1 à 3) doit suivre les étapes de conception et de réalisation de tout projet pour contribuer à la maîtrise des risques géotechniques. Le maître d'ouvrage ou son mandataire doit faire réaliser successivement chacune de ces missions par une ingénierie géotechnique. Chaque mission s'appuie sur des données géotechniques adaptées issues d'investigations géotechniques appropriées.

ÉTAPE 1 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE PRÉALABLE (G1)

Cette mission exclut toute approche des quantités, délais et coûts d'exécution des ouvrages géotechniques qui entre dans le cadre de la mission d'étude géotechnique de conception (étape 2). Elle est à la charge du maître d'ouvrage ou son mandataire. Elle comprend deux phases :

Phase Étude de Site (ES)

Elle est réalisée en amont d'une étude préliminaire, d'esquisse ou d'APS pour une première identification des risques géotechniques d'un site.

— Faire une enquête documentaire sur le cadre géotechnique du site et l'existence d'avoisinants avec visite du site et des alentours.

— Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.

— Fournir un rapport donnant pour le site étudié un modèle géologique préliminaire, les principales caractéristiques géotechniques et une première identification des risques géotechniques majeurs.

Phase Principes Généraux de Construction (PGC)

Elle est réalisée au stade d'une étude préliminaire, d'esquisse ou d'APS pour réduire les conséquences des risques géotechniques majeurs identifiés. Elle s'appuie obligatoirement sur des données géotechniques adaptées.

— Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.

— Fournir un rapport de synthèse des données géotechniques à ce stade d'étude (première approche de la ZIG, horizons porteurs potentiels, ainsi que certains principes généraux de construction envisageables (notamment fondations, terrassements, ouvrages enterrés, améliorations de sols).

ÉTAPE 2 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE DE CONCEPTION (G2)

Cette mission permet l'élaboration du projet des ouvrages géotechniques et réduit les conséquences des risques géotechniques importants identifiés. Elle est à la charge du maître d'ouvrage ou son mandataire et est réalisée en collaboration avec la maîtrise d'œuvre ou intégrée à cette dernière. Elle comprend trois phases :

Phase Avant-projet (AVP)

Elle est réalisée au stade de l'avant-projet de la maîtrise d'œuvre et s'appuie obligatoirement sur des données géotechniques adaptées.

— Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.

— Fournir un rapport donnant les hypothèses géotechniques à prendre en compte au stade de l'avant-projet, les principes de construction envisageables (terrassements, soutènements, pentes et talus, fondations, assises des dallages et voiries, améliorations de sols, dispositions générales vis-à-vis des nappes et des avoisinants), une ébauche dimensionnelle par type d'ouvrage géotechnique et la pertinence d'application de la méthode observationnelle pour une meilleure maîtrise des risques géotechniques.

Phase Projet (PRO)

Elle est réalisée au stade du projet de la maîtrise d'œuvre et s'appuie obligatoirement sur des données géotechniques adaptées suffisamment représentatives pour le site.

— Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.

— Fournir un dossier de synthèse des hypothèses géotechniques à prendre en compte au stade du projet (valeurs caractéristiques des paramètres géotechniques en particulier), des notes techniques donnant les choix constructifs des ouvrages géotechniques (terrassements, soutènements, pentes et talus, fondations, assises des dallages et voiries, améliorations de sols, dispositions vis-à-vis des nappes et des avoisinants), des notes de calcul de dimensionnement, un avis sur les valeurs seuils et une approche des quantités.

Phase DCE / ACT

Elle est réalisée pour finaliser le Dossier de Consultation des Entreprises et assister le maître d'ouvrage pour l'établissement des Contrats de Travaux avec le ou les entrepreneurs retenus pour les ouvrages géotechniques.

— Établir ou participer à la rédaction des documents techniques nécessaires et suffisants à la consultation des entreprises pour leurs études de réalisation des ouvrages géotechniques (dossier de la phase Projet avec plans, notices techniques, cahier des charges particulières, cadre de bordereau des prix et d'estimatif, planning prévisionnel).

— Assister éventuellement le maître d'ouvrage pour la sélection des entreprises, analyser les offres techniques, participer à la finalisation des pièces techniques des contrats de travaux.

Tableau 2 — Classification des missions d'ingénierie géotechnique (suite)

ÉTAPE 3 : ÉTUDES GÉOTECHNIQUES DE RÉALISATION (G3 et G 4, distinctes et simultanées)

ÉTUDE ET SUIVI GÉOTECHNIQUES D'EXECUTION (G3)

Cette mission permet de réduire les risques géotechniques résiduels par la mise en œuvre à temps de mesures correctives d'adaptation ou d'optimisation. Elle est confiée à l'entrepreneur sauf disposition contractuelle contraire, sur la base de la phase G2 DCE/ACT. Elle comprend deux phases interactives :

Phase Étude

— Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.

— Étudier dans le détail les ouvrages géotechniques : notamment établissement d'une note d'hypothèses géotechniques sur la base des données fournies par le contrat de travaux ainsi que des résultats des éventuelles investigations complémentaires, définition et dimensionnement (calculs justificatifs) des ouvrages géotechniques, méthodes et conditions d'exécution (phasages généraux, suivis, auscultations et contrôles à prévoir, valeurs seuils, dispositions constructives complémentaires éventuelles).

— Élaborer le dossier géotechnique d'exécution des ouvrages géotechniques provisoires et définitifs : plans d'exécution, de phasage et de suivi.

Phase Suivi

— Suivre en continu les auscultations et l'exécution des ouvrages géotechniques, appliquer si nécessaire des dispositions constructives prédéfinies en phase Étude.

— Vérifier les données géotechniques par relevés lors des travaux et par un programme d'investigations géotechniques complémentaire si nécessaire (le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats).

— Établir la prestation géotechnique du dossier des ouvrages exécutés (DOE) et fournir les documents nécessaires à l'établissement du dossier d'interventions ultérieures sur l'ouvrage (DIUO)

SUPERVISION GÉOTECHNIQUE D'EXECUTION (G4)

Cette mission permet de vérifier la conformité des hypothèses géotechniques prises en compte dans la mission d'étude et suivi géotechniques d'exécution. Elle est à la charge du maître d'ouvrage ou son mandataire et est réalisée en collaboration avec la maîtrise d'œuvre ou intégrée à cette dernière. Elle comprend deux phases interactives :

Phase Supervision de l'étude d'exécution

— Donner un avis sur la pertinence des hypothèses géotechniques de l'étude géotechnique d'exécution, des dimensionnements et méthodes d'exécution, des adaptations ou optimisations des ouvrages géotechniques proposées par l'entrepreneur, du plan de contrôle, du programme d'auscultation et des valeurs seuils.

Phase Supervision du suivi d'exécution

— Par interventions ponctuelles sur le chantier, donner un avis sur la pertinence du contexte géotechnique tel qu'observé par l'entrepreneur (G3), du comportement tel qu'observé par l'entrepreneur de l'ouvrage et des avoisinants concernés (G3), de l'adaptation ou de l'optimisation de l'ouvrage géotechnique proposée par l'entrepreneur (G3).

— donner un avis sur la prestation géotechnique du DOE et sur les documents fournis pour le DIUO.

DIAGNOSTIC GÉOTECHNIQUE (G5)

Pendant le déroulement d'un projet ou au cours de la vie d'un ouvrage, il peut être nécessaire de procéder, de façon strictement limitative, à l'étude d'un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques, dans le cadre d'une mission ponctuelle. Ce diagnostic géotechnique précise l'influence de cet ou ces éléments géotechniques sur les risques géotechniques identifiés ainsi que leurs conséquences possibles pour le projet ou l'ouvrage existant.

— Définir, après enquête documentaire, un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.

— Étudier un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques (par exemple soutènement, causes géotechniques d'un désordre) dans le cadre de ce diagnostic, mais sans aucune implication dans la globalité du projet ou dans l'étude de l'état général de l'ouvrage existant.

— Si ce diagnostic conduit à modifier une partie du projet ou à réaliser des travaux sur l'ouvrage existant, des études géotechniques de conception et/ou d'exécution ainsi qu'un suivi et une supervision géotechniques seront réalisés ultérieurement, conformément à l'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique (étape 2 et/ou 3).

ANNEXE 2 – VERIFICATION STABILITE DU SITE – SORTIE TALREN

Données du projet

Numéro d'affaire : LGEN.N.344

Titre du calcul : P12 Remblais OA du Port

Lieu : Bonneuil-sur-Marne

Commentaires : N/A

Système d'unités : kN, kPa, kN/m3

γw : 10.0

Couches de sol

	Nom	Couleur	γ	φ	c	Δc	qs clous	pl	KsB	Anisotropie	Favorable	Coefficients de sécurité spécifiques
1	Remblais d'apport drainant		20,0	38,00	0,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
2	Am limoneux/argileux		18,0	25,00	8,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
3	Am tourbeux		16,0	20,00	15,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
4	Am argilo-sableux		18,0	30,00	2,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
5	Aa		20,0	38,00	0,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
6	McSo		20,0	35,00	0,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
7	Remblai du site		20,0	25,00	7,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
8	Couche Remblais zone inondable		20,0	38,00	0,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non

Couches de sol (cont.)

	Nom	Couleur	Γγ	Γc	Γtan(φ)	Type de cohésion	Courbe
1	Remblais d'apport drainant		-	-	-	Effective	Linéaire
2	Am limoneux/argileux		-	-	-	Effective	Linéaire
3	Am tourbeux		-	-	-	Effective	Linéaire
4	Am argilo-sableux		-	-	-	Effective	Linéaire
5	Aa		-	-	-	Effective	Linéaire
6	McSo		-	-	-	Effective	Linéaire
7	Remblai du site		-	-	-	Effective	Linéaire
8	Couche Remblais zone inondable		-	-	-	Effective	Linéaire

Points

	X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y
1	0,000	34,500	2	80,000	34,500	3	19,700	41,700	4	30,300	41,700	5	8,900	34,500	6	41,100	34,500
7	0,000	31,800	8	80,000	31,800	9	0,000	29,300	10	80,000	29,300	11	0,000	28,100	12	80,000	28,100
13	0,000	25,000	14	80,000	25,000	15	0,000	21,600	16	80,000	21,600	19	11,900	36,500	20	38,100	36,500
21	19,700	39,700	22	30,300	39,700	23	11,900	34,500	24	38,100	34,500	25	14,900	36,500	26	35,100	36,500
29	11,750	36,400	30	38,250	36,400												

Segments

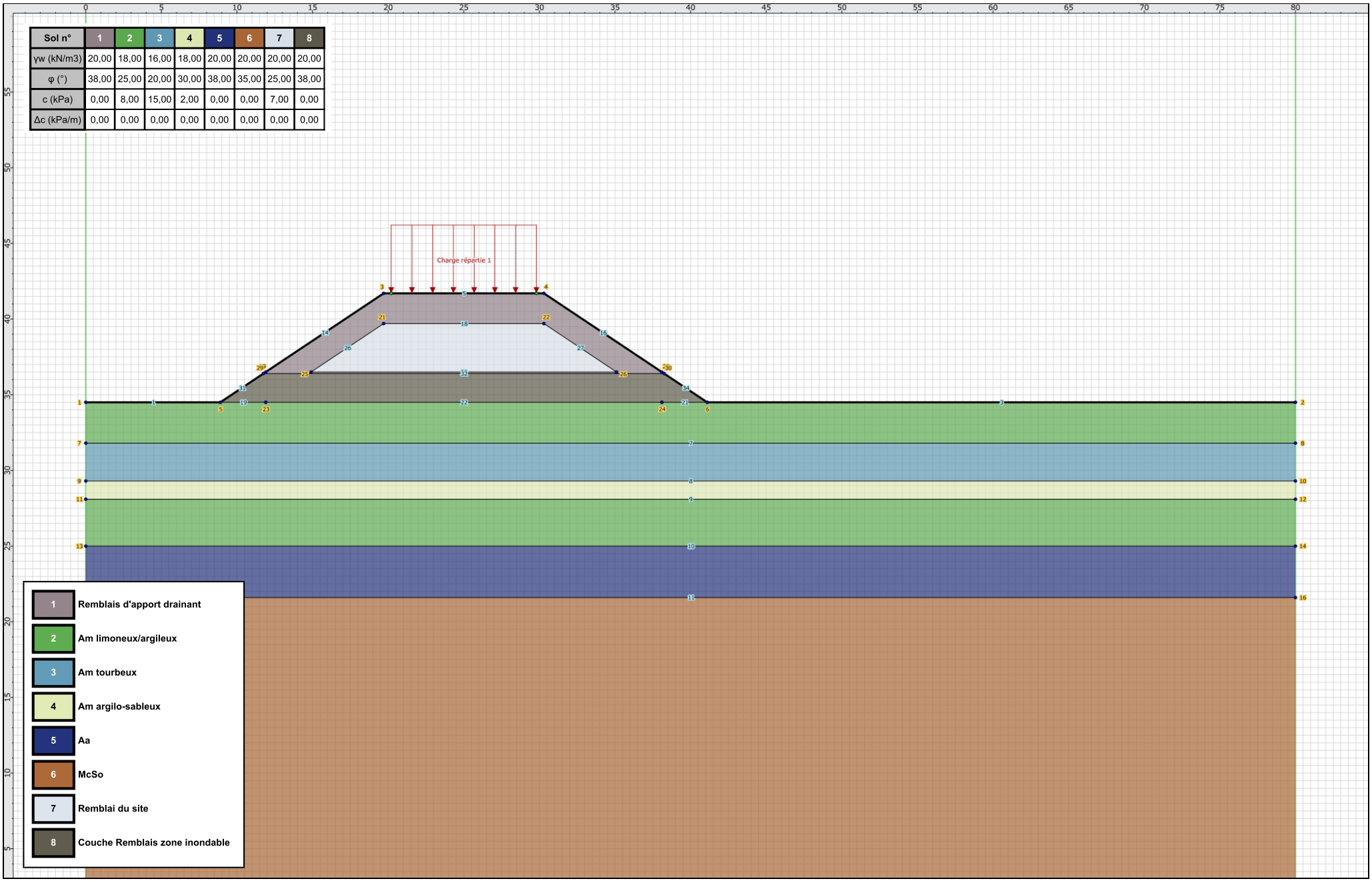
	Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2
1	1	5	3	6	2	5	3	4	7	7	8	8	9	10	9	11	12	10	13	14
11	15	16	14	19	3	16	20	4	18	21	22	19	5	23	21	6	24	22	23	24
26	25	21	27	22	26	28	26	25	30	29	19	31	29	5	32	29	30	33	30	20
34	30	6																		

Surcharges réparties

	Nom	X gauche	Y gauche	q gauche	X droite	Y droite	q droite	Ang/horizontale
1	Charge répartie 1	20,200	41,700	23,0	29,800	41,700	23,0	90,00

Echelle 1:337

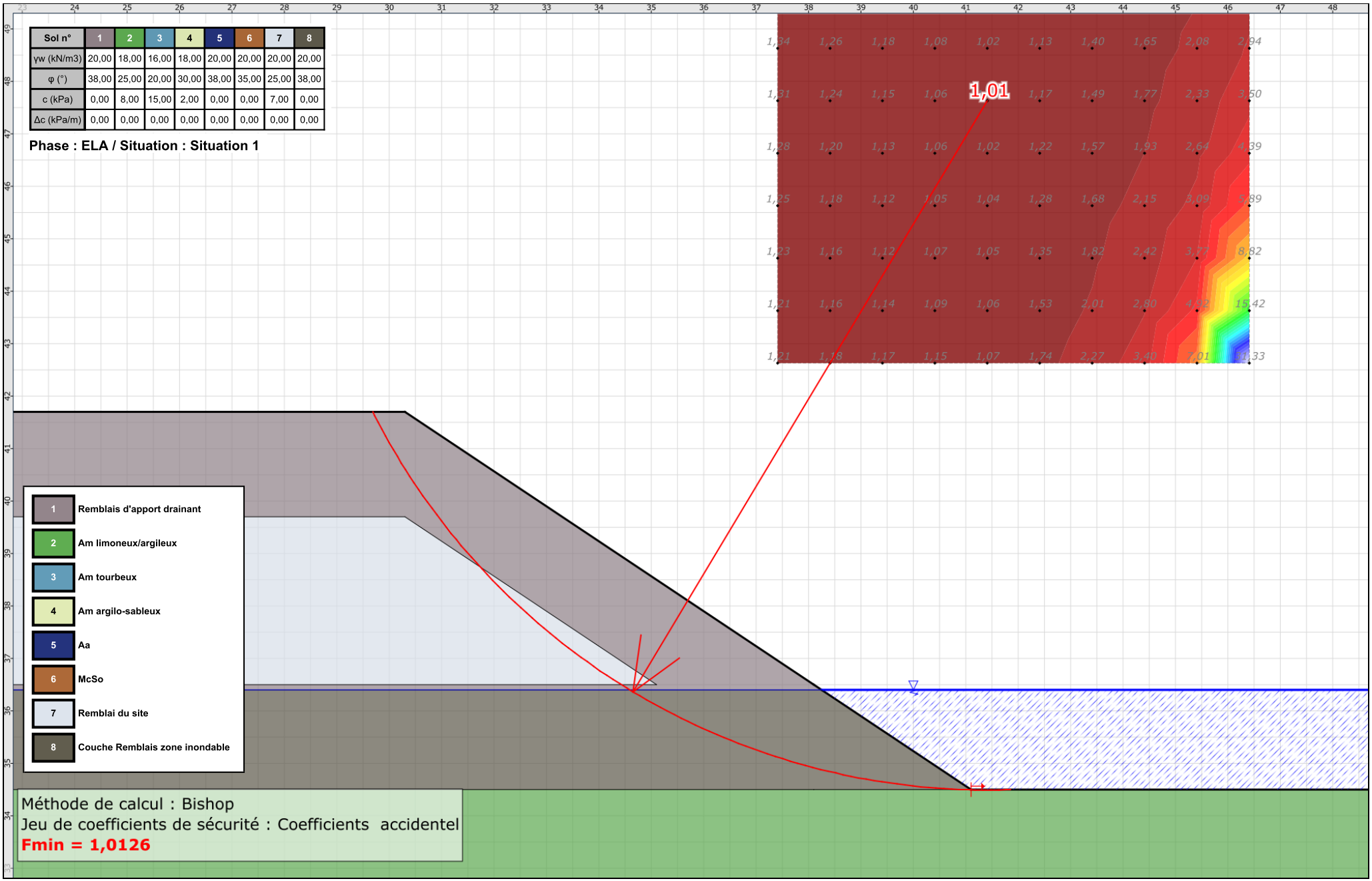
Sol n°	1	2	3	4	5	6	7	8
γw (kN/m3)	20,00	18,00	16,00	18,00	20,00	20,00	20,00	20,00
φ (°)	38,00	25,00	20,00	30,00	38,00	35,00	25,00	38,00
c (kPa)	0,00	8,00	15,00	2,00	0,00	0,00	7,00	0,00
Δc (kPa/m)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00



Echelle 1:97

Sol n°	1	2	3	4	5	6	7	8
γw (kN/m3)	20,00	18,00	16,00	18,00	20,00	20,00	20,00	20,00
φ (°)	38,00	25,00	20,00	30,00	38,00	35,00	25,00	38,00
c (kPa)	0,00	8,00	15,00	2,00	0,00	0,00	7,00	0,00
Δc (kPa/m)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

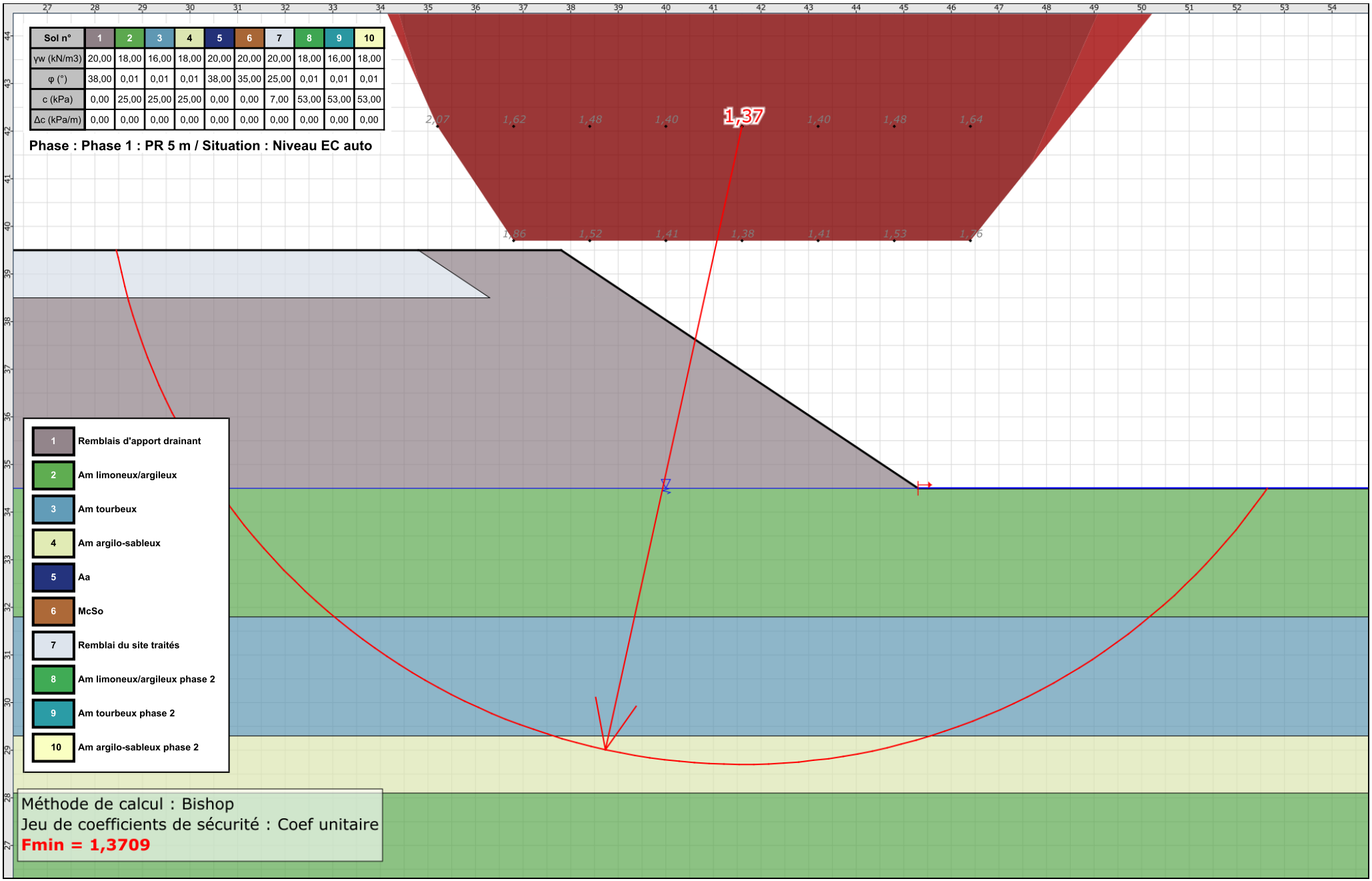
Phase : ELA / Situation : Situation 1



Echelle 1:107

Sol n°	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
γw (kN/m3)	20,00	18,00	16,00	18,00	20,00	20,00	20,00	18,00	16,00	18,00
φ (°)	38,00	0,01	0,01	0,01	38,00	35,00	25,00	0,01	0,01	0,01
c (kPa)	0,00	25,00	25,00	25,00	0,00	0,00	7,00	53,00	53,00	53,00
Δc (kPa/m)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Phase : Phase 1 : PR 5 m / Situation : Niveau EC auto



terrasol
setec

Talren v5
v5.2.10

Imprimé le : 11 juin 2025 08:50:05
Calcul réalisé par : GINGER CEBTP

Projet : P12 Remblais OA du Port

Données du projet

Numéro d'affaire : LGEN.N.344

Titre du calcul : P12 Remblais OA du Port

Lieu : Bonneuil-sur-Marne

Commentaires : N/A

Système d'unités : kN, kPa, kN/m3

γw : 10.0

Couches de sol

	Nom	Couleur	γ	φ	c	Δc	qs clous	pl	KsB	Anisotropie	Favorable	Coefficients de sécurité spécifiques
1	Remblais d'apport drainant		20,0	38,00	0,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
2	Am limoneux/argileux		18,0	25,00	8,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
3	Am tourbeux		16,0	20,00	15,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
4	Am argilo-sableux		18,0	30,00	2,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
5	Aa		20,0	38,00	0,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
6	McSo		20,0	35,00	0,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
7	Remblai du site		20,0	25,00	7,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
8	Couche Remblais zone inondable		20,0	38,00	0,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non

Couches de sol (cont.)

	Nom	Couleur	Γγ	Γc	Γtan(φ)	Type de cohésion	Courbe
1	Remblais d'apport drainant		-	-	-	Effective	Linéaire
2	Am limoneux/argileux		-	-	-	Effective	Linéaire
3	Am tourbeux		-	-	-	Effective	Linéaire
4	Am argilo-sableux		-	-	-	Effective	Linéaire
5	Aa		-	-	-	Effective	Linéaire
6	McSo		-	-	-	Effective	Linéaire
7	Remblai du site		-	-	-	Effective	Linéaire
8	Couche Remblais zone inondable		-	-	-	Effective	Linéaire

Points

	X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y
1	0,000	34,500	2	80,000	34,500	3	19,700	41,700	4	30,300	41,700	5	8,900	34,500	6	41,100	34,500
7	0,000	31,800	8	80,000	31,800	9	0,000	29,300	10	80,000	29,300	11	0,000	28,100	12	80,000	28,100
13	0,000	25,000	14	80,000	25,000	15	0,000	21,600	16	80,000	21,600	19	11,900	36,500	20	38,100	36,500
21	19,700	39,700	22	30,300	39,700	23	11,900	34,500	24	38,100	34,500	25	14,900	36,500	26	35,100	36,500
29	11,750	36,400	30	38,250	36,400												

Segments

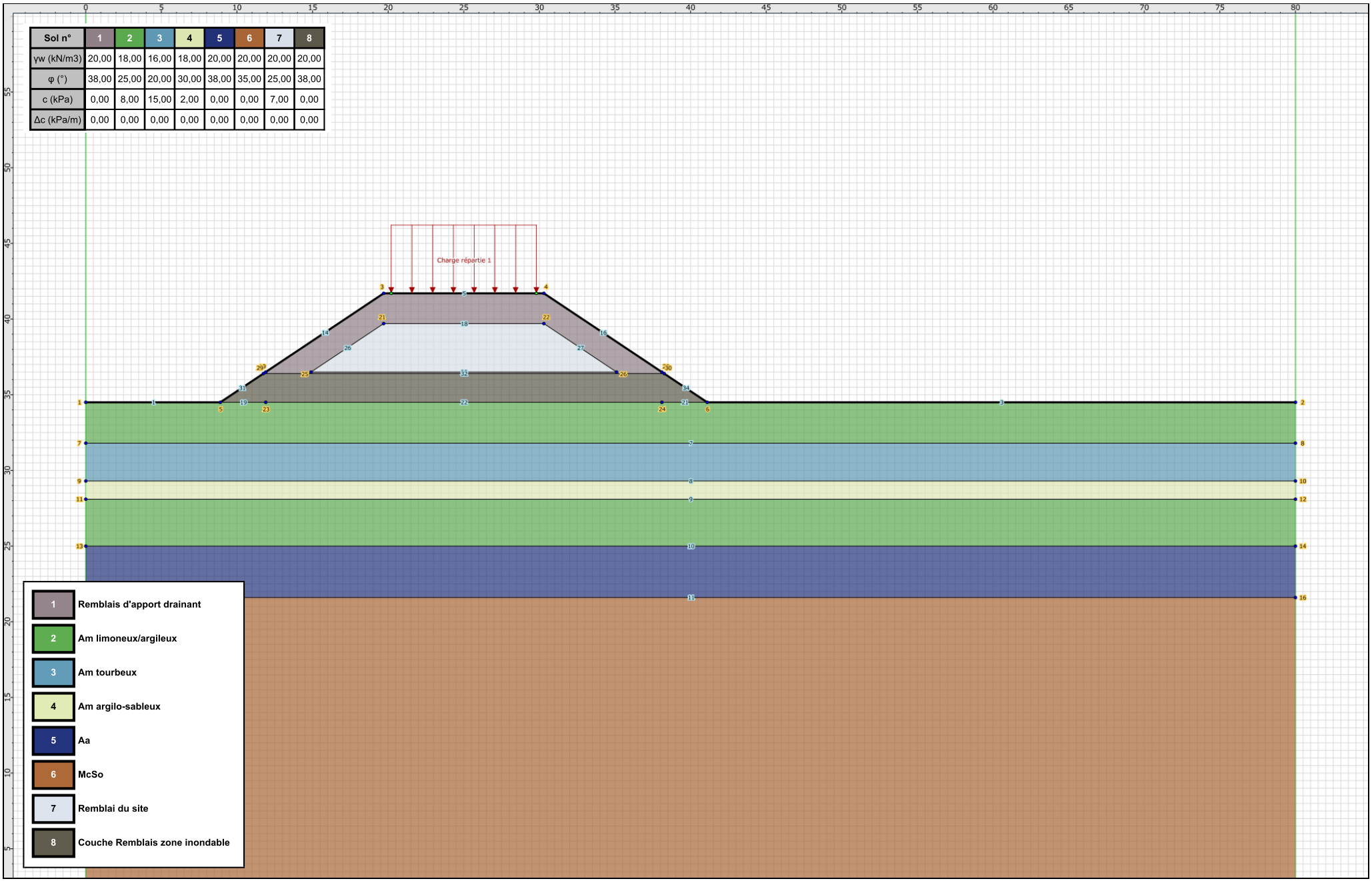
	Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2
1	1	5	3	6	2	5	3	4	7	7	8	8	9	10	9	11	12	10	13	14
11	15	16	14	19	3	16	20	4	18	21	22	19	5	23	21	6	24	22	23	24
26	25	21	27	22	26	28	26	25	30	29	19	31	29	5	32	29	30	33	30	20
34	30	6																		

Surcharges réparties

	Nom	X gauche	Y gauche	q gauche	X droite	Y droite	q droite	Ang/horizontale
1	Charge répartie 1	20,200	41,700	23,0	29,800	41,700	23,0	90,00

Echelle 1:337

Sol n°	1	2	3	4	5	6	7	8
γw (kN/m3)	20,00	18,00	16,00	18,00	20,00	20,00	20,00	20,00
φ (°)	38,00	25,00	20,00	30,00	38,00	35,00	25,00	38,00
c (kPa)	0,00	8,00	15,00	2,00	0,00	0,00	7,00	0,00
Δc (kPa/m)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00



terrasol
setec

Talren v5
v5.2.10

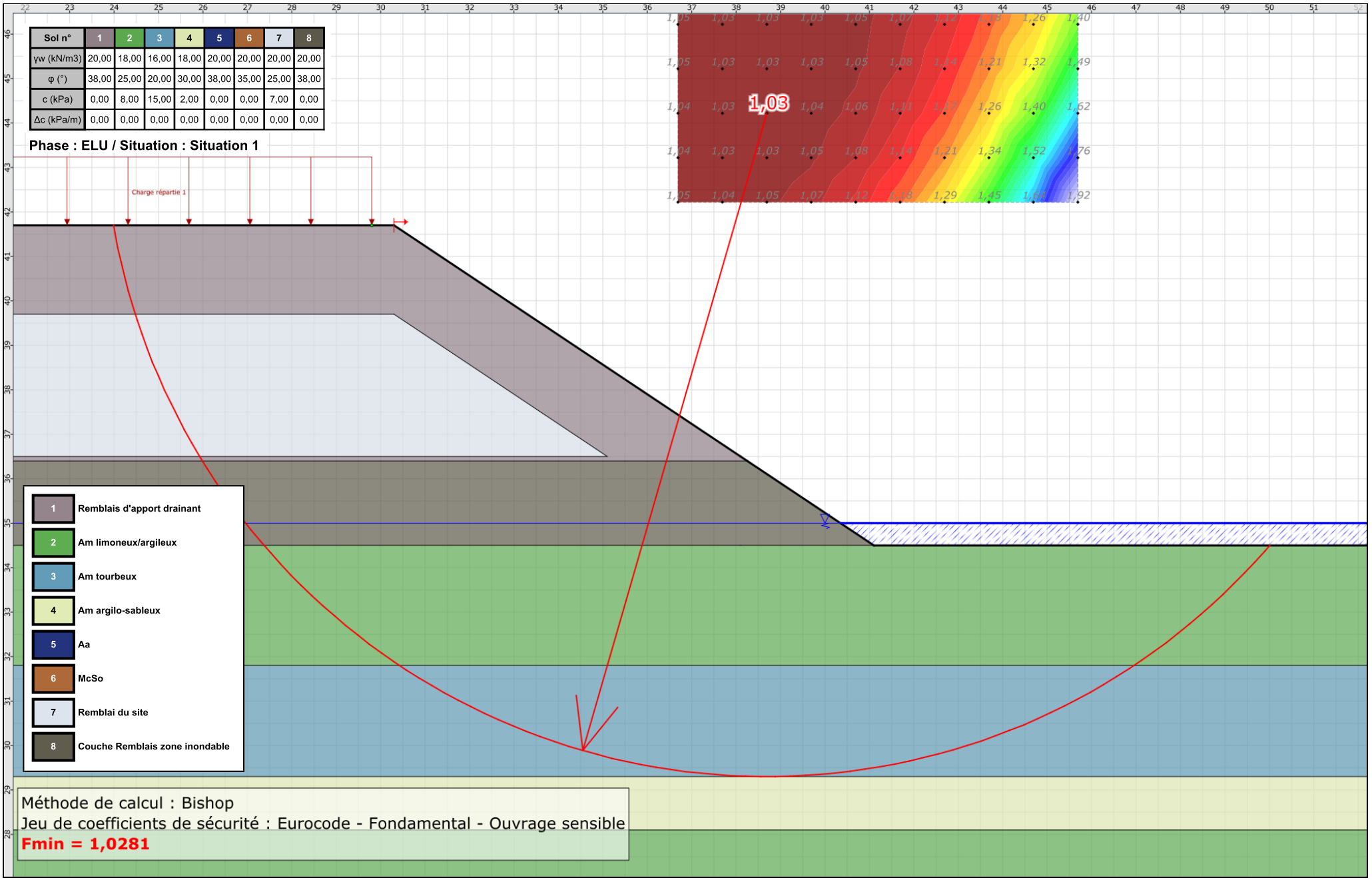
Imprimé le : 11 juin 2025 08:52:25
Calcul réalisé par : GINGER CEBTP

Projet : P12 Remblais OA du Port

Echelle 1:115

Sol n°	1	2	3	4	5	6	7	8
γw (kN/m3)	20,00	18,00	16,00	18,00	20,00	20,00	20,00	20,00
φ (°)	38,00	25,00	20,00	30,00	38,00	35,00	25,00	38,00
c (kPa)	0,00	8,00	15,00	2,00	0,00	0,00	7,00	0,00
Δc (kPa/m)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Phase : ELU / Situation : Situation 1



Données du projet

Numéro d'affaire : LGEN.N.344

Titre du calcul : P12 Remblais OA du Port

Lieu : Bonneuil-sur-Marne

Commentaires : N/A

Système d'unités : kN, kPa, kN/m3

γw : 10.0

Couches de sol

	Nom	Couleur	γ	φ	c	Δc	qs clous	pl	KsB	Anisotropie	Favorable	Coefficients de sécurité spécifiques
1	Remblais d'apport drainant		20,0	38,00	0,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
2	Am limoneux/argileux		18,0	0,01	25,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
3	Am tourbeux		16,0	0,01	25,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
4	Am argilo-sableux		18,0	0,01	25,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
5	Aa		20,0	38,00	0,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
6	McSo		20,0	35,00	0,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
7	Remblai du site traités		20,0	25,00	7,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
8	Am limoneux/argileux phase 2		18,0	0,01	53,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
9	Am tourbeux phase 2		16,0	0,01	53,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
10	Am argilo-sableux phase 2		18,0	0,01	53,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non

Couches de sol (cont.)

	Nom	Couleur	Γγ	Γc	Γtan(φ)	Type de cohésion	Courbe
1	Remblais d'apport drainant		-	-	-	Effective	Linéaire
2	Am limoneux/argileux		-	-	-	Non drainée	Linéaire
3	Am tourbeux		-	-	-	Non drainée	Linéaire
4	Am argilo-sableux		-	-	-	Non drainée	Linéaire
5	Aa		-	-	-	Effective	Linéaire
6	McSo		-	-	-	Effective	Linéaire
7	Remblai du site traités		-	-	-	Effective	Linéaire
8	Am limoneux/argileux phase 2		-	-	-	Non drainée	Linéaire
9	Am tourbeux phase 2		-	-	-	Non drainée	Linéaire
10	Am argilo-sableux phase 2		-	-	-	Non drainée	Linéaire

Points

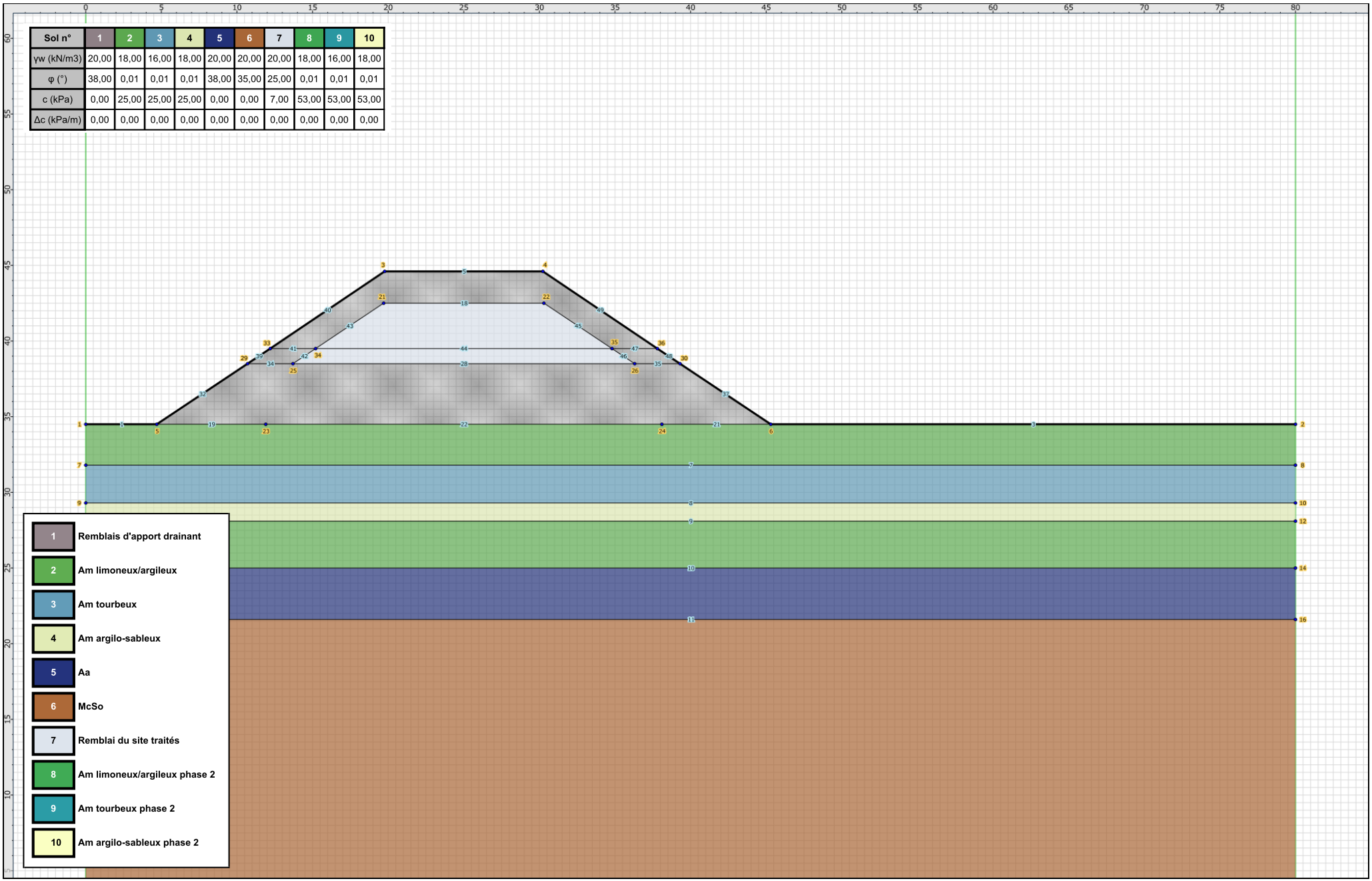
	X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y
1	0,000	34,500	2	80,000	34,500	3	19,767	44,600	4	30,233	44,600	5	4,700	34,500	6	45,300	34,500
7	0,000	31,800	8	80,000	31,800	9	0,000	29,300	10	80,000	29,300	11	0,000	28,100	12	80,000	28,100
13	0,000	25,000	14	80,000	25,000	15	0,000	21,600	16	80,000	21,600	21	19,700	42,500	22	30,300	42,500
23	11,900	34,500	24	38,100	34,500	25	13,700	38,500	26	36,300	38,500	29	10,700	38,500	30	39,300	38,500
33	12,200	39,500	34	15,200	39,500	35	34,800	39,500	36	37,800	39,500						

Segments

	Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2
1	1	5	3	6	2	5	3	4	7	7	8	8	9	10	9	11	12	10	13	14
11	15	16	18	21	22	19	5	23	21	6	24	22	23	24	28	26	25	32	29	5
34	29	25	35	26	30	37	30	6	39	33	29	40	33	3	41	33	34	42	34	25
43	34	21	44	34	35	45	35	22	46	35	26	47	35	36	48	36	30	49	36	4

Echelle 1:337

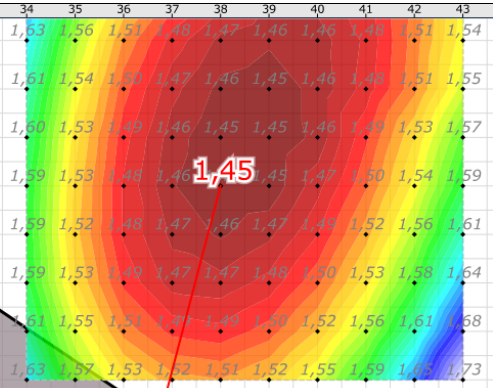
Sol n°	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
γw (kN/m3)	20,00	18,00	16,00	18,00	20,00	20,00	20,00	18,00	16,00	18,00
φ (°)	38,00	0,01	0,01	0,01	38,00	35,00	25,00	0,01	0,01	0,01
c (kPa)	0,00	25,00	25,00	25,00	0,00	0,00	7,00	53,00	53,00	53,00
Δc (kPa/m)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00



Echelle 1:158

Sol n°	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
γw (kN/m3)	20,00	18,00	16,00	18,00	20,00	20,00	20,00	18,00	16,00	18,00
φ (°)	38,00	0,01	0,01	0,01	38,00	35,00	25,00	0,01	0,01	0,01
c (kPa)	0,00	25,00	25,00	25,00	0,00	0,00	7,00	53,00	53,00	53,00
Δc (kPa/m)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Phase : Phase 2 : PR 10m / Situation : Niveau EC manuel



1 Remblais d'apport drainant
2 Am limoneux/argileux
3 Am tourbeux
4 Am argilo-sableux
5 Aa
6 McSo
7 Remblai du site traités
8 Am limoneux/argileux phase 2
9 Am tourbeux phase 2
10 Am argilo-sableux phase 2

Méthode de calcul : Bishop
Jeu de coefficients de sécurité : Coef unitaire
Fmin = 1,4515

ANNEXE 3 – VERIFICATION PORTANCE IR – SORTIE FOXTA

Données

Titre du projet : Déviation - Marans

Numéro d'affaire : LGEN.N.201

Commentaires : N/A

Titre du calcul : IR 0.45m OA RD10 (Cas 2)

Cadre réglementaire : EC 7 - Norme NF P94-262/A1 (juillet 2018)

Méthode de dimensionnement : A partir des résultats pressiométriques

Traitement des données : Traitement par couches

Pas du calcul (m) : 0,50

Section de calcul : Section de calcul circulaire

Diamètre de calcul (m) : 0,45

Classe du pieu : 2 - Pieu tarière creuse

Catégorie du pieu : 6 [FTC, FTCD] - Foré tarière creuse simple rotation, ou double rotation

Mode de chargement : Travail en compression

Combinaisons

	ELS-QP	ELS-CARAC	ELU-FOND	ELU-ACC
Pondérations combinées sur Qs,k	0,636	0,778	0,909	1,000
Pondérations combinées sur Qp,k	0,455	0,556	0,909	1,000

Cote de référence (m) : 34,50

Définition des couches de sol

N°	Nom	Couleur	Classe de sol	Zbase	pl*	qsl	kpmax	γR,d1×γR,d2
1	n°1a Am argileux/limoneux		Argile, limons	34,20	200,00	0,01	1,30	1,265
2	n°1b Am tourbeux		Argile, limons	31,30	200,00	0,01	1,30	1,265
3	n°1c Am argileux/limoneux		Argile, limons	28,10	200,00	0,01	1,30	1,265
4	n°2 Aa		Sables, graves	20,70	2100,00	134,00	1,65	1,265
5	Couche 8		Marne et calcaire marneux	17,20	1400,00	143,00	1,60	1,265

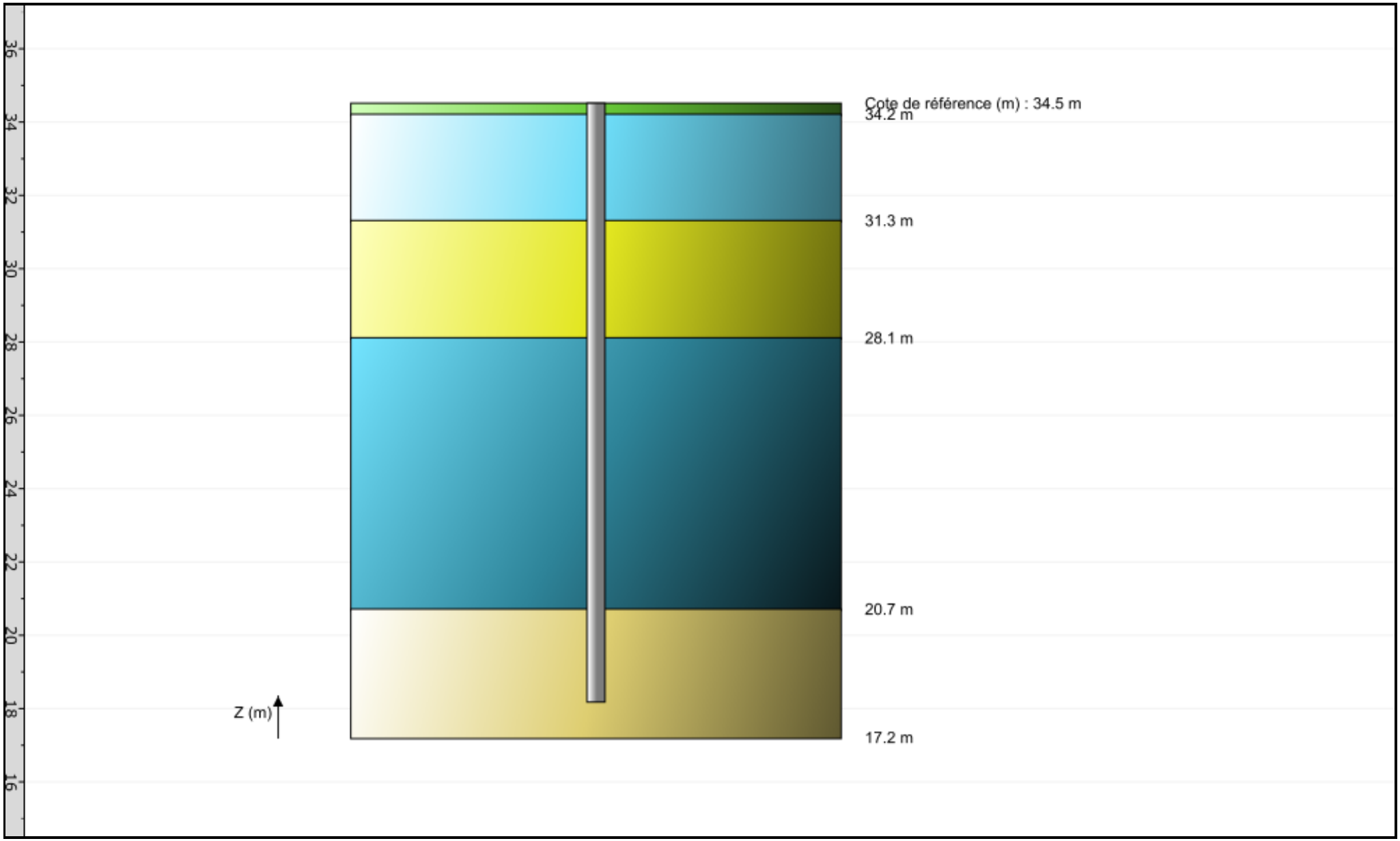
Critère de calcul : Longueur imposée

Longueur du pieu (m) : 16,30

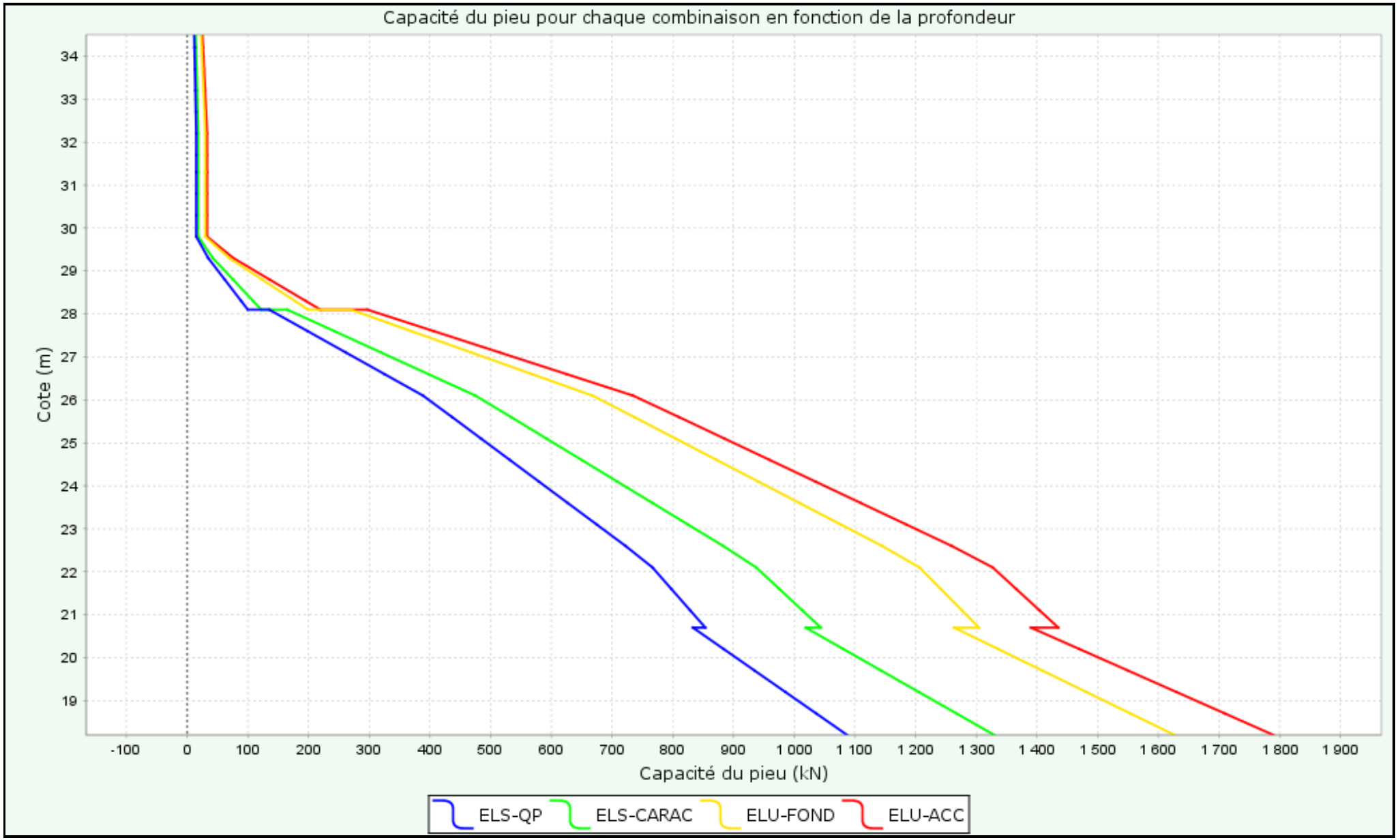
Appliquer un facteur réducteur d'effet de groupe : Non

Contrôle de la résistance structurale de la section : Non

Onglet "Données des couches"



Capacité du pieu pour chaque combinaison en fonction de la profondeur



Données

Titre du projet : Déviation - Marans

Numéro d'affaire : LGEN.N.201

Commentaires : N/A

Titre du calcul : IR 0.45m OA du port (Cas 1)

Cadre réglementaire : EC 7 - Norme NF P94-262/A1 (juillet 2018)

Méthode de dimensionnement : A partir des résultats pressiométriques

Traitement des données : Traitement par couches

Pas du calcul (m) : 0,50

Section de calcul : Section de calcul circulaire

Diamètre de calcul (m) : 0,45

Classe du pieu : 2 - Pieu tarière creuse

Catégorie du pieu : 6 [FTC, FTCD] - Foré tarière creuse simple rotation, ou double rotation

Mode de chargement : Travail en compression

Combinaisons

	ELS-QP	ELS-CARAC	ELU-FOND	ELU-ACC
Pondérations combinées sur Qs,k	0,636	0,778	0,909	1,000
Pondérations combinées sur Qp,k	0,455	0,556	0,909	1,000

Cote de référence (m) : 34,00

Définition des couches de sol

N°	Nom	Couleur	Classe de sol	Zbase	pl*	qsl	kpmax	γR,d1×γR,d2
1	n°1a Am argileux/limoneux		Argile, limons	31,80	200,00	0,01	1,30	1,265
2	n°1b Am tourbeux		Argile, limons	29,30	200,00	0,01	1,30	1,265
3	n°1c Am argileux/limoneux		Argile, limons	28,10	200,00	0,01	1,30	1,265
4	n°1a argileux/limoneux		Argile, limons	25,00	200,00	0,01	1,30	1,265
5	n°2 Aa		Sables, graves	21,60	1600,00	115,00	1,65	1,265
6	Couche 8		Marne et calcaire marneux	18,00	1300,00	140,00	1,60	1,265

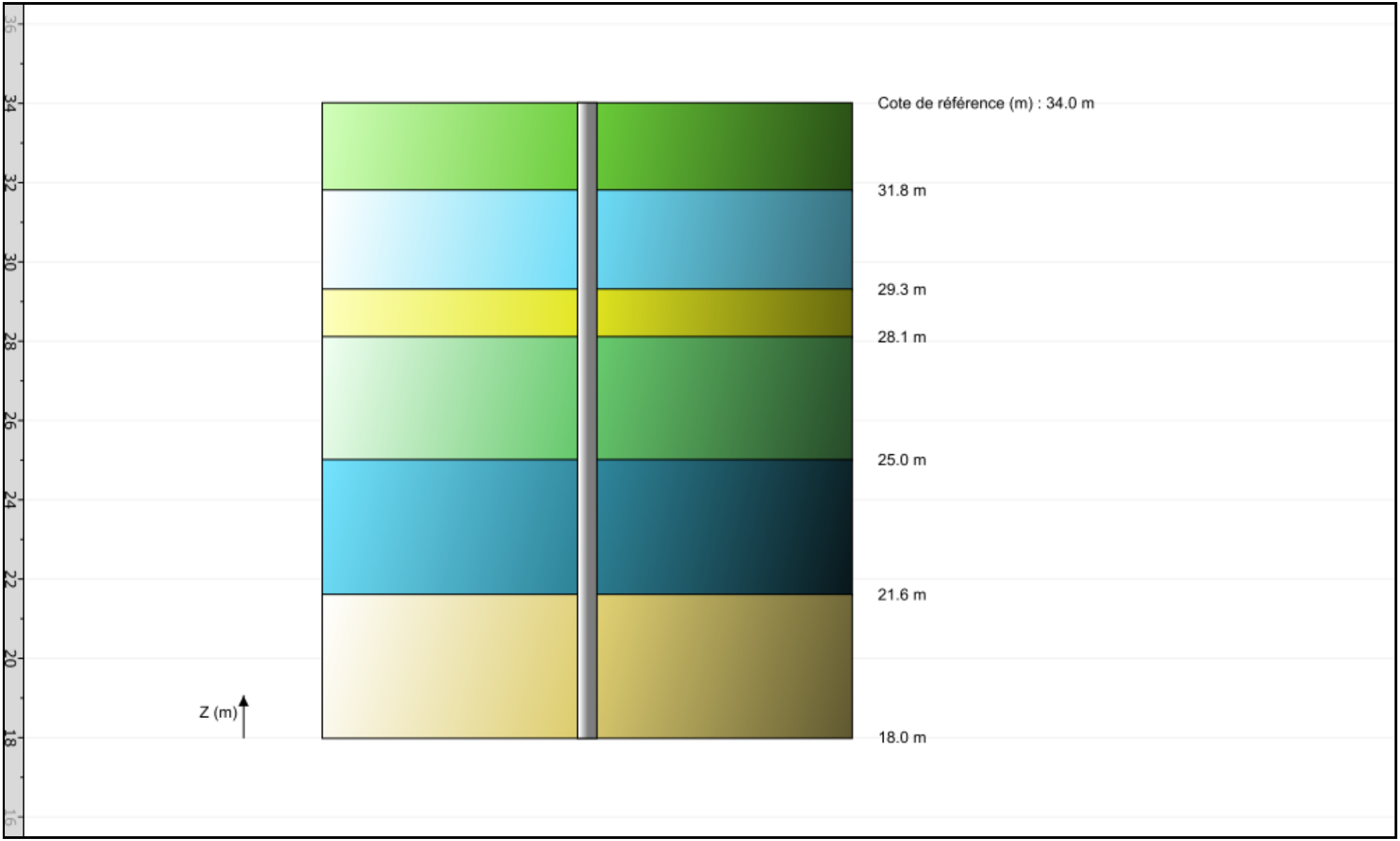
Critère de calcul : Longueur imposée

Longueur du pieu (m) : 16,00

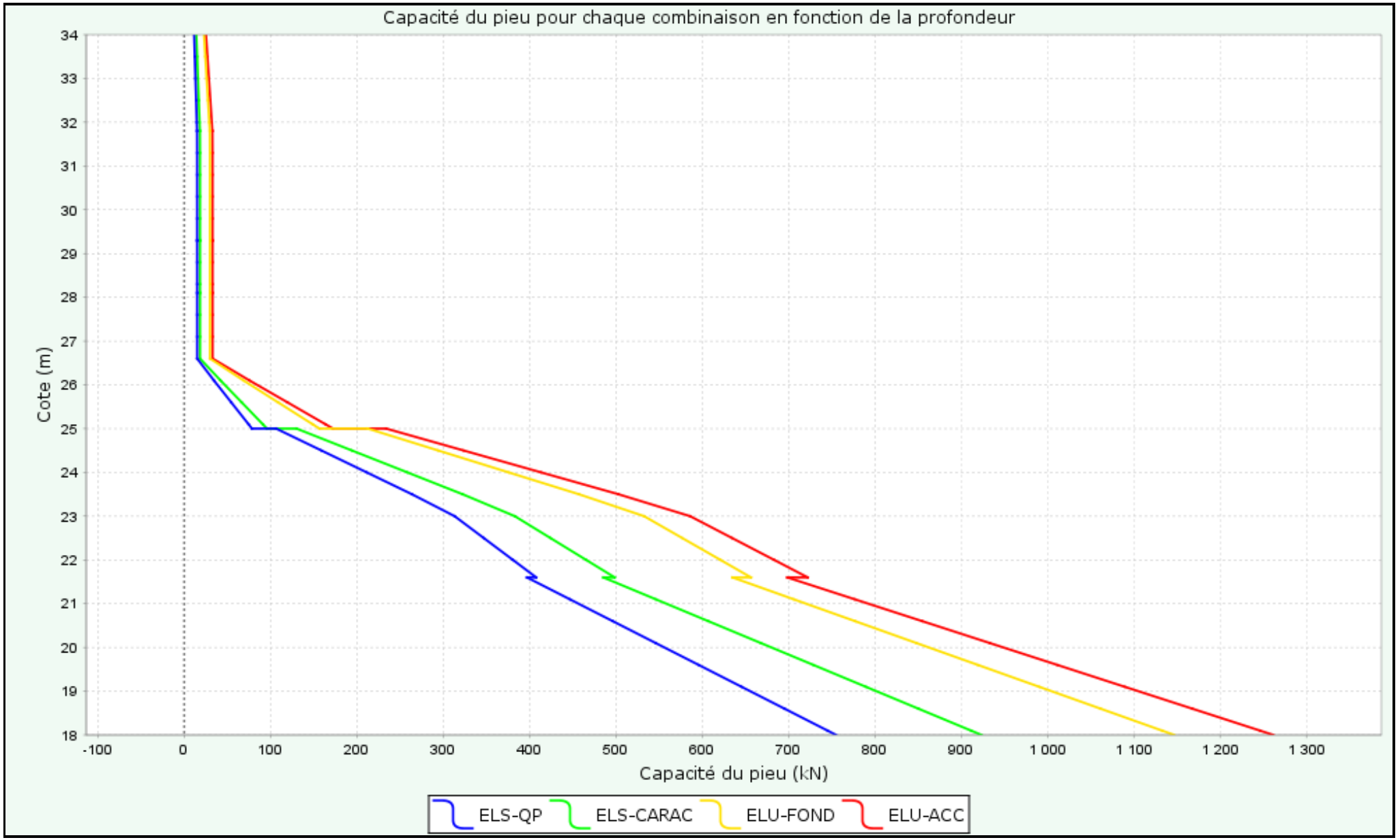
Appliquer un facteur réducteur d'effet de groupe : Non

Contrôle de la résistance structurale de la section : Non

Onglet "Paramètres généraux"



Capacité du pieu pour chaque combinaison en fonction de la profondeur



GINGER
CEBTP
www.groupe-cebtp.com