

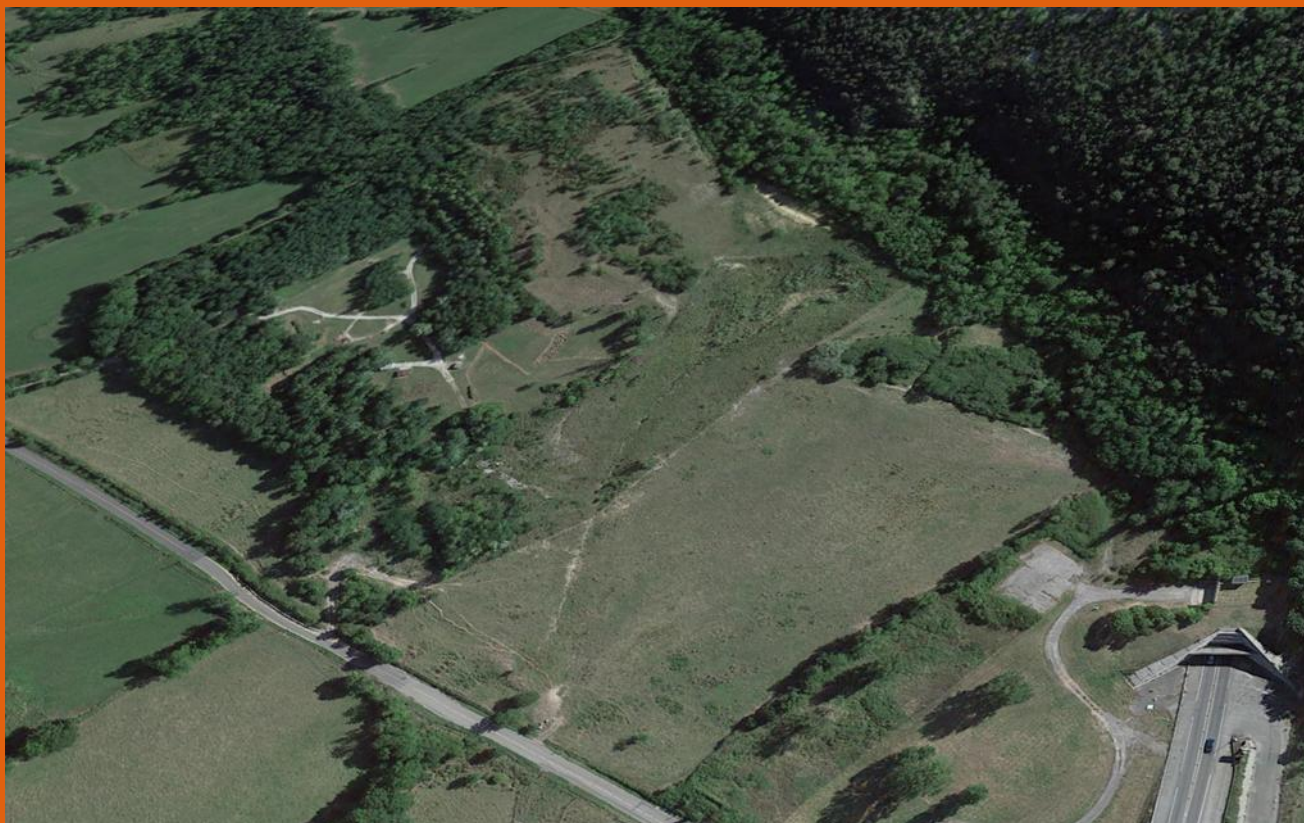


DIR SUD-OUEST

RD 1 - GLISSEMENT D'ARABAU
MAITRISE D'OEUVRE

PRO DU CONFORTEMENT

Note de calculs



ARCADIS

5 Avenue Pierre-Georges Latécoère
31676 Labège Cedex
31520 Ramonville Saint-Agne
Tél. : +33 (0)5 62 24 53 53
toulouse@arcadis.com

30168253
Luc Moscone
Olivier Givet
65

Indice	Date	Objet de l'édition/révision	Etabli par	Vérifié par	Approuvé par
A	03/04/2026	Première diffusion	OG	LMO	LMO
B	30/07/2026	Reprise pour publication dans DCE	OG	LMO	LMO

DIR-ACS-PRO-0043-NOT
Réf Aff. ARCADIS / DIR-ACS-PRO-0043-NOT-B Note de calculs.docx

TABLE DES MATIERES

1 OBJET	5
2 DOCUMENTS DE REFERENCE (ARCADIS)	5
2.1 Documents PRO du confortement	5
2.2 Documents AVP	5
2.3 Documents Diagnostic et Etude préliminaire	5
3 RAPPEL DES HYPOTHESES	6
3.1 L'ouvrage	6
3.2 Objectif de dimensionnement	7
3.3 Profil et caractéristiques géotechniques de calcul	7
3.4 Méthode de calcul	8
3.5 Coupes de calcul	9
3.6 Caractéristiques des pieux et ancrages	10
3.6.1 Pieux	10
3.6.2 Ancrages	12
3.6.3 Calepinage des pieux et ancrages	13
3.7 Poutre de couronnement	13
4 RESULTATS ET COMMENTAIRES	14
4.1 Résistance mobilisée par l'ouvrage	17
4.2 Déplacements	18
4.3 Mobilisation de la pression latérale du terrain contre les pieux	19
4.4 Efforts dans les pieux	19
4.5 Efforts dans les ancrages	21
4.6 Portance des pieux	22
4.7 Risque de chevauchement du rideau	22
4.8 Poutre de couronnement	23
4.9 Situation accidentelle de rupture d'un ancrage	23
5 PLATEFORME	23
5.1 Stabilité	23
5.2 Prédimensionnement de la couche de renforcement	23
6 MUR EN ENROCHEMENTS	24

7 CONCLUSION	25
Annexe 1 Calculs Profil C1	26
Annexe 2 Calculs Profil C2	32
Annexe 3 Calculs Profil C3	38
Annexe 4 Situation de rupture d'un ancrage	44
Annexe 5 Vérification de la stabilité des talus de la plateforme de travaux	53
Annexe 6 Prédimensionnement de la couche de renforcement de la plateforme	58
Annexe 7 Prédimensionnement du mur en enrochements	61

1 OBJET

Cette note est émise dans le cadre de la mission de Maîtrise d'œuvre complète de sécurisation du talus de la RD1 sur le territoire de la commune d'Arabaux (09) confiée par la DIR Sud-Ouest à ARCADIS.

Elle a pour objet de présenter le dimensionnement du système de stabilisation par pieux et ancrages du talus amont de la RD1 en phase d'étude G2 PRO.

2 DOCUMENTS DE REFERENCE (ARCADIS)

2.1 Documents PRO du confortement

- [1] DIR ACS PRO CFT NOT 40 - Note descriptive
- [2] DIR ACS PRO CFT NOT 41 - Note générale d'hypothèses
- [3] DIR ACS PRO CFT NOT 42 - Note de synthèse géotechnique
- [4] DIR ACS PRO CFT NOT 43 - Note de calculs (cette note)
- [5] DIR ACS PRO CFT NOT 44 - Planning
- [6] DIR ACS PRO CFT PLA 50 - Plan de situation (1/10000 ou 1/25000)
- [7] DIR ACS PRO CFT PLA 51 - Plan d'ensemble
- [8] DIR ACS PRO CFT PLA 52 - Plan des emprises de chantier
- [9] DIR ACS PRO CFT PLA 53 - Plan plateforme et accès
- [10] DIR ACS PRO CFT PLA 54 - Plan de coffrage des structures
- [11] DIR ACS PRO CFT PLA 55 - Plan de remodelage et enrochements
- [12] DIR ACS PRO CFT PLA 56 - Profils en travers
- [13] DIR ACS PRO CFT PLA 57 - Plan d'implantation des sondages

2.2 Documents AVP

- [14] DIR-ACS-AVP-GEN-NOT-11-A_Note descriptive
- [15] DIR-ACS-AVP-GEN-NOT-12-A_Note générale d'hypothèses
- [16] DIR-ACS-AVP-GEN-NOT-13-A_Mémoire de synthèse géotechnique
- [17] DIR-ACS-AVP-GEN-NOT-14-A_Note de calculs (cette note)
- [18] DIR-ACS-AVP-GEN-NOT-15-A_Planning des travaux
- [19] DIR-ACS-AVP-GEN-PLA-20-A_Plan des installations de chantier
- [20] DIR-ACS-AVP-GEN-PLA-21-A_Plan plateforme et accès
- [21] DIR-ACS-AVP-GEN-PLA-22-A_Plan de coffrage structure
- [22] DIR-ACS-AVP-GEN-PLA-23-A_Plan de la situation finale
- [23] DIR-ACS-AVP-GEN-PLA-24-A_Cahier de profils en travers
- [24] DIR-ACS-AVP-GEN-PLA-25-A_Plan d'implantation des sondages

2.3 Documents Diagnostic et Etude préliminaire

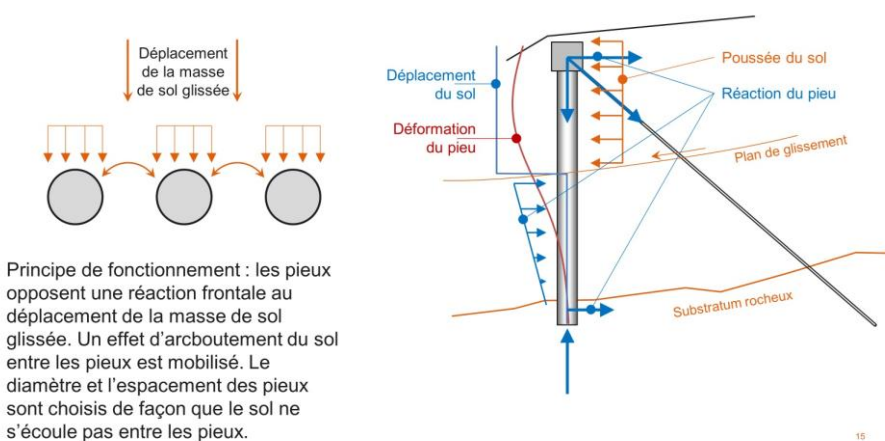
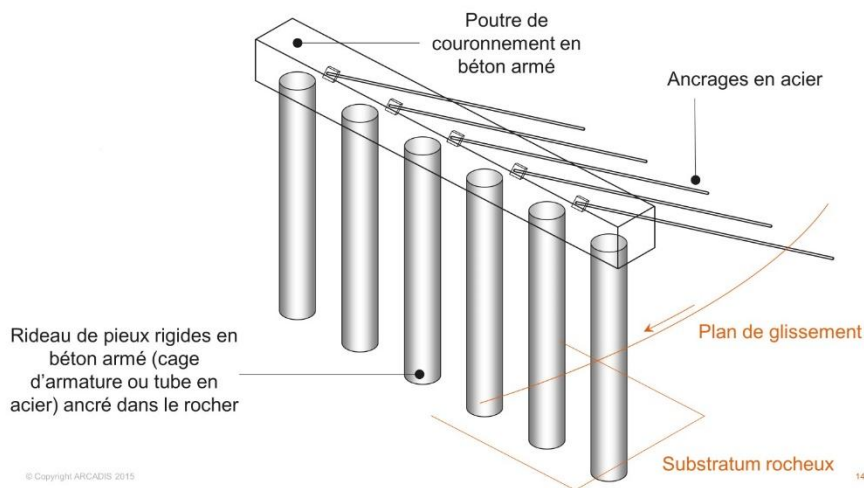
- [25] DIR-ACS-DIA-GEN-NOT-01-B_Diagnostic géotechnique
- [26] DIR-ACS-DIA-GEN-NOT-02-B_Etude préliminaire

- [27] DIR-ACS-DIA-GEN-PLA-03-A_Vue en plan du contexte
[28] DIR-ACS-DIA-GEN-PLA-04-A-Vue en plan - Solution Pieux
[29] DIR-ACS-DIA-GEN-PLA-05-A-Vue en plan & PT - Solution Pieux

3 RAPPEL DES HYPOTHESES

3.1 L'ouvrage

L'amélioration de la stabilité des terrains glissés est obtenue en mettant en place en amont de la RD1 un rideau de pieux forés dans le sol interceptant l'épaisseur de la couche glissée et ancrés dans les horizons stables sous-jacents constitués des colluvions non glissées et du substratum marno-calcaire. Les pieux sont maintenus en tête par des ancrages scellés dans le substratum. La liaison pieux-ancrages se fait par l'intermédiaire d'une poutre de couronnement coiffant l'ensemble des pieux.



3.2 Objectif de dimensionnement

On a pu déterminer la résistance basale mobilisée lors du glissement de 2014 à partir de la géométrie de la surface topographique, de celle de la surface de glissement et d'un rétro-calcul de stabilité en recherchant un coefficient de sécurité de 1 au glissement. Celle-ci s'élève à $T_B = 4700 \text{ kN/m}$ – parallèlement à la RD1 – voir [2].

On dimensionne le rideau de pieux pour augmenter ce coefficient de sécurité de $\approx 10 \%$, c'est-à-dire pour une résistance en service de $\approx 0,1 T_B \approx 470 \text{ kN/m}$.

La durée de service ou durée d'utilisation de projet visée est de 100 ans.

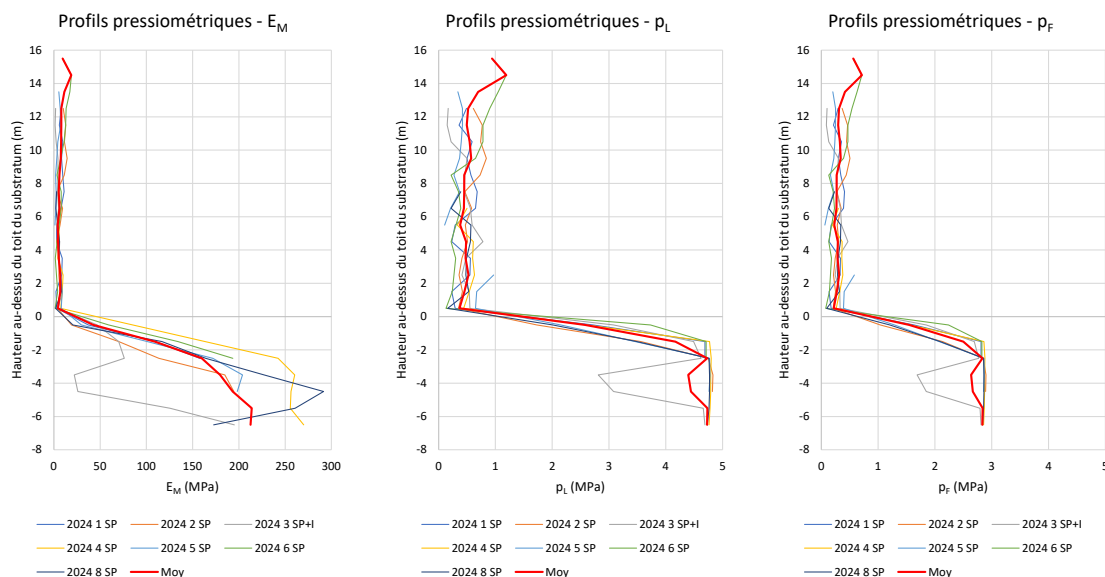
3.3 Profil et caractéristiques géotechniques de calcul

Le sous-sol du site comprend, du haut vers le bas :

- les colluvions glissées (pouvant comporter une fraction de déblais du tunnel de Foix)
- les colluvions restées en place
- le substratum marno-calcaire altéré en tête.

La méthode de calcul utilisée est basée sur les caractéristiques pressiométriques des terrains (voir paragraphe 3.4 ci-dessous).

Les profils pressiométriques caractéristiques – E_M , p_L , p_F – sont déterminés comme la moyenne des 7 profils pressiométriques disponibles dans l'environnement de l'ouvrage. Chaque moyenne est calculée à une hauteur donnée au-dessus (ou en-dessous) du niveau du substratum.



Les coefficients rhéologiques α qui interviennent dans le calcul des modèles de réaction frontale du sol contre les pieux sont les suivants :

- Colluvions : $\alpha = 2/3$;
- Substratum : $\alpha = 1/2$.

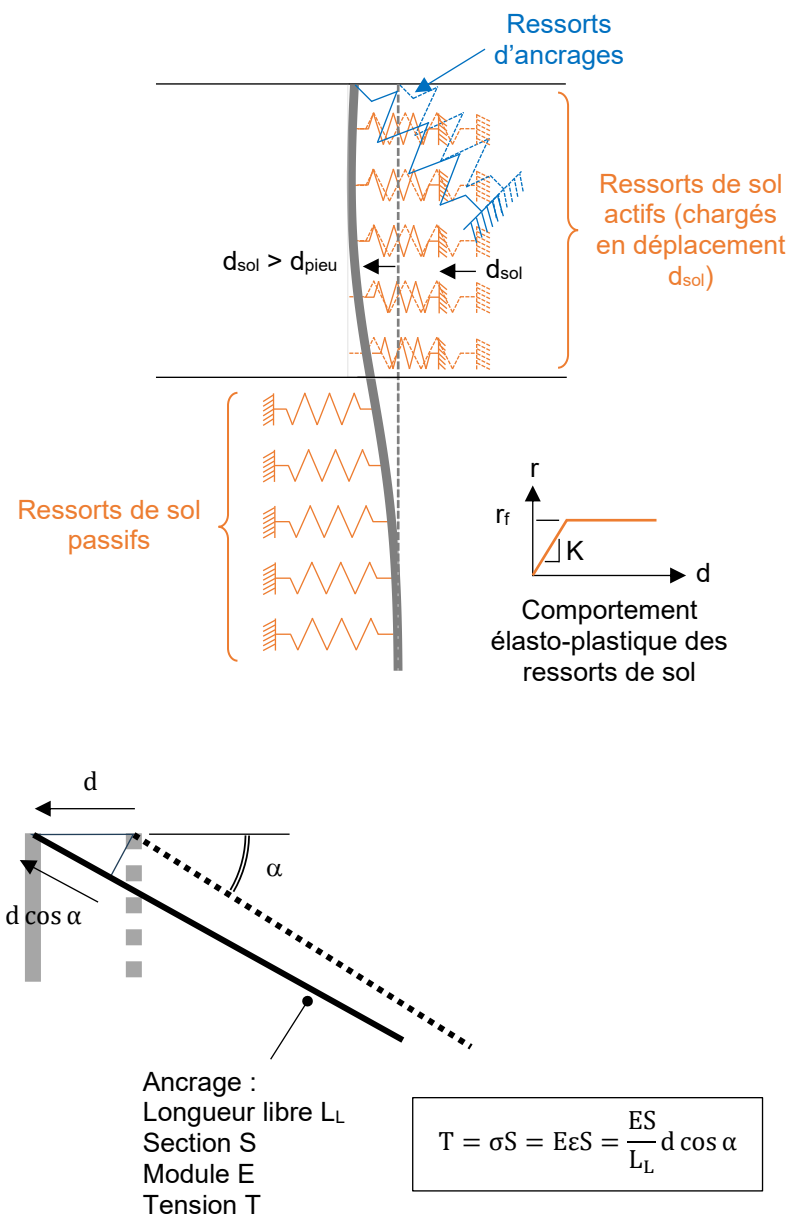
3.4 Méthode de calcul

La méthode de calcul analyse le comportement et les efforts se développant dans un pieu vertical ancré dans les colluvions en place et le substratum sous-jacent, maintenu en tête par un « ressort » modélisant le système d'ancrages et chargé horizontalement en déplacement par les colluvions glissées. Ce chargement est uniforme en déplacement.

Les lois d'interaction sol-pieu sont celles de la norme NF P 94-262 Fondations profondes avec une partie « linéaire élastique » déterminée par le module pressiométrique puis un palier « plastique » déterminé par la pression de fluage pressiométrique.

Les ancrages sont passifs : ils ne se chargent qu'à condition d'avoir subi un déplacement. Une précontrainte permettrait mobilisation plus rapide de la résistance du rideau mais compte tenu du faible déplacement nécessaire à la mobilisation de cette résistance, cette précontrainte n'est pas jugée nécessaire.

Le modèle de calcul est schématisé ci-dessous.

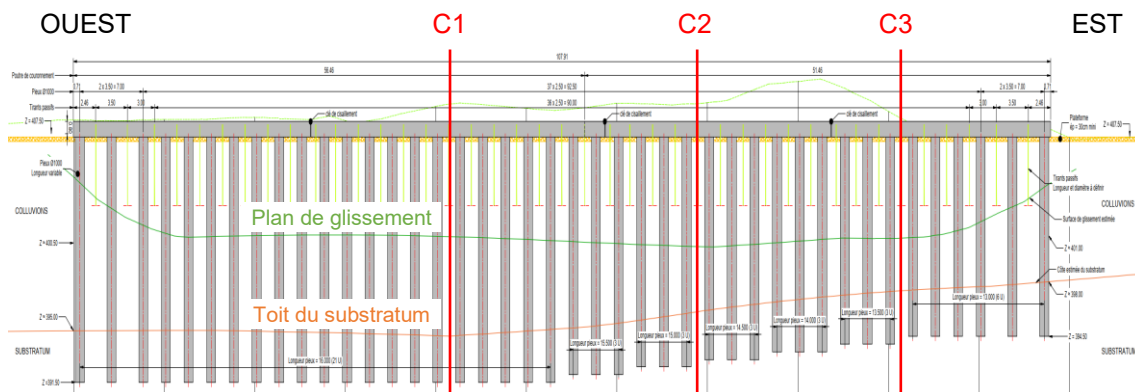


3.5 Coupes de calcul

Trois coupes de calculs sont sélectionnées pour couvrir l'ensemble des configurations du rideau de pieux par rapport à la position du plan de glissement et celle du substratum.

- C1 correspond au point où le plan de glissement est le plus haut et le substratum le plus bas ;
- C3 correspond au point où le plan de glissement et le substratum sont le plus haut ;
- C2 correspond à une situation intermédiaire entre les 2 précédentes.

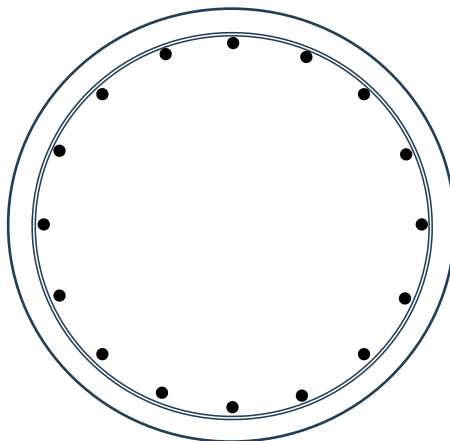
	C1	C2	C3
Tête du rideau (NGF)	408	408	408
Plan de glissement (NGF)	401	400	401
Substratum (NGF)	394,5	396	397,5
Base pieux (NGF)	391,5	393	394,5
Prof. de la surf. de glissement (m)	7	8	7
Longueur du pieu (m)	16	14,5	13



3.6 Caractéristiques des pieux et ancrages

3.6.1 Pieux

On considère des pieux en béton C30/37 forés tubés, de diamètre 1,00 m et armés par un lit de 16 barres HA32.

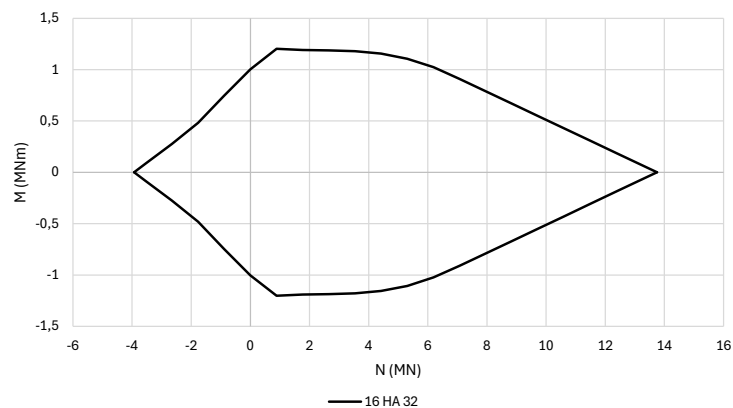


Les hypothèses sur les matériaux et les contraintes maximales aux états limites sont les suivantes :

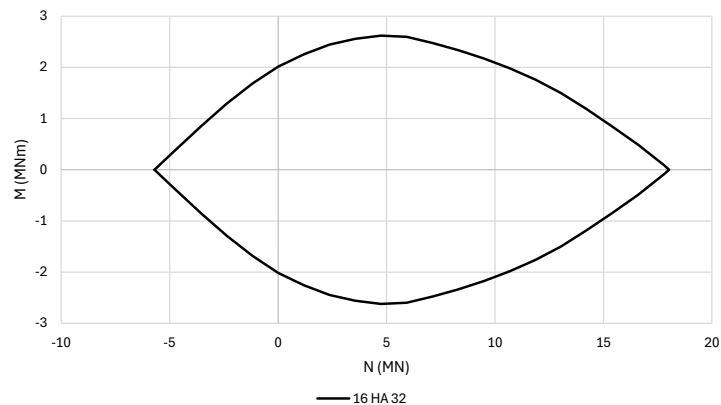
Caractéristiques matériaux	Acier	Béton
	$f_{yk} = 500$ MPa	$f_{ck} = 30$ MPa $C_{MAX} = 35$ (Pieux forés) $k_1 = 1,3$ (Pieux forés) $k_2 = 1$ $k_3 = 1$ $f_{ck}^* = 23,1$
ELUF	$\gamma_s = 1,15$ $f_{yd} = 434,8$ MPa	$\alpha_{cc} = 1$ (Pieux armés toute hauteur) $\gamma_c = 1,5$ $f_{cd} = 15,4$
ELUA	$\gamma_s = 1$ $f_{yd} = 500,0$ MPa	$\alpha_{cc} = 1$ (Pieux armés toute hauteur) $\gamma_c = 1,2$ $f_{cd} = 19,2$
ELS	$w = 0,3$ mm (XC2) $\sigma_{st} = 300,0$ MPa $\sigma_{sc} = 400,0$ MPa	$\sigma_{cmoy} = 6,9$ $\sigma_{cmax} = 13,8$

Les enveloppes des efforts N-M admissibles aux différents états limites sont données ci-dessous :

Diagrammes N-M pieu dia. 1,00 m 16 HA 32 ELS



Diagrammes N-M pieu dia. 1,00 m 16 HA 32 ELUF



La rigidité flexionnelle d'un pieu est calculée par $EI = E \frac{\pi D^4}{64} = 589 \text{ MNm}^2$ avec $E = 12000 \text{ MPa}$ et $D = 1,00 \text{ m}$.

3.6.2 Ancrages

Des ancrages de haute capacité (proche de 1,00 MN en service) sont nécessaires. Les calculs sont conduits avec des ancrages type Ischebeck 73/35.

Type de barres	Sens du filetage	Charge à la rupture	Charge à la limite d'élasticité	Limite d'élasticité $T_{0.2\%}$	Section (A)	Micropieux suivant DTU 13.2		Tirant suivant T.A.95		Poids
Unité		kN	kN	N/mm ²	mm ²	ELS: 0,5 Le (T)	ELU: 0,75 Le (T)	Perma- nent: 0,6 Le (T)	Provi- soire: 0,75 Le (T)	Kg/m
TITAN 30/16	Filetage à gauche	245	190	560	340	9,5	14,2	11,4	14,2	2,7
TITAN 30/14		275	220	585	375	11	18	13,2	18	2,9
TITAN 30/11		320	260	625	415	13	19,5	15,6	19,5	3,3
TITAN 40/20		540	425	590	730	21,5	32,3	25,8	32,3	5,6
TITAN 40/16		660	525	590	900	26,3	39,4	31,5	39,4	7,2
TITAN 52/26	Gauche ou droite	925	730	585	1250	36,5	54,8	43,8	54,8	9,9
TITAN 73/56	Filetage à droite	1035	830	610	1360	42,5	63,7	51	63,7	10,7
TITAN 73/53		1160	970	600	1615	48,5	72,8	58,2	72,8	13,2
TITAN 73/45		1585	1270	560	2260	63,5	95,2	76,2	95,2	17,8
TITAN 73/35		1865	1430	530	2710	71,5	107,3	85,8	107,3	21,2
TITAN 103/78		2270	1800	575	3140	90	135	108	135	25,3
TITAN 103/51		3660	2670	470	5680	137,5	206,3	165	206,3	44,6
TITAN 127/111		2320	2030	585	3475	90,5	135,7	144	135,7	28,9

L'ensemble des hypothèses sur les ancrages (corrosion, résistance du scellement, longueur, etc.) sont données dans le tableau suivant :

Type ancrage Ischebeck =	73/35					
Module Young ancrage E =	200000	MPa				
Charge ELS Feg non corrodé =	0,86	MN				
Charge à la limite d'élasticité non corrodé =	1,43	MN				
Facteur partiel sur la résistance du scellement $\gamma = \gamma_{serv} \cdot \gamma_{Rd} \cdot \gamma_{aELU}$ =	2					
α_s =	1					
Diamètre du scellement D_s =	0,15	m				
Résistance du scellement dans le substratum q_s =	0,3	MPa				
Longueur du scellement $L_s = Feg / (\pi \cdot \alpha_s \cdot D_s \cdot q_s / \gamma)$ =	12	m				
Incl. des ancrages ss l'hor. α =	45	°				
Longueur ancrage scellée dans le substr. L_{ss} =	12	m				
Longueur ancrage scellée dans les coll. L_{sc} =	Variable	m				
Longueur libre ancrages $L_L = L_{sc} + 1/3 L_{ss}$ =	Variable	m				
Section ancrage S =	2710	mm ²				
Dia. intérieur D_i =	35	mm				
Dia. extérieur éq. $D_e \text{ éq} = (4S/\pi + D_i^2)^{1/2}$ =	68,4	mm				
Temps écoulé =	100 ans	75 ans	50 ans	25 ans	Mise en service	
Perte par corrosion =	3	2,25	1,5	0,75	0	mm
Dia. extérieur corrodé =	62,4	63,9	65,4	66,9	68,4	mm
Section ancrage corrodée S =	2094	2243	2395	2551	2710	mm ²
Section ancrage corrodée S =	0,002	0,002	0,002	0,003	0,003	m ²
Charge ELS Feg corrodé =	0,66	0,71	0,76	0,81	0,86	MN
Charge à la limite d'élasticité corrodé =	1,10	1,18	1,26	1,35	1,43	MN

3.6.3 Calepinage des pieux et ancrages

- Espacement des pieux : 2,5 m ;
- Espacement des ancrages : 2,5 m.

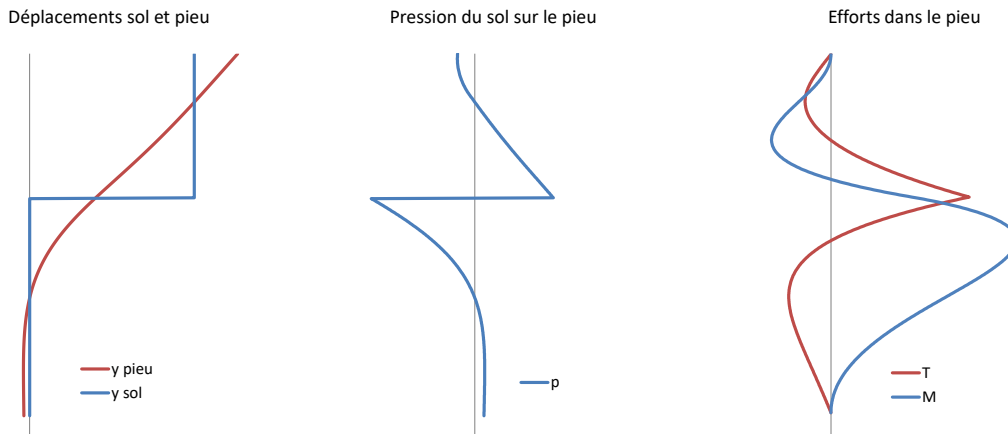
3.7 Poutre de couronnement

La poutre de couronnement de hauteur 1,00 m et de largeur 1,20 m est en béton armé C30/37.

4 RESULTATS ET COMMENTAIRES

Les résultats complets des calculs sont donnés en Annexe 1 (Profil C1), Annexe 2 (Profil C2) et Annexe 3 (Profil C3).

Les déplacements, pressions des terres sur les pieux et efforts M,T dans ceux-ci sont donnés sous forme de graphes et aux points remarquables.



La résistance que le système oppose au déplacement de la masse glissée est donnée par :

$$R = \frac{T(z = z_{\text{gliss}}) - T(z = 0)}{e_{\text{pieux}}} = \frac{T(z = z_{\text{gliss}})}{e_{\text{pieux}}} + \frac{N_{\text{ancrage}} \cos \alpha}{e_{\text{ancrages}}}$$

Avec :

- $T(z = z_{\text{gliss}})$: effort tranchant dans les pieux au niveau de la surface de glissement
- $T(z = 0)$: effort tranchant en tête des pieux
- N_{ancrage} : effort de traction dans les ancrages
- α : inclinaison des ancrages sous l'horizontale
- e_{ancrages} : espacement des ancrages
- e_{pieux} : espacement des pieux

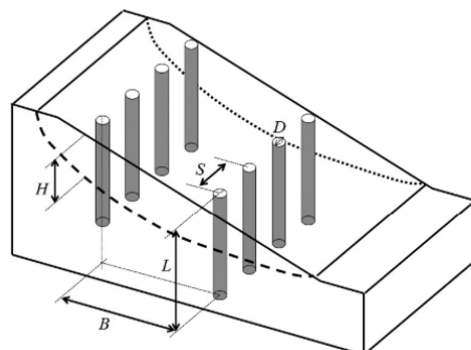
Et le coefficient de sécurité au glissement est donné par :

$$\Gamma_s = 1 + \frac{R}{T_B}$$

où $T_B = 4,70 \text{ MN/m}$ est la résistance basale définie au paragraphe 3.2

NB : Dans le calcul de la résistance du rideau de pieux il peut être nécessaire de tenir compte de « l'effet de groupe ». La résistance latérale d'un groupe de pieux est moindre que la résistance d'un seul pieu multipliée par le nombre de pieux du groupe et la déflexion latérale du groupe dépasse celle d'un seul pieu soumis à la même charge par pieu. Cet effet de groupe peut être estimé en multipliant la résistance d'un pieu isolé par un facteur de réduction qui dépend de l'espacement des pieux et du sens d'application de la charge latérale. Les valeurs du facteur de

réduction sont données ci-dessous¹. Dans notre cas l'espacement des pieux dans la direction perpendiculaire à la direction de la charge étant de $S/D = 2,50/1,00 = 2,5$ il n'y a pas d'effet de groupe à considérer.



$$S/D \geq 2,5$$

B/D	Facteur de réduction
3	0,25
4	0,4
6	0,7
8	1

Les principaux résultats apparaissent dans le tableau ci-dessous.

¹ Terzaghi, K., Peck, R.B., Mesri, G. Soil Mechanics in Engineering Practice, Wiley, 1996.

Pieux 1000 mm esp. 2,5 m				Résistance de l'ouvrage au glissement						Traction dans les ancrages ELS		Efforts dans les pieux ELS				Efforts dans les pieux ELUF (Pondération 1,35 sur ELS)			
Profil	Longueur tribulaire L _C (m)	d _{sol} (m)	d _{pieu} (m)	T _{tête} (MN)	T _{glets} (MN)	ΣT (MN)	ΣT _C (MN/m)	Γ _S local	Γ _S global	N _{ancrage} (MN)	N (MN)	M+ (MNm)	M- (MNm)	N (MN)	M+ (MNm)	M- (MNm)			
C1	50	0,025	0,021	0,21	0,23	0,44	0,17	1,04	1,05	0,29	0,21	0,31	-0,39	0,28	0,41	-0,53			
		0,050	0,043	0,41	0,46	0,87	0,35	1,07	1,09	0,58	0,41	0,61	-0,78	0,56	0,83	-1,06			
		0,075	0,064	0,62	0,68	1,30	0,52	1,11	1,14	0,88	0,62	0,92	-1,18	0,84	1,24	-1,59			
		0,100	0,086	0,83	0,83	1,66	0,66	1,14	1,18	1,17	0,83	1,20	-1,55	1,12	1,63	-2,09			
C2	25	0,025	0,021	0,22	0,24	0,46	0,18	1,04	1,05	0,31	0,22	0,32	-0,40	0,30	0,43	-0,54			
		0,050	0,042	0,44	0,48	0,92	0,37	1,08	1,09	0,63	0,44	0,64	-0,80	0,60	0,86	-1,08			
		0,075	0,062	0,67	0,71	1,38	0,55	1,12	1,14	0,94	0,67	0,95	-1,20	0,90	1,29	-1,62			
		0,100	0,083	0,89	0,88	1,77	0,71	1,15	1,18	1,26	0,89	1,27	-1,59	1,20	1,71	-2,15			
C3	20	0,025	0,020	0,24	0,24	0,49	0,19	1,04	1,05	0,34	0,24	0,33	-0,39	0,32	0,45	-0,53			
		0,050	0,040	0,48	0,49	0,97	0,39	1,08	1,09	0,68	0,48	0,66	-0,78	0,65	0,90	-1,06			
		0,075	0,060	0,72	0,72	1,44	0,58	1,12	1,14	1,02	0,72	0,99	-1,17	0,97	1,33	-1,58			
		0,100	0,080	0,96	0,87	1,83	0,73	1,16	1,18	1,36	0,96	1,29	-1,52	1,30	1,75	-2,05			

Résistance basale à l'état limite T_{lg} = 4,615 MN/m
Largeur moyenne de la masse glissée L = 80 m
Résistance basale globale à l'état limite T_{lgc} = T_{lg} · L = 369,2 MN

d _{sol} (m)
0,025
0,050
0,075
0,100

ΣT _C (MN)
17,2
34,4
51,2
65,5

$I_{C1} \cdot \Sigma T_{C1}(0,025) =$
 $I_{C2} \cdot \Sigma T_{C2}(0,050) =$
 $I_{C3} \cdot \Sigma T_{C3}(0,075) =$
 $I_{C4} \cdot \Sigma T_{C4}(0,100) =$

Γ _S global
1,0466
1,0932
1,1388
1,1774

NB : moments de flexion :

- Les moments négatifs M- sont observés dans la partie supérieure des pieux (au-dessus de la surface de glissement) ;
- Les moments positifs M+ sont observés dans la partie inférieure des pieux (en-dessous de la surface de glissement).

Pour un déplacement donné de la masse glissée on a défini un facteur de sécurité global tenant compte de la longueur tributaire de chacune des coupes de calcul par :

$$\Gamma_{S \text{ Global}} = 1 + \frac{L_{C1} \cdot \Sigma T_{C1} + L_{C2} \cdot \Sigma T_{C2} + L_{C3} \cdot \Sigma T_{C3}}{L \cdot T_B}$$

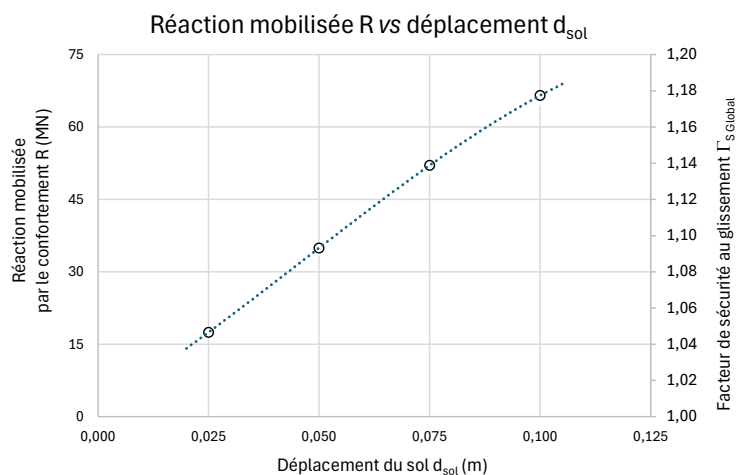
Avec :

- ΣT_{Ci} est la résistance – calculée pour la coupe C_i – opposée par le rideau pour un déplacement donnée de la masse glissée (somme de l'effort tranchant au niveau de la surface de glissement et de l'effort tranchant en tête de pieu) ; elle est rapportée au ml de rideau ;
- L_{Ci} est la longueur de rideau tributaire de la coupe C_i ;
- $L = 80 \text{ m}$ est la largeur du glissement ;
- T_B est la résistance basale.

4.1 Résistance mobilisée par l'ouvrage

Une résistance correspondant à $\Gamma_{S \text{ Global}} = 1,05$ est mobilisée dès 25 mm de déplacement du sol soit un déplacement du rideau en tête de l'ordre de 20 mm.

Une résistance correspondant à $\Gamma_{S \text{ Global}} = 1,10$ est mobilisée dès 55 mm de déplacement du sol soit un déplacement du rideau en tête de l'ordre de 40 mm.



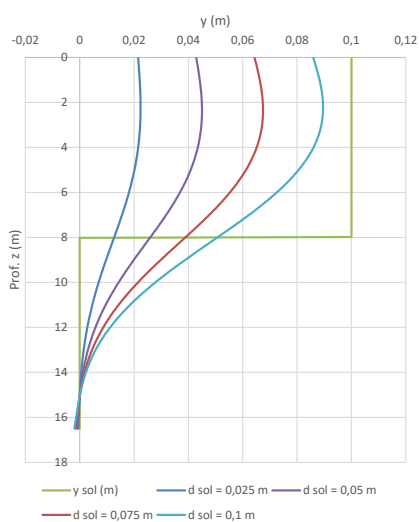
4.2 Déplacements

La déformation des pieux est donnée dans les graphes ci-dessous dans les axes $d_{\text{pieu}}/d_{\text{sol}}$ et $Z_{\text{pieu}}/Z_{\text{surface de glissement}}$.

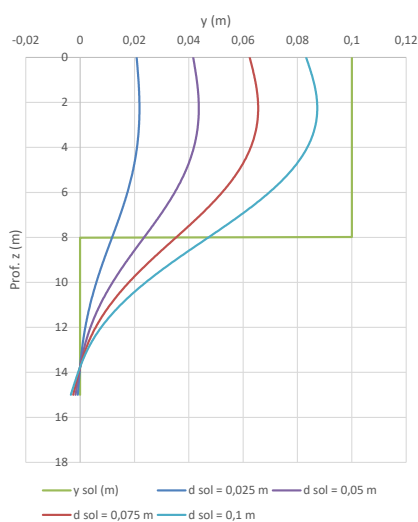
Les déformations des pieux présentent la même allure, quel que soit le profil et le niveau de sollicitation :

- déplacement en tête du même ordre que le déplacement du sol ;
- déplacement au niveau de la surface de glissement d'environ la moitié du déplacement du sol ;
- déplacement en pied quasi-nul.

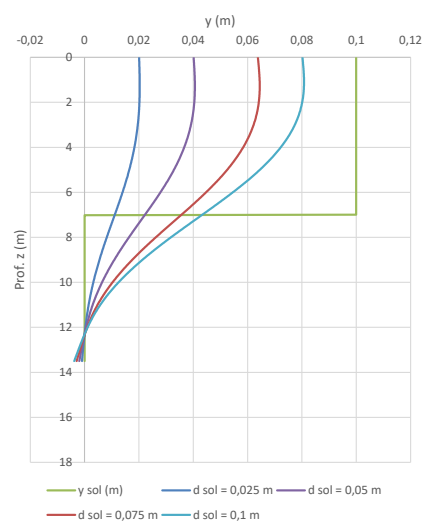
Coupe C1 - Pieux 1000 - Déplacements



Coupe C2 - Pieux 1000 - Déplacements



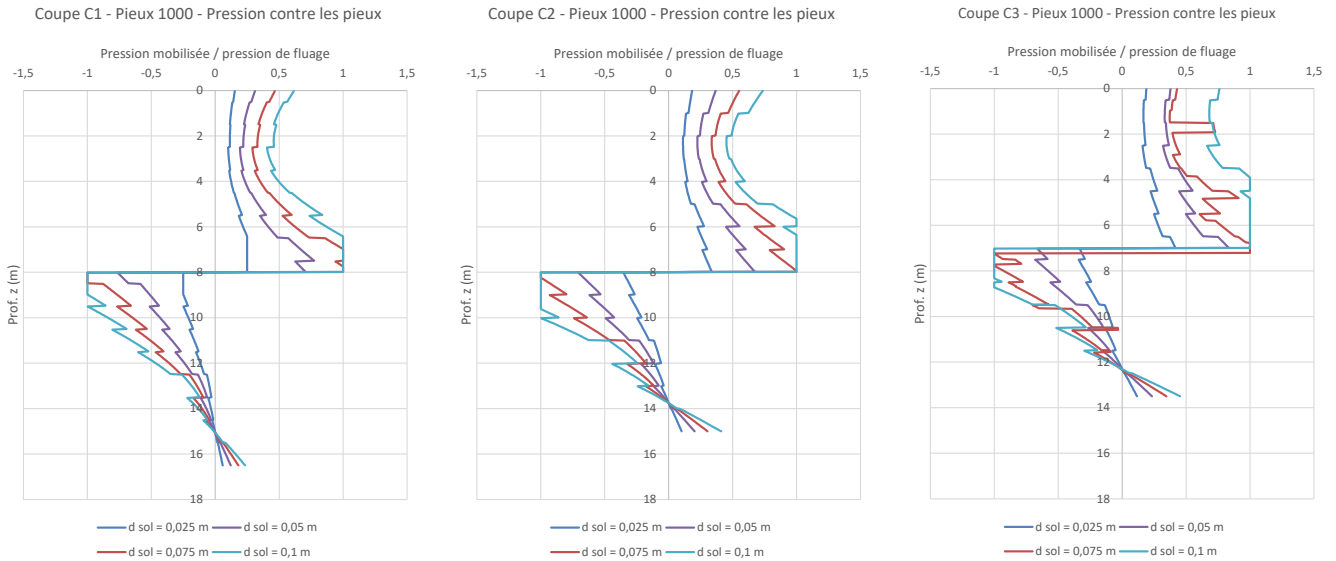
Coupe C3 - Pieux 1000 - Déplacements



4.3 Mobilisation de la pression latérale du terrain contre les pieux

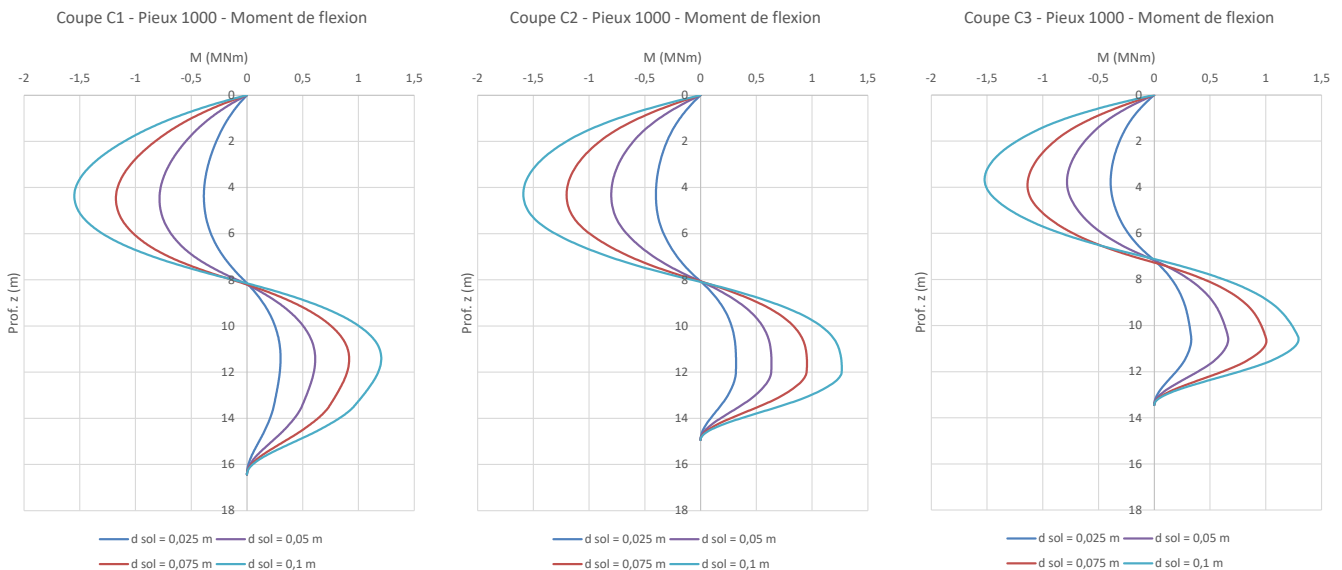
La pression latérale mobilisée contre les pieux doit être comparée à la pression de fluage du sol. Comme le montrent les graphes de synthèse ci-après cette pression de fluage n'est atteinte que localement sur une hauteur limitée pour une résistance mobilisée élevée, telle que $\Gamma_{S \text{ Global}} > 1,1$.

Le risque d'écoulement du sol entre les pieux est donc écarté.

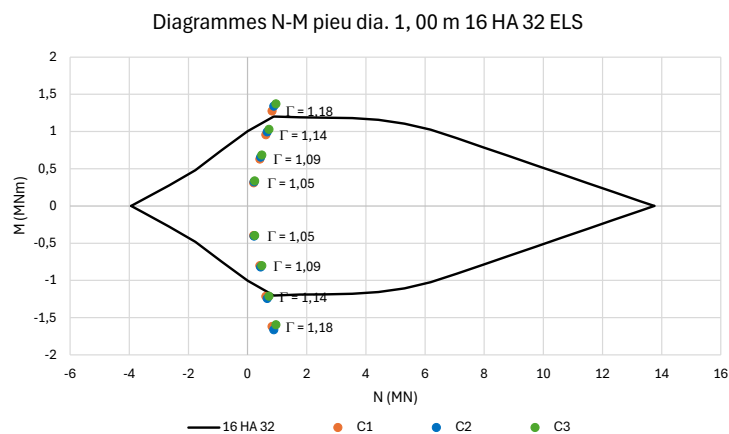


4.4 Efforts dans les pieux

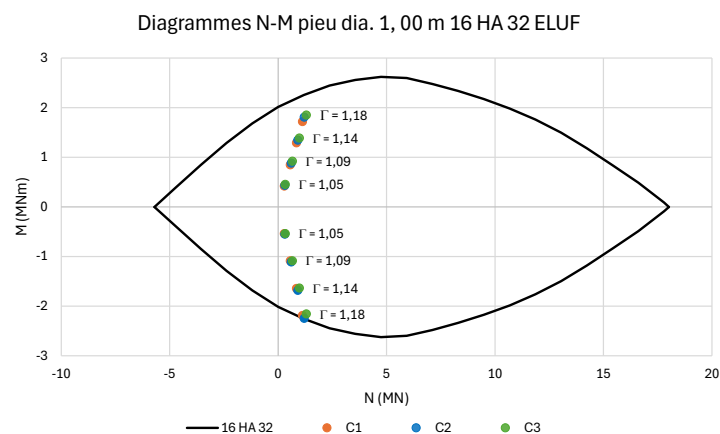
Les moments de flexion sont quasiment identiques sur chacune des 3 coupes :



Avec le ferrailage choisi (16 HA32) l'ELS est vérifié jusqu'à un facteur de sécurité $\Gamma_s = 1,14$ ce qui est satisfaisant².



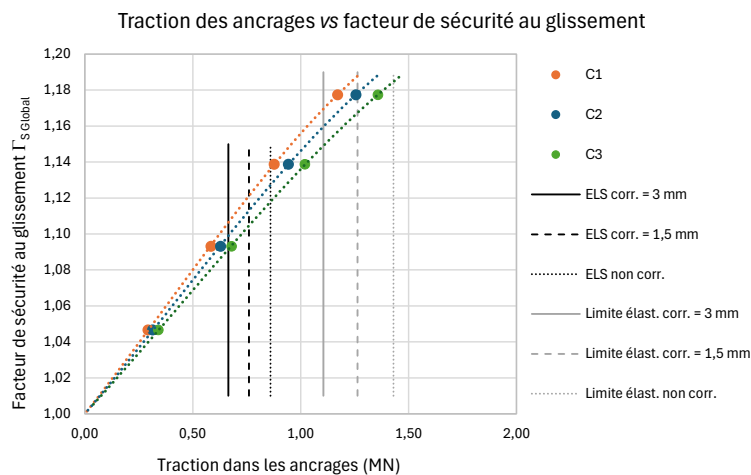
L'ELUF est vérifié plus largement.



² On a pris en compte l'effet p- δ dans le calcul des moments.

4.5 Efforts dans les ancrages

Avec les ancrages choisis, l'ELS est vérifié jusqu'à un facteur de sécurité $\Gamma_{S\ Global} = 1,09$ au minimum.



Plus précisément, le facteur de sécurité $\Gamma_{S\ Global}$ évolue avec le temps (*i.e.* avec la corrosion estimée des barres d'ancrage) de la façon suivante :

	$N_{Adm\ ELS}$ ancrages (MN)	$\Gamma_{S\ Global}$
Mise en service	0,86	1,14 - 1,12
25 ans	0,81	1,13 - 1,11
50 ans	0,76	1,12 - 1,10
75 ans	0,71	1,11 - 1,10
100 ans	0,66	1,11 - 1,09

4.6 Portance des pieux

La portance des pieux est vérifiée, même en négligeant le frottement latéral sur la hauteur des colluvions en place et du substratum marno-calcaire.

NB : On a considéré la valeur la plus faible de la pression limite mesurée dans le substratum soit $p_L = 3 \text{ MPa}$.

NB : On rappelle les efforts normaux $N_{ELS \text{ max}} = 0,96 \text{ MN}$ et $N_{ELU \text{ max}} = 1,30 \text{ MN}$.

Vérifications :

D (m) =	1,00				
A (m ²) =	0,79				
k_p =	1,80				
p_L (MPa) =	3,00				
Q_{pu} (MN) =	4,24				
Q_{su} (MN) =	0				
$Q_u = Q_{pu} + Q_{su}$ (MN) =	4,24				
$Q_c = 0,5 Q_{pu} + 0,7 Q_{su}$ (MN) =	2,12				
$Q_{ELUF} = Q_u/1,4$ (MN) =	3,03	>	1,30	ELU	Ok
$Q_{ELUA} = Q_u/1,2$ (MN) =	3,53				
$Q_{ELSR} = Q_c/1,1$ (MN) =	1,93				
$Q_{ELSQP} = Q_c/1,4$ (MN) =	1,51	>	0,96	ELS	Ok

4.7 Risque de chevauchement du rideau

On vérifie que le risque de chevauchement du rideau de pieux par le sol en cas de glissement est écarté. Pour cela on s'assure que la butée limite du sol contre le rideau de pieux est proche ou supérieure à la résistance ELS $\approx (\Gamma - 1) \cdot 4700 \approx 0,10 \cdot 4700 \approx 470 \text{ kN/m}$.

La butée limite est donnée par :

$$F_p = \frac{1}{2} K_p \gamma' H^2 + 2c' \sqrt{K_p} H$$

Avec :

- $\gamma' = 9 \text{ kN/m}^3$ (on suppose la nappe affleurante dans l'environnement du rideau et la colonne de sol entièrement déjaugée) ;
- $(\varphi' = 25^\circ \text{ et } c' = 0)$ ou $(\varphi' = 18^\circ \text{ et } c' = 5 \text{ kPa})$
- $K_p = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right)$ coefficient de butée ;
- $H = 7,5 \text{ m}$ profondeur du plan de glissement.

$\gamma' =$	9	kN/m^3
$H =$	7,5	m
$c' =$	0	5 kPa
$\varphi' =$	25	18 °
$K_p =$	2,46	1,89
$F_p =$	624	583 kN/m

On calcule $F_p = 624/583 \text{ kN/m} > 470 \text{ kN/m}$.

Le risque de chevauchement du rideau est écarté.

4.8 Poutre de couronnement

Elle reste peu sollicitée, même dans le cas d'une perte d'un ancrage (voir paragraphe 4.9 suivant), eu égard à ses dimensions massives, requises pour coiffer les têtes des pieux.

		Sans rupture d'ancrage	Après rupture d'un ancrage
C3	$M_{\min}$ (MNm)	-0,8095	-0,8238
	$M_{\max}$ (MNm)	1,2E-08	0,33039
C2	$M_{\min}$ (MNm)	-0,7633	-0,7691
	$M_{\max}$ (MNm)	5,6E-10	0,29033
C1	$M_{\min}$ (MNm)	-0,7225	-0,7215
	$M_{\max}$ (MNm)	5,2E-10	0,25728

4.9 Situation accidentelle de rupture d'un ancrage

On se reportera à l'Annexe 4.

On vérifie :

- Le déplacement moyen en tête augmente légèrement, de l'ordre de 10 % (soit + 4-5 mm) ;
- Les moments de flexions et efforts tranchants sont faibles à l'origine et restent pratiquement inchangés en valeurs absolues ; cela est sans impact sur le dimensionnement ;
- L'augmentation de tension dans les ancrages adjacents à l'ancrage rompu est de l'ordre de 25 % ; les ancrages étant dimensionnés à l'ELS pour une contrainte de traction maximale de $0,6 f_{eg}$ (f_{eg} = limite d'élasticité garantie) la contrainte dans les ancrages passerait à $1,25 \cdot 0,6 f_{eg} = 0,75 f_{eg}$ ce qui est acceptable.

5 PLATEFORME

5.1 Stabilité

La stabilité du talus aval de la plateforme en phase de travaux est vérifiée en Annexe 5. La pente de talus est de $H/V = 2/1$. Les caractéristiques de calcul des colluvions sont :

γ (kN/m ³)	c' (kPa)	φ' (°)
20	5	25

Deux configurations de chargement sont considérées :

- Charge uniforme de chantier de 20 kPa à partir de 1,00 m de la crête du talus : le facteur de sécurité au glissement est de $FS = 1,75$ largement supérieur à 1,3 requis pour une phase de travaux ;
- Charge de chenille de machine de forage de pieux de 150 kPa sur une largeur de 0,90 m : une distance minimale de sécurité de 2,00 m entre l'extérieur de la chenille et la crête du talus est requise pour maintenir des conditions de stabilité satisfaisantes ($FS = 1,3$).

5.2 Prédimensionnement de la couche de renforcement

Un prédimensionnement de la couche de renforcement de la plateforme de travail est conduit en Annexe 6 en suivant les recommandations du Soffons référencées en [2].

Les principales hypothèses sont les suivantes :

- Charge sur chenille de machine de forage de pieux : 150 kPa sur 0,90 m × 4,00 m ;
- Sol support : $p_L = 0,5$ MPa ; $k_p = 0,8$; $c' = 5$ kPa ; $\varphi' = 25^\circ$;
- Couche de renfort : épaisseur $t = 0,40$ m ; $\gamma = 20$ kN/m³ ; $c' = 0$; $\varphi' = 45^\circ$ correspondant à un cloutage en matériaux 100-200 au refus et une couche de concassé dûment compacté de 0,30 m d'épaisseur.

L'étude montre qu'une géogridde de renforcement de cette structure est nécessaire pour le cas de charge sélectionné.

Ce prédimensionnement est fourni à titre indicatif et sera à adapter aux matériels amenés à évoluer sur la plateforme (la conception de la structure de la plateforme et son dimensionnement restent du ressort de l'Entreprise).

6 MUR EN ENROCHEMENTS

Au stade de l'aménagement définitif le secteur compris entre la RD1 et le rideau est remodelé suivant une pente à 4,5/1 proche de la pente naturelle du versant. Un mur en enrochements longeant la RD1 sur environ 75 ml permet de contenir les terres. Sa hauteur varie de 2,30 m à 3,50 m.

Le prédimensionnement de ce mur est conduit en Annexe 7 selon le guide de la FHWA Rockery Design and Construction Guidelines de novembre 2006 référencé en [2] avec les hypothèses suivantes :

Fruit parement aval H/V = 0,25

Enrochement

Poids volumique γ (kN/m³) = 23,5

Matériau de drainage arrière

Poids volumique γ (kN/m³) = 20

Angle de frottement interne φ (°) = 40

Frottement interface δ (°) = 26,7

Sol à soutenir

Poids volumique γ (kN/m³) = 20

Angle de frottement interne φ (°) = 25

Frottement interface δ (°) = 16,7

Sol de fondation

Coefficient de frottement base μ = 0,5

Pression limite p_L (kPa) = 500

Facteur de portance k_p = 0,8

On retiendra :

Hauteur	Epaisseur minimale
3,50 m	1,40 m
2,50 m	0,80 m

La pente du terrassement devant permettre la construction du mur sera justifiée par l'étude G3.

7 CONCLUSION

Le système de renforcement sélectionné permet de satisfaire aux exigences de stabilité à long terme (100 ans) du talus de le RD1 en cas d'évènement pluviométrique intense du type de celui de 2014.

Les principales caractéristiques du système sont les suivantes :

- rideau de pieux forés dans le sol interceptant l'épaisseur de la couche glissée et ancrés dans les horizons stables sous-jacents ;
- pieux sont maintenus en tête par des ancrages scellés dans le substratum ;
- liaison pieux-ancrages par poutre de couronnement coiffant l'ensemble des pieux ;
- pieux en béton C30/37 de diamètre 1,00 m et d'entraxe 2,50 m, armés par 16 barres HA32 ;
- ancrages type Ischebeck 75/35 ou équivalent inclinés à 45° sous l'horizontale et espacés de 2,50 m.

--- O ---

Annexe 1 Calculs Profil C1

Stabilisation du talus de la RD1 à Arbaux
Profil C1 - Tête 408 NGF - Gliss. 400 NGF - Substr. 394,5 NGF - Base 391,5 NGF - dsol = 0,025 m

PIEU SOUMIS A DES EFFORTS ET DEPLACEMENTS TRANSVERSAUX



Design & Consultancy
for natural and
built assets

n° du profil = C1
Niv. Tête de rideau (plateforme + 0,50 m) = 408 NGF
Niv. Surf. De glissement = 400 NGF
Niv. Du substr. = 394,5 NGF
Base des pieux = 391,5 NGF
Type ancrage = 73/35
Charge ELS Feg non corrodé = 0,86 MN
 $\gamma = \gamma_{serv} - \gamma_{nat} - \gamma_{dss,u}$ = 2
 α_s = 1
 D_s = 0,15 m
 q_s = 0,3 MPa
 $L_a = Feg / (\pi \cdot \alpha_s \cdot D_s \cdot q_s / \gamma)$ = 12 m
Incl. des ancrages ss l'hor. α = 45 °
Esp. des pieux e_p = 2,5 m
Esp. des ancrages e_c = 2,5 m
Longueur ancrage scellée dans le substr. L_{ss} = 12 m
Longueur ancrage scellée dans les coll. L_{sc} = 18 m
Longueur libre ancrages $L_L = L_{sc} + 1/3 L_{ss}$ = 22 m
Section ancrage S = 2710 mm²
Dia. intérieur = 35 mm
Dia. extérieur éq. = 68,4 mm
Perte par corrosion = 3 mm
Dia. extérieur corrodé = 62,4 mm
Section ancrage corrodée S = 2094 mm²
Section ancrage corrodée S = 2,09E-03 m²
Charge ELS Feg corrodé = 0,66 MN
Module Young ancrage E = 200000 MPa
(H+T)Objectif = 0,47 MN/m

Longueur de l'élément = 16,5 m

Tolérance 0,00000001
Résidu 0,00000000
Itér 12

Pieu / Barrette						Ecartement entre nus des éléments : b (m)	Nombre d'éléments : n
Section	z début (m)	z fin (m)	B (m)	L (m)	EI (MNm2)		
1	0	3,3	1	1	589,0	1,50	40
2	3,3	6,6	1	1	589,0		
3	6,6	9,9	1	1	589,0		
4	9,9	13,2	1	1	589,0		
5	13,2	16,5	1	1	589,0		

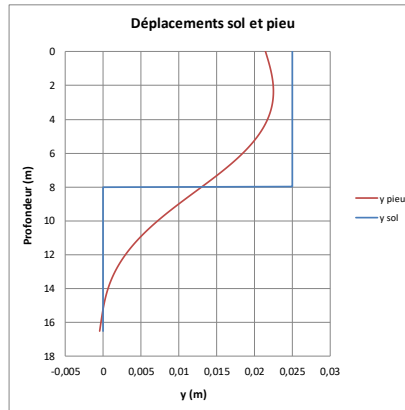
Sols							
Couche	z début (m)	z fin (m)	pf (MPa)	pl (MPa)	qs (MPa)	EM (MPa)	α
1	0	0,5	0,63	1,04	0,00	17	0,67
2	0,5	1,5	0,47	0,78	0,00	12	0,67
3	1,5	2,5	0,30	0,50	0,00	8	0,67
4	2,5	3,5	0,33	0,55	0,00	8	0,67
5	3,5	4,5	0,34	0,57	0,00	8	0,67
6	4,5	5,5	0,27	0,45	0,00	6	0,67
7	5,5	6,5	0,27	0,45	0,00	5	0,67
8	6,5	7,5	0,27	0,44	0,00	6	0,67
9	7,5	8,5	0,23	0,38	0,00	4	0,67
10	8,5	9,5	0,29	0,49	0,00	5	0,67
11	9,5	10,5	0,28	0,47	0,00	5	0,67
12	10,5	11,5	0,31	0,52	0,00	7	0,67
13	11,5	12,5	0,27	0,45	0,00	7	0,67
14	12,5	13,5	0,22	0,37	0,00	4	0,67
15	13,5	14,5	1,55	2,58	0,00	43	0,50
16	14,5	15,5	2,50	4,17	0,00	109	0,50
17	15,5	16,5	2,84	4,73	0,00	160	0,50
18							
19							
20							

Mod. prox. surface sol zc (m) = 0
Mod. prox. tête de talus z1 (m) = 0 z2 (m) = 0

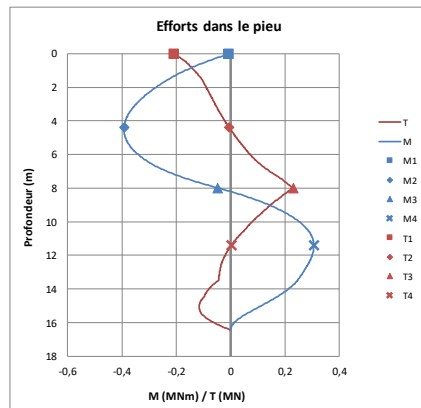
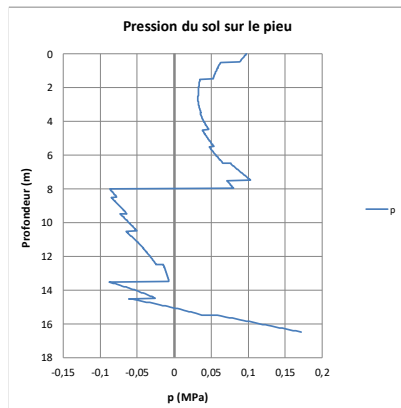
M₀ (MNm) T₀ (MN) ω tête (rad)
0 0,207 -0,001
T₀ i (MN) = 0,207
T₀ i+1 (MN) = 0,207
 $\Delta T/T$ = 0,00%

Déplacement du sol Prof. (m) Dépl. (m)
0 0,025
8 0,025
Durée d'application
Longue durée
Courte durée

B0 (m) h (m)
0,6 0,033

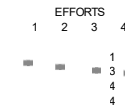


Type	d _{sol} (m)	d _{pieu} (m)	N _{sol} (MN)	V/pieu (MN)	T _{site} (MN)	T _{gliss} (MN)	ΣT (MN)	ΣT (MN/m)	T _s (MN)	M+ (MNm)	M- (MNm)	T ₀ (MN)	ω_0 tête (rad)
73/35	0,025	0,021	0,292	0,207	0,207	0,229	0,436	0,174	1,037	0,306	-0,392	0,207	-6,92E-04
73/35	0,025	0,021	0,292	0,207	0,207	0,229	0,436	0,174	1,037	0,306	-0,392	0,207	-6,92E-04
73/35	0,060	0,043	0,584	0,413	0,413	0,458	0,871	0,349	1,074	0,612	-0,785	0,413	-1,38E-03
73/35	0,075	0,064	0,877	0,620	0,620	0,677	1,297	0,519	1,110	0,916	-1,176	0,620	-2,06E-03
73/35	0,100	0,086	1,171	0,828	0,828	0,829	1,657	0,663	1,141	1,204	-1,548	0,828	-2,52E-03



Pieu BA
Dext = 1,0000 m
Dint = 0,0000 m
I = 4,91E-02 m4
I/v = 9,82E-02 m3
W = 7,85E-01 m2
W' = 5,89E-01 m2
E = 12000 MPa
EI = 589,0 MNm2

Efforts	Prof. (m)	M (MNm)	T (MN)
1	0,03	-0,0068	-0,2066
2	4,39	-0,3923	-0,0050
3	8,02	-0,0476	0,2291
4	11,39	0,3059	0,0031



Stabilisation du talus de la RD1 à Arabaux
Profil C1 - Tête 408 NGF - Gliss. 400 NGF - Substr. 394,5 NGF - Base 391,5 NGF - dsol = 0,05 m

PIEU SOUMIS A DES EFFORTS ET DEPLACEMENTS TRANSVERSAUX



Design & Consultancy
for natural and
built assets

n° du profil = C1
Niv. Tête de rideau (plateforme + 0,50 m) = 408 NGF
Niv. Surf. De glissement = 400 NGF
Niv. Du substr. = 394,5 NGF
Base des pieux = 391,5 NGF
Type ancrage = 73/35
Charge ELS Feg non corrodé = 0,86 MN
 $\gamma = \gamma_{serv} - \gamma_{nat} - \gamma_{dss,u}$ = 2
 α_s = 1
 D_s = 0,15 m
 q_s = 0,3 MPa
 $L_a = Feg / (\pi \cdot \alpha_s \cdot D_s \cdot q_s / \gamma)$ = 12 m
Incl. des ancrages ss l'hor. α = 45 °
Esp. des pieux e_p = 2,5 m
Esp. des ancrages e_c = 2,5 m
Longueur ancrage scellée dans le substr. L_{ss} = 12 m
Longueur ancrage scellée dans les coll. L_{sc} = 18 m
Longueur libre ancrages $L_L = L_{sc} + 1/3 L_{ss}$ = 22 m
Section ancrage S = 2710 mm²
Dia. intérieur = 35 mm
Dia. extérieur éq. = 68,4 mm
Perte par corrosion = 3 mm
Dia. extérieur corrodé = 62,4 mm
Section ancrage corrodée S = 2094 mm²
Section ancrage corrodée S = 2,09E-03 m²
Charge ELS Feg corrodé = 0,66 MN
Module Young ancrage E = 200000 MPa
(H+T)Objectif = 0,47 MN/m

Longueur de l'élément = 16,5 m

Tolérance 0,00000001
Résidu 0,00000000
Itér 13

Pieu / Barrette						Ecartement entre nus des éléments : b (m)	Nombre d'éléments : n
Section	z début (m)	z fin (m)	B (m)	L (m)	EI (MNm2)		
1	0	3,3	1	1	589,0	1,50	40
2	3,3	6,6	1	1	589,0		
3	6,6	9,9	1	1	589,0		
4	9,9	13,2	1	1	589,0		
5	13,2	16,5	1	1	589,0		

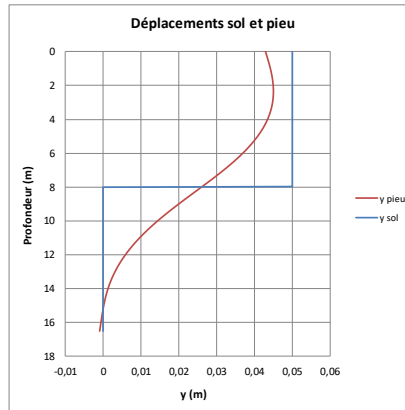
Sols							
Couche	z début (m)	z fin (m)	pf (MPa)	pl (MPa)	qs (MPa)	EM (MPa)	α
1	0	0,5	0,63	1,04	0,00	17	0,67
2	0,5	1,5	0,47	0,78	0,00	12	0,67
3	1,5	2,5	0,30	0,50	0,00	8	0,67
4	2,5	3,5	0,33	0,55	0,00	8	0,67
5	3,5	4,5	0,34	0,57	0,00	8	0,67
6	4,5	5,5	0,27	0,45	0,00	6	0,67
7	5,5	6,5	0,27	0,45	0,00	5	0,67
8	6,5	7,5	0,27	0,44	0,00	6	0,67
9	7,5	8,5	0,23	0,38	0,00	4	0,67
10	8,5	9,5	0,29	0,49	0,00	5	0,67
11	9,5	10,5	0,28	0,47	0,00	5	0,67
12	10,5	11,5	0,31	0,52	0,00	7	0,67
13	11,5	12,5	0,27	0,45	0,00	7	0,67
14	12,5	13,5	0,22	0,37	0,00	4	0,67
15	13,5	14,5	1,55	2,58	0,00	43	0,50
16	14,5	15,5	2,50	4,17	0,00	109	0,50
17	15,5	16,5	2,84	4,73	0,00	160	0,50
18							
19							
20							

Mod. prox. surface sol zc (m) = 0
Mod. prox. tête de talus z1 (m) = 0 z2 (m) = 0

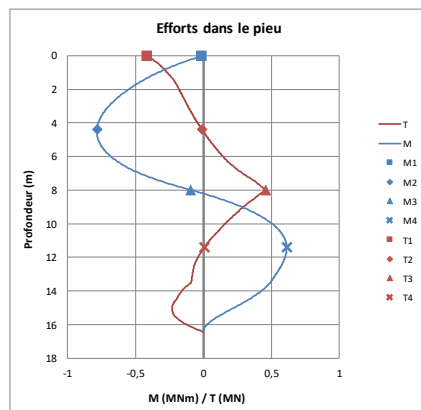
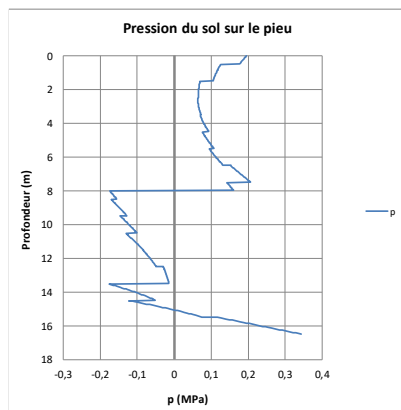
M₀ (MNm) 0
T₀ (MN) 0,413
 ω tête (rad) -0,001
T₀ i (MN) = 0,413
T₀ i+1 (MN) = 0,413
 $\Delta T/T$ = 0,00%

Déplacement du sol
Prof. (m) Dépl. (m)
0 0,050
8 0,050
Durée d'application
Longue durée
Courte durée

B0 (m) 0,6
h (m) 0,033

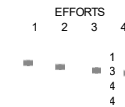


Type	d _{sol} (m)	d _{pieu} (m)	N _{sol} (MN)	V/pieu (MN)	T _{site} (MN)	T _{gliss} (MN)	ΣT (MN)	ΣT (MN/m)	T _s (MN)	M+ (MNm)	M- (MNm)	T ₀ (MN)	ω_0 tête (rad)
73/35	0,050	0,043	0,584	0,413	0,413	0,458	0,871	0,349	1,074	0,612	-0,785	0,413	-1,38E-03
73/35	0,025	0,021	0,292	0,207	0,207	0,229	0,436	0,174	1,037	0,306	-0,392	0,207	-6,92E-04
73/35	0,060	0,043	0,584	0,413	0,413	0,458	0,871	0,349	1,074	0,612	-0,785	0,413	-1,38E-03
73/35	0,075	0,064	0,877	0,620	0,620	0,677	1,297	0,519	1,110	0,916	-1,176	0,620	-2,06E-03
73/35	0,100	0,086	1,171	0,828	0,828	0,829	1,657	0,663	1,141	1,204	-1,548	0,828	-2,52E-03



Pieu BA
Dext = 1,0000 m
Dint = 0,0000 m
I = 4,91E-02 m4
I/v = 9,82E-02 m3
W = 7,85E-01 m2
W' = 5,89E-01 m2
E = 12000 MPa
EI = 589,0 MNm2

Efforts	Prof. (m)	M (MNm)	T (MN)
1	0,03	-0,0136	-0,4132
2	4,39	-0,7845	-0,0100
3	8,02	-0,0952	0,4581
4	11,39	0,6118	0,0061



Stabilisation du talus de la RD1 à Arabaux
Profil C1 - Tête 408 NGF - Gliss. 400 NGF - Substr. 394,5 NGF - Base 391,5 NGF - dsol = 0,075 m

PIEU SOUMIS A DES EFFORTS ET DEPLACEMENTS TRANSVERSAUX



Design & Consultancy
for natural and
built assets

n° du profil = C1
Niv. Tête de rideau (plateforme + 0,50 m) = 408 NGF
Niv. Surf. De glissement = 400 NGF
Niv. Du substr. = 394,5 NGF
Base des pieux = 391,5 NGF
Type ancrage = 73/35
Charge ELS Feg non corrodé = 0,86 MN
 $\gamma = \gamma_{serv} - \gamma_{nat} - \gamma_{dss,u}$ = 2
 α_s = 1
 D_s = 0,15 m
 q_s = 0,3 MPa
 $L_a = Feg / (\pi \cdot \alpha_s \cdot D_s \cdot q_s / \gamma)$ = 12 m
Incl. des ancrages ss l'hor. α = 45 °
Esp. des pieux e_p = 2,5 m
Esp. des ancrages e_c = 2,5 m
Longueur ancrage scellée dans le substr. L_{ss} = 12 m
Longueur ancrage scellée dans les coll. L_{sc} = 18 m
Longueur libre ancrages $L_L = L_{sc} + 1/3 L_{ss}$ = 22 m
Section ancrage S = 2710 mm²
Dia. intérieur = 35 mm
Dia. extérieur éq. = 68,4 mm
Perte par corrosion = 3 mm
Dia. extérieur corrodé = 62,4 mm
Section ancrage corrodée S = 2094 mm²
Section ancrage corrodée S = 2,09E-03 m²
Charge ELS Feg corrodé = 0,66 MN
Module Young ancrage E = 200000 MPa
(H+T)Objectif = 0,47 MN/m

Longueur de l'élément = 16,5 m

Tolérance 0,00000001
Résidu 0,00000000
Itér 19

Section	z début (m)	z fin (m)	B (m)	L (m)	EI (MNm2)
1	0	3,3	1	1	589,0
2	3,3	6,6	1	1	589,0
3	6,6	9,9	1	1	589,0
4	9,9	13,2	1	1	589,0
5	13,2	16,5	1	1	589,0

Ecartement entre nus des éléments : b (m)
Nombre d'éléments : n

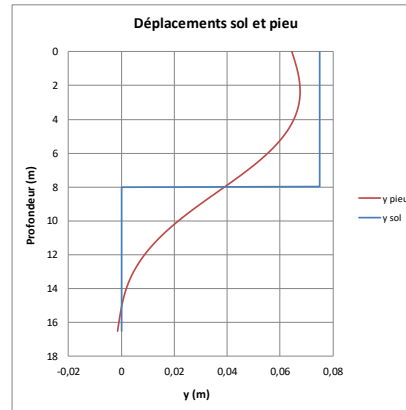
Initialisation

Calcul

Calcul auto

Calcul manuel

Mode Automatique



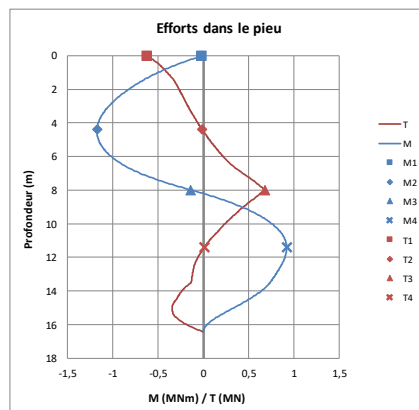
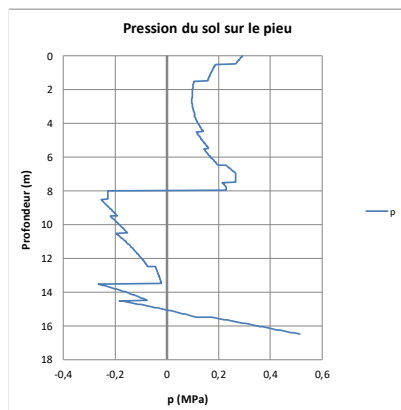
Couche	z début (m)	z fin (m)	pf (MPa)	pl (MPa)	qs (MPa)	EM (MPa)	α
1	0	0,5	0,63	1,04	0,00	17	0,67
2	0,5	1,5	0,47	0,78	0,00	12	0,67
3	1,5	2,5	0,30	0,50	0,00	8	0,67
4	2,5	3,5	0,33	0,55	0,00	8	0,67
5	3,5	4,5	0,34	0,57	0,00	8	0,67
6	4,5	5,5	0,27	0,45	0,00	6	0,67
7	5,5	6,5	0,27	0,45	0,00	5	0,67
8	6,5	7,5	0,27	0,44	0,00	6	0,67
9	7,5	8,5	0,23	0,38	0,00	4	0,67
10	8,5	9,5	0,29	0,49	0,00	5	0,67
11	9,5	10,5	0,28	0,47	0,00	5	0,67
12	10,5	11,5	0,31	0,52	0,00	7	0,67
13	11,5	12,5	0,27	0,45	0,00	7	0,67
14	12,5	13,5	0,22	0,37	0,00	4	0,67
15	13,5	14,5	1,55	2,58	0,00	43	0,50
16	14,5	15,5	2,50	4,17	0,00	109	0,50
17	15,5	16,5	2,84	4,73	0,00	160	0,50
18							
19							
20							

Mod. prox. surface sol zc (m) = 0
Mod. prox. tête de talus z1 (m) = 0 z2 (m) = 0

M₀ (MN) T₀ (MN) ω tête (rad)
0 0,620 -0,002
T₀ i (MN) = 0,620
T₀ i+1 (MN) = 0,620
 $\Delta T/T$ = 0,00%

Déplacement du sol
Prof. (m) Dépl. (m)
0 0,075
8 0,075
Durée d'application
Longue durée
Courte durée

B0 (m) h (m)
0,6 0,033



Pieu BA
Dext = 1,0000 m
Dint = 0,0000 m
I = 4,91E-02 m4
I/v = 9,82E-02 m3
W = 7,85E-01 m2
W' = 5,89E-01 m2
E = 12000 MPa
EI = 589,0 MNm2

Efforts	Prof. (m)	M (MNm)	T (MN)
1	0,03	-0,0205	-0,6198
2	4,39	-1,1754	-0,0137
3	8,02	-0,1410	0,6769
4	11,39	0,9163	0,0091



Stabilisation du talus de la RD1 à Arabaux
Profil C1 - Tête 408 NGF - Gliss. 400 NGF - Substr. 394,5 NGF - Base 391,5 NGF - dsol = 0,1 m

PIEU SOUMIS A DES EFFORTS ET DEPLACEMENTS TRANSVERSAUX



Design & Consultancy
for natural and
built assets

n° du profil = C1
Niv. Tête de rideau (plateforme + 0,50 m) = 408 NGF
Niv. Surf. De glissement = 400 NGF
Niv. Du substr. = 394,5 NGF
Base des pieux = 391,5 NGF
Type ancrage = 73/35
Charge ELS Feg non corrodé = 0,86 MN
 $\gamma = \gamma_{serv} - \gamma_{nat} - \gamma_{dss,u}$ = 2
 α_s = 1
 D_s = 0,15 m
 q_s = 0,3 MPa
 $L_s = Feg / (\pi \cdot \alpha_s \cdot D_s \cdot q_s / \gamma)$ = 12 m
Incl. des ancrages ss l'hor. α = 45 °
Esp. des pieux e_p = 2,5 m
Esp. des ancrages e_c = 2,5 m
Longueur ancrage scellée dans le substr. L_{ss} = 12 m
Longueur ancrage scellée dans les coll. L_{sc} = 18 m
Longueur libre ancrages $L_L = L_{sc} + 1/3 L_{ss}$ = 22 m
Section ancrage S = 2710 mm²
Dia. intérieur = 35 mm
Dia. extérieur éq. = 68,4 mm
Perte par corrosion = 3 mm
Dia. extérieur corrodé = 62,4 mm
Section ancrage corrodée S = 2094 mm²
Section ancrage corrodée S = 2,09E-03 m²
Charge ELS Feg corrodé = 0,66 MN
Module Young ancrage E = 200000 MPa
(H+T)Objectif = 0,47 MN/m

Longueur de l'élément = 16,5 m

Tolérance 0,00000001 Résidu 0,00000001 Iter 28

Pieu / Barrette						Ecartement entre nus des éléments : b (m)	Nombre d'éléments : n
Section	z début (m)	z fin (m)	B (m)	L (m)	EI (MNm2)		
1	0	3,3	1	1	589,0	1,50	40
2	3,3	6,6	1	1	589,0		
3	6,6	9,9	1	1	589,0		
4	9,9	13,2	1	1	589,0		
5	13,2	16,5	1	1	589,0		

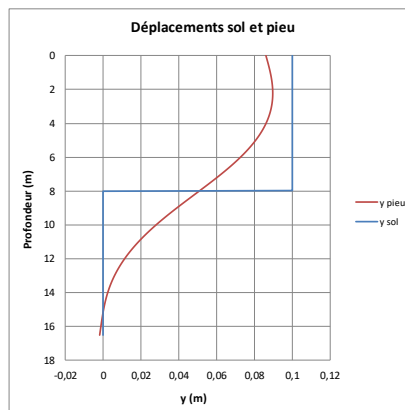
Sols							
Couche	z début (m)	z fin (m)	pf (MPa)	pl (MPa)	qs (MPa)	EM (MPa)	α
1	0	0,5	0,63	1,04	0,00	17	0,67
2	0,5	1,5	0,47	0,78	0,00	12	0,67
3	1,5	2,5	0,30	0,50	0,00	8	0,67
4	2,5	3,5	0,33	0,55	0,00	8	0,67
5	3,5	4,5	0,34	0,57	0,00	8	0,67
6	4,5	5,5	0,27	0,45	0,00	6	0,67
7	5,5	6,5	0,27	0,45	0,00	5	0,67
8	6,5	7,5	0,27	0,44	0,00	6	0,67
9	7,5	8,5	0,23	0,38	0,00	4	0,67
10	8,5	9,5	0,29	0,49	0,00	5	0,67
11	9,5	10,5	0,28	0,47	0,00	5	0,67
12	10,5	11,5	0,31	0,52	0,00	7	0,67
13	11,5	12,5	0,27	0,45	0,00	7	0,67
14	12,5	13,5	0,22	0,37	0,00	4	0,67
15	13,5	14,5	1,55	2,58	0,00	43	0,50
16	14,5	15,5	2,50	4,17	0,00	109	0,50
17	15,5	16,5	2,84	4,73	0,00	160	0,50
18							
19							
20							

Mod. prox. surface sol zc (m) = 0
Mod. prox. tête de talus z1 (m) = 0 z2 (m) = 0

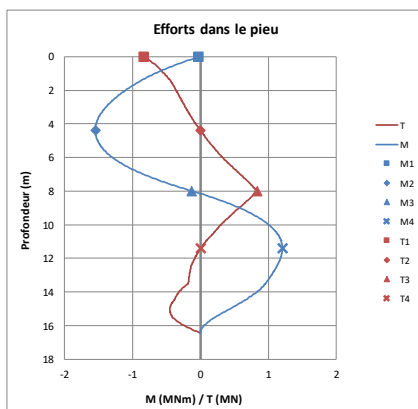
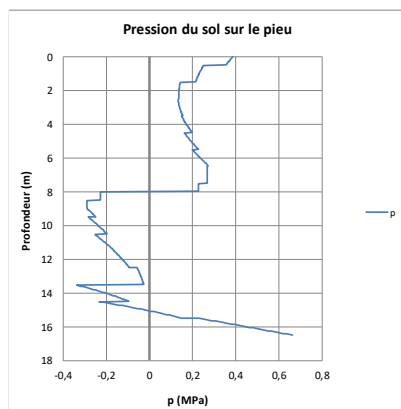
M₀ (MNm) T₀ (MN) ω tête (rad)
0 0,828 -0,003
T₀ i (MN) = 0,828
T₀ i+1 (MN) = 0,828
 $\Delta T/T$ = 0,00%

Déplacement du sol
Prof. (m) Dépl. (m)
0 0,100
8 0,100
Durée d'application
Longue durée
Courte durée

B0 (m) h (m)
0,6 0,033

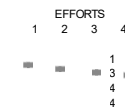


Type	d _{sol} (m)	d _{pieu} (m)	N _{sol} (MN)	V/pieu (MN)	T _{site} (MN)	T _{gliss} (MN)	ΣT (MN)	ΣT (MN/m)	T _s (MN)	M+ (MNm)	M- (MNm)	T ₀ (MN)	ω_0 tête (rad)
73/35	0,100	0,086	1,171	0,828	0,828	0,829	1,657	0,663	1,141	1,204	-1,549	0,828	-2,52E-03
73/35	0,025	0,021	0,292	0,207	0,207	0,229	0,436	0,174	1,037	0,306	-0,392	0,207	-6,92E-04
73/35	0,060	0,043	0,584	0,413	0,413	0,458	0,871	0,349	1,074	0,612	-0,785	0,413	-1,38E-03
73/35	0,075	0,064	0,877	0,620	0,620	0,677	1,297	0,519	1,110	0,916	-1,176	0,620	-2,06E-03
73/35	0,100	0,086	1,171	0,828	0,828	0,829	1,657	0,663	1,141	1,204	-1,548	0,828	-2,52E-03

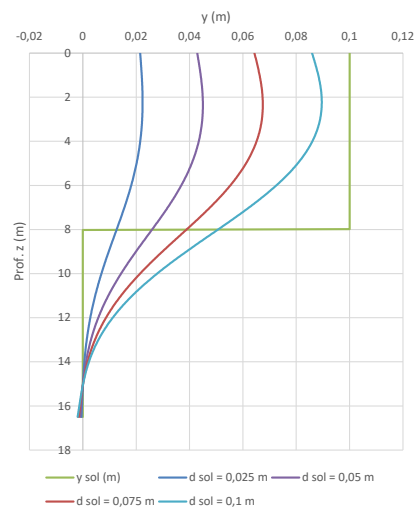


Pieu BA
Dext = 1,0000 m
Dint = 0,0000 m
I = 4,91E-02 m4
I/v = 9,82E-02 m3
W = 7,85E-01 m2
W' = 5,89E-01 m2
E = 12000 MPa
EI = 589,0 MNm2

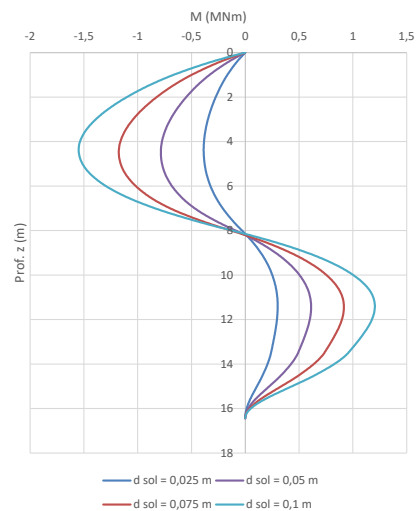
Efforts	Prof. (m)	M (MNm)	T (MN)
1	0,03	-0,0273	-0,8278
2	4,39	-1,5490	0,0007
3	8,02	-0,1324	0,8289
4	11,39	1,2042	0,0057



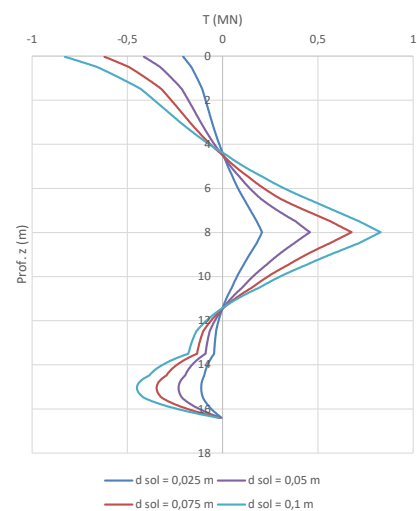
Coupe C1 - Pieux 1000 - Déplacements



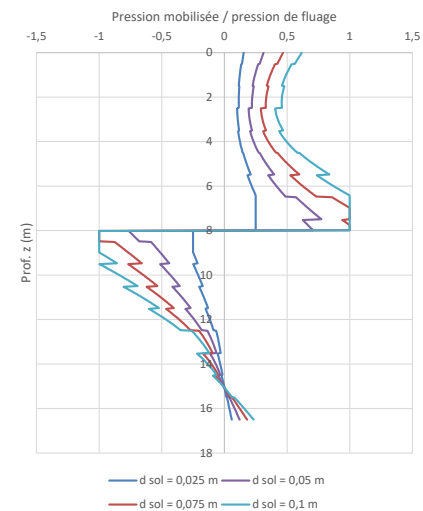
Coupe C1 - Pieux 1000 - Moment de flexion



Coupe C1 - Pieux 1000 - Effort tranchant



Coupe C1 - Pieux 1000 - Pression contre les pieux



Annexe 2 Calculs Profil C2

Stabilisation du talus de la RD1 à Arabaux
Profil C2 - Tête 408 NGF - Gliss. 400 NGF - Substr. 396 NGF - Base 393 NGF - dsol = 0,025 m

PIEU SOUMIS A DES EFFORTS ET DEPLACEMENTS TRANSVERSAUX



Design & Consultancy
for natural and
built assets

n° du profil = C2
Niv. Tête de rideau (plateforme + 0,50 m) = 408 NGF
Niv. Surf. De glissement = 400 NGF
Niv. Du substr. = 396 NGF
Base des pieux = 393 NGF
Type ancrage = 73/35
Charge ELS Feg non corrodé = 0,86 MN
 $\gamma = \gamma_{serv} \cdot \gamma_{red} \cdot \gamma_{tab,u} = 2$
 $\alpha_s = 1$
 $D_s = 0,15$ m
 $q_s = 0,3$ MPa
 $L_s = Feg / (\pi \cdot \alpha_s \cdot D_s \cdot q_s / \gamma) = 12$ m
Incl. des ancrages ss l'hor. $\alpha = 45$ °
Esp. des pieux $e_p = 2,5$ m
Esp. des ancrages $e_c = 2,5$ m
Longueur ancrage scellée dans le substr. $L_{ss} = 12$ m
Longueur ancrage scellée dans les coll. $L_{sc} = 16$ m
Longueur libre ancrages $L_L = L_{sc} + 1/3 L_{ss} = 20$ m
Section ancrage S = 2710 mm²
Dia. intérieur = 35 mm
Dia. extérieur éq. = 68,4 mm
Perte par corrosion = 3 mm
Dia. extérieur corrodé = 62,4 mm
Section ancrage corrodée S = 2094 mm²
Section ancrage corrodée S = 2,09E-03 m²
Charge ELS Feg corrodé = 0,66 MN
Module Young ancrage E = 200000 MPa
(H+T)Objectif = 0,47 MN/m

Longueur de l'élément = 15 m

Tolérance 0,00000001
Résidu 0,00000000
Itér 13

Section	z début (m)	z fin (m)	B (m)	L (m)	EI (MNm2)
1	0	3	1	1	589,0
2	3	6	1	1	589,0
3	6	9	1	1	589,0
4	9	12	1	1	589,0
5	12	15	1	1	589,0

Ecartement entre nus des éléments : b (m)
Nombre d'éléments : n

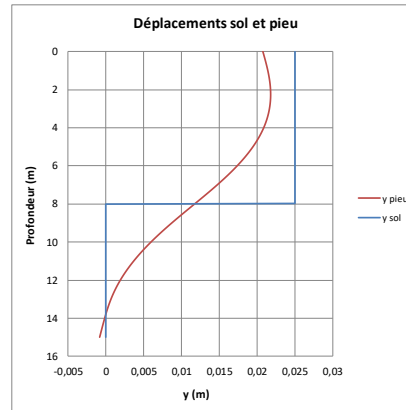
Initialisation

Calcul

Calcul auto

Calcul manuel

Mode Automatique



Couche	z début (m)	z fin (m)	pf (MPa)	pl (MPa)	qs (MPa)	EM (MPa)	α
1	0	1	0,45	0,74		12	0,67
2	1	2	0,49	0,82		12	0,67
3	2	3	0,34	0,57		8	0,67
4	3	4	0,27	0,45		6	0,67
5	4	5	0,27	0,45		5	0,67
6	5	6	0,27	0,44		6	0,67
7	6	7	0,23	0,38		4	0,67
8	7	8	0,29	0,49		5	0,67
9	8	9	0,28	0,47		5	0,67
10	9	10	0,31	0,52		7	0,67
11	10	11	0,27	0,45		7	0,67
12	11	12	0,22	0,37		4	0,67
13	12	13	1,55	2,58		43	0,50
14	13	14	2,50	4,17		109	0,50
15	14	15	2,84	4,73		160	0,50
16							
17							
18							
19							
20							

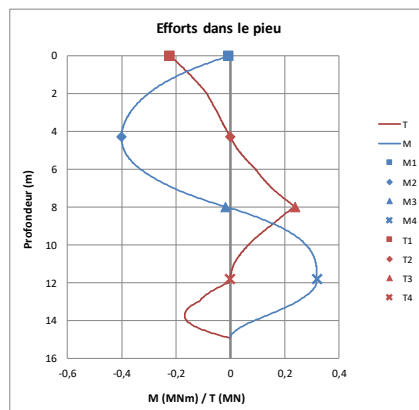
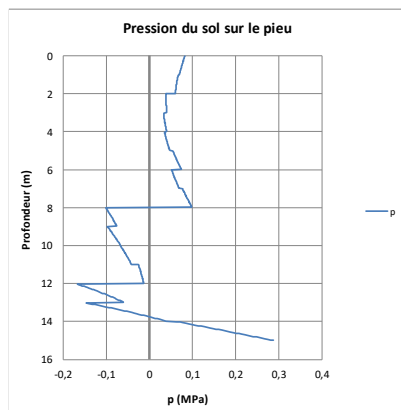
Mod. prox. surface sol
zc (m) = 0
Mod. prox. tête de talus
z1 (m) = 0 z2 (m) = 0

M₀ (MN) T₀ (MN) α tête (rad)
0 0,222 -0,001

T₀ i (MN) = 0,222
T₀ i+1 (MN) = 0,222
 $\Delta T/T = 0,00\%$

Prof. (m)	Dépl. (m)	Durée d'application
0	0,025	Longue durée
8	0,025	Courte durée

B0 (m) h (m)
0,6 0,03



Pieu BA
Dext = 1,0000 m
Dint = 0,0000 m
I = 4,91E-02 m⁴
I/v = 9,82E-02 m³
W = 7,85E-01 m²
W' = 5,89E-01 m²
E = 12000 MPa
EI = 589,0 MNm2

Efforts	Prof. (m)	M (MNm)	T (MN)
1	0,03	-0,0067	-0,2221
2	4,29	-0,4007	-0,0016
3	8,01	-0,0191	0,2378
4	11,82	0,3176	-0,0032

Efforts	1	2	3	4
1				
2				
3				
4				

Stabilisation du talus de la RD1 à Arabaux
Profil C2 - Tête 408 NGF - Gliss. 400 NGF - Substr. 396 NGF - Base 393 NGF - dsol = 0,05 m

PIEU SOUMIS A DES EFFORTS ET DEPLACEMENTS TRANSVERSAUX



Design & Consultancy
for natural and
built assets

n° du profil = C2
Niv. Tête de rideau (plateforme + 0,50 m) = 408 NGF
Niv. Surf. De glissement = 400 NGF
Niv. Du substr. = 396 NGF
Base des pieux = 393 NGF
Type ancrage = 73/35
Charge ELS Feg non corrodé = 0,86 MN
 $\gamma = \gamma_{serv} \cdot \gamma_{red} \cdot \gamma_{tab,u} = 2$
 $\alpha_s = 1$
 $D_s = 0,15$ m
 $q_s = 0,3$ MPa
 $L_s = Feg / (\pi \cdot \alpha_s \cdot D_s \cdot q_s / \gamma) = 12$ m
Incl. des ancrages ss l'hor. $\alpha = 45$ °
Esp. des pieux $e_p = 2,5$ m
Esp. des ancrages $e_c = 2,5$ m
Longueur ancrage scellée dans le substr. $L_{ss} = 12$ m
Longueur ancrage scellée dans les coll. $L_{sc} = 16$ m
Longueur libre ancrages $L_L = L_{sc} + 1/3 L_{ss} = 20$ m
Section ancrage S = 2710 mm²
Dia. intérieur = 35 mm
Dia. extérieur éq. = 68,4 mm
Perte par corrosion = 3 mm
Dia. extérieur corrodé = 62,4 mm
Section ancrage corrodée S = 2094 mm²
Section ancrage corrodée S = 2,09E-03 m²
Charge ELS Feg corrodé = 0,66 MN
Module Young ancrage E = 200000 MPa
(H+T)Objectif = 0,47 MN/m

Longueur de l'élément = 15 m

Tolérance 0,00000001
Résidu 0,00000000
Itér 14

Pieu / Barrette						Calcul mode pieu	
Section	z début (m)	z fin (m)	B (m)	L (m)	EI (MNm2)	Ecartement entre nus des éléments : b (m)	Nombre d'éléments : n
1	0	3	1	1	589,0		
2	3	6	1	1	589,0		
3	6	9	1	1	589,0		
4	9	12	1	1	589,0		
5	12	15	1	1	589,0	1,50	40

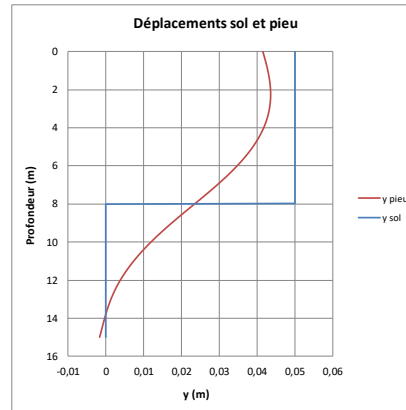
Sols							
Couche	z début (m)	z fin (m)	p (MPa)	pl (MPa)	qs (MPa)	EM (MPa)	α
1	0	1	0,45	0,74		12	0,67
2	1	2	0,49	0,82		12	0,67
3	2	3	0,34	0,57		8	0,67
4	3	4	0,27	0,45		6	0,67
5	4	5	0,27	0,45		5	0,67
6	5	6	0,27	0,44		6	0,67
7	6	7	0,23	0,38		4	0,67
8	7	8	0,29	0,49		5	0,67
9	8	9	0,28	0,47		5	0,67
10	9	10	0,31	0,52		7	0,67
11	10	11	0,27	0,45		7	0,67
12	11	12	0,22	0,37		4	0,67
13	12	13	1,55	2,58		43	0,50
14	13	14	2,50	4,17		109	0,50
15	14	15	2,84	4,73		160	0,50
16							
17							
18							
19							
20							

Mod. prox. surface sol
zc (m) = 0
Mod. prox. tête de talus
z1 (m) = 0 z2 (m) = 0

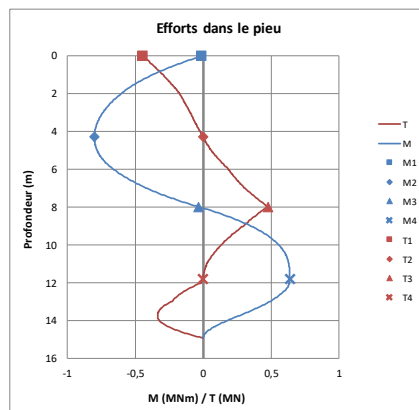
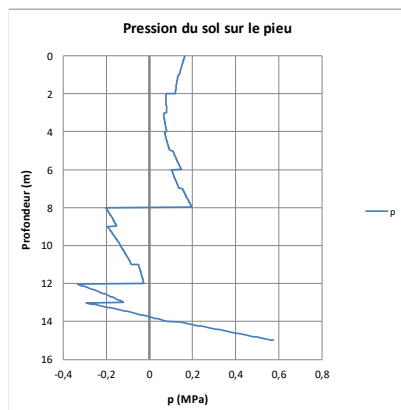
M₀ (MN) T₀ (MN) α tête (rad)
0 0,444 -0,001
T₀ i (MN) = 0,444
T₀ i+1 (MN) = 0,444
 $\Delta T/T = 0,00\%$

Déplacement du sol
Prof. (m) Dépl. (m)
0 0,050
8 0,050
Durée d'application
Longue durée
Courte durée

B0 (m) h (m)
0,6 0,03



Type	d _{sol} (m)	d _{pieu} (m)	N _{pieu} (MN)	V/pieu (MN)	T _{base} (MN)	T _{gliss} (MN)	ΣT (MN)	ΣT (MN/m)	T _s (MN)	M+ (MNm)	M- (MNm)	T ₀ (MN)	α_0 tête (rad)
73/35	0,050	0,042	0,628	0,444	0,444	0,476	0,920	0,368	1,078	0,635	-0,801	0,444	-1,42E-03
73/35	0,025	0,021	0,314	0,222	0,222	0,238	0,460	0,184	1,039	0,318	-0,401	0,222	-7,10E-04
73/35	0,060	0,042	0,628	0,444	0,444	0,476	0,920	0,368	1,078	0,636	-0,801	0,444	-1,42E-03
73/35	0,075	0,062	0,942	0,666	0,666	0,712	1,379	0,551	1,117	0,954	-1,202	0,666	-2,13E-03
73/35	0,100	0,083	1,256	0,888	0,888	0,879	1,767	0,707	1,150	1,267	-1,590	0,888	-2,82E-03



Pieu BA
Dext = 1,0000 m
Dint = 0,0000 m
I = 4,91E-02 m⁴
I/v = 9,82E-02 m³
W = 7,85E-01 m²
W' = 5,89E-01 m²
E = 12000 MPa
EI = 589,0 MNm²

Efforts	Prof. (m)	M (MNm)	T (MN)
1	0,03	-0,0133	-0,4442
2	4,29	-0,8013	-0,0032
3	8,01	-0,0382	0,4756
4	11,82	0,6352	-0,0064

EFFORTS			
1	2	3	4
■	■	■	■
1	4	5	9

Stabilisation du talus de la RD1 à Arabaux
Profil C2 - Tête 408 NGF - Gliss. 400 NGF - Substr. 396 NGF - Base 393 NGF - dsol = 0,075 m

PIEU SOUMIS A DES EFFORTS ET DEPLACEMENTS TRANSVERSAUX



Design & Consultancy
for natural and
built assets

n° du profil = C2
Niv. Tête de rideau (plateforme + 0,50 m) = 408 NGF
Niv. Surf. De glissement = 400 NGF
Niv. Du substr. = 396 NGF
Base des pieux = 393 NGF
Type ancrage = 73/35
Charge ELS Feg non corrodé = 0,86 MN
 $\gamma = \gamma_{serv} \cdot \gamma_{red} \cdot \gamma_{tab,u} = 2$
 $\alpha_s = 1$
 $D_s = 0,15$ m
 $q_s = 0,3$ MPa
 $L_s = Feg / (\pi \cdot \alpha_s \cdot D_s \cdot q_s / \gamma) = 12$ m
Incl. des ancrages ss l'hor. $\alpha = 45$ °
Esp. des pieux $e_p = 2,5$ m
Esp. des ancrages $e_c = 2,5$ m
Longueur ancrage scellée dans le substr. $L_{ss} = 12$ m
Longueur ancrage scellée dans les coll. $L_{sc} = 16$ m
Longueur libre ancrages $L_L = L_{sc} + 1/3 L_{ss} = 20$ m
Section ancrage S = 2710 mm²
Dia. intérieur = 35 mm
Dia. extérieur éq. = 68,4 mm
Perte par corrosion = 3 mm
Dia. extérieur corrodé = 62,4 mm
Section ancrage corrodée S = 2094 mm²
Section ancrage corrodée S = 2,09E-03 m²
Charge ELS Feg corrodé = 0,66 MN
Module Young ancrage E = 200000 MPa
(H+T)Objectif = 0,47 MN/m

Longueur de l'élément = 15 m

Tolérance 0,00000001 Résidu 0,00000000 Iter 18

Pieu / Barrette						Calcul mode pieu	
Section	z début (m)	z fin (m)	B (m)	L (m)	EI (MNm2)	Ecartement entre nus des éléments : b (m)	Nombre d'éléments : n
1	0	3	1	1	589,0		
2	3	6	1	1	589,0		
3	6	9	1	1	589,0		
4	9	12	1	1	589,0		
5	12	15	1	1	589,0	1,50	40

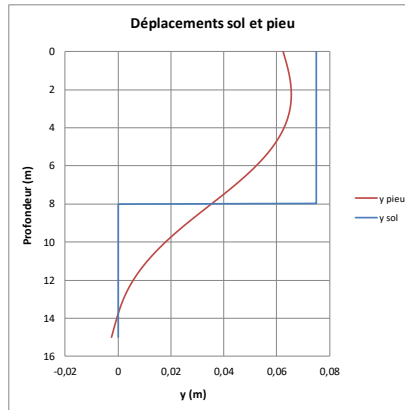
Sols							
Couche	z début (m)	z fin (m)	pf (MPa)	pl (MPa)	qs (MPa)	EM (MPa)	α
1	0	1	0,45	0,74		12	0,67
2	1	2	0,49	0,82		12	0,67
3	2	3	0,34	0,57		8	0,67
4	3	4	0,27	0,45		6	0,67
5	4	5	0,27	0,45		5	0,67
6	5	6	0,27	0,44		6	0,67
7	6	7	0,23	0,38		4	0,67
8	7	8	0,29	0,49		5	0,67
9	8	9	0,28	0,47		5	0,67
10	9	10	0,31	0,52		7	0,67
11	10	11	0,27	0,45		7	0,67
12	11	12	0,22	0,37		4	0,67
13	12	13	1,55	2,58		43	0,50
14	13	14	2,50	4,17		109	0,50
15	14	15	2,84	4,73		160	0,50
16							
17							
18							
19							
20							

Mod. prox. surface sol zc (m) = 0
Mod. prox. tête de talus z1 (m) = 0 z2 (m) = 0

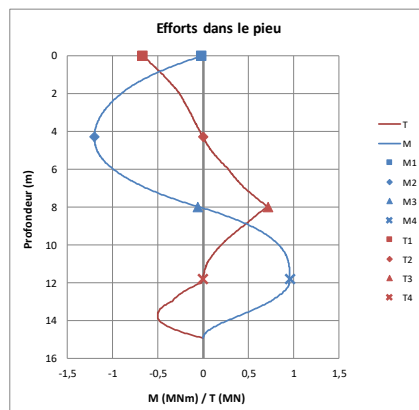
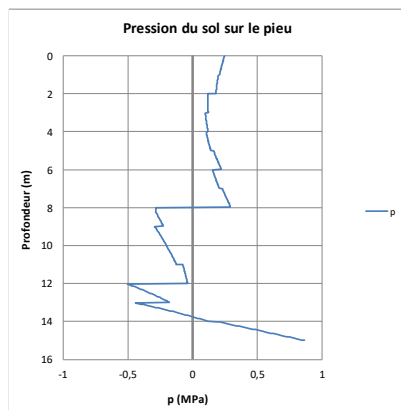
M₀ (MN) T₀ (MN) ω tête (rad)
0 0,666 -0,002
T₀ i (MN) = 0,666
T₀ i+1 (MN) = 0,666
 $\Delta T/T = 0,00\%$

Déplacement du sol		Durée d'application
Prof. (m)	Dépl. (m)	
0	0,075	Longue durée
8	0,075	

B0 (m)	h (m)
0,6	0,03



Type	d _{sol} (m)	d _{pieu} (m)	N _{pieu} (MN)	V/pieu (MN)	T _{base} (MN)	T _{gliss} (MN)	ΣT (MN)	ΣT (MN/m)	T _s (MN)	M+ (MNm)	M- (MNm)	T ₀ (MN)	α_0 tête (rad)
73/35	0,075	0,062	0,942	0,666	0,666	0,712	1,379	0,551	1,117	0,953	-1,202	0,666	-2,13E-03
73/35	0,025	0,021	0,314	0,222	0,222	0,238	0,460	0,184	1,039	0,318	-0,401	0,222	-7,10E-04
73/35	0,060	0,042	0,628	0,444	0,444	0,476	0,920	0,368	1,078	0,636	-0,801	0,444	-1,42E-03
73/35	0,075	0,062	0,942	0,666	0,666	0,712	1,379	0,551	1,117	0,954	-1,202	0,666	-2,13E-03
73/35	0,100	0,083	1,256	0,888	0,888	0,879	1,767	0,707	1,150	1,267	-1,590	0,888	-2,82E-03



Pieu BA
Dext = 1,0000 m
Dint = 0,0000 m
I = 4,91E-02 m⁴
I/v = 9,82E-02 m³
W = 7,85E-01 m²
W' = 5,89E-01 m²
E = 12000 MPa
EI = 589,0 MNm²

Efforts	Prof. (m)	M (MNm)	T (MN)
1	0,03	-0,0200	-0,6664
2	4,29	-1,2021	-0,0051
3	8,01	-0,0596	0,7123
4	11,82	0,9533	-0,0091

EFFORTS			
1	2	3	4
■	■	■	■
1	4	5	9

Stabilisation du talus de la RD1 à Arabaux
Profil C2 - Tête 408 NGF - Gliss. 400 NGF - Substr. 396 NGF - Base 393 NGF - dsol = 0,1 m

PIEU SOUMIS A DES EFFORTS ET DEPLACEMENTS TRANSVERSAUX



Design & Consultancy
for natural and
built assets

n° du profil = C2
Niv. Tête de rideau (plateforme + 0,50 m) = 408 NGF
Niv. Surf. De glissement = 400 NGF
Niv. Du substr. = 396 NGF
Base des pieux = 393 NGF
Type ancrage = 73/35
Charge ELS Feg non corrodé = 0,86 MN
 $\gamma = \gamma_{serv} \cdot \gamma_{red} \cdot \gamma_{alt} \cdot \gamma_{u} = 2$
 $\alpha_s = 1$
 $D_s = 0,15$ m
 $q_s = 0,3$ MPa
 $L_s = Feg / (\pi \cdot \alpha_s \cdot D_s \cdot q_s / \gamma) = 12$ m
Incl. des ancrages ss l'hor. $\alpha = 45$ °
Esp. des pieux $e_p = 2,5$ m
Esp. des ancrages $e_c = 2,5$ m
Longueur ancrage scellée dans le substr. $L_{ss} = 12$ m
Longueur ancrage scellée dans les coll. $L_{sc} = 16$ m
Longueur libre ancrages $L_L = L_{sc} + 1/3 L_{ss} = 20$ m
Section ancrage S = 2710 mm²
Dia. intérieur = 35 mm
Dia. extérieur éq. = 68,4 mm
Perte par corrosion = 3 mm
Dia. extérieur corrodé = 62,4 mm
Section ancrage corrodée S = 2094 mm²
Section ancrage corrodée S = 2,09E-03 m²
Charge ELS Feg corrodé = 0,66 MN
Module Young ancrage E = 200000 MPa
(H+T)Objectif = 0,47 MN/m

Longueur de l'élément = 15 m

Tolérance 0,00000001 Résidu 0,00000001 Iter 27

Pieu / Barrette	Calcul mode pieu						
Section	z début (m)	z fin (m)	B (m)	L (m)	EI (MNm2)	Ecartement entre nus des éléments : b (m)	Nombre d'éléments : n
1	0	3	1	1	589,0		
2	3	6	1	1	589,0		
3	6	9	1	1	589,0		
4	9	12	1	1	589,0		
5	12	15	1	1	589,0	1,50	40

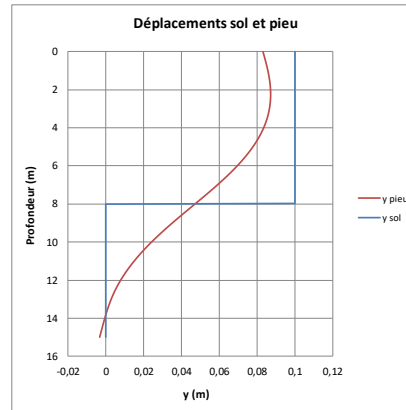
Sols							
Couche	z début (m)	z fin (m)	pf (MPa)	pl (MPa)	qs (MPa)	EM (MPa)	α
1	0	1	0,45	0,74		12	0,67
2	1	2	0,49	0,82		12	0,67
3	2	3	0,34	0,57		8	0,67
4	3	4	0,27	0,45		6	0,67
5	4	5	0,27	0,45		5	0,67
6	5	6	0,27	0,44		6	0,67
7	6	7	0,23	0,38		4	0,67
8	7	8	0,29	0,49		5	0,67
9	8	9	0,28	0,47		5	0,67
10	9	10	0,31	0,52		7	0,67
11	10	11	0,27	0,45		7	0,67
12	11	12	0,22	0,37		4	0,67
13	12	13	1,55	2,58		43	0,50
14	13	14	2,50	4,17		109	0,50
15	14	15	2,84	4,73		160	0,50
16							
17							
18							
19							
20							

Mod. prox. surface sol zc (m) = 0
Mod. prox. tête de talus z1 (m) = 0 z2 (m) = 0

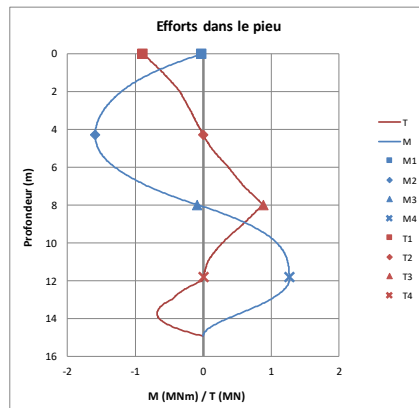
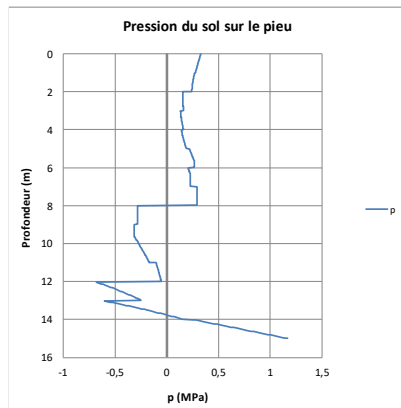
M₀ (MN) T₀ (MN) ω tête (rad)
0 0,888 -0,003
T₀ i (MN) = 0,888
T₀ i+1 (MN) = 0,888
 $\Delta T/T = 0,00\%$

Déplacement du sol Prof. (m) Dépl. (m)
0 0,100
8 0,100
Durée d'application
Longue durée
Courte durée

B0 (m) h (m)
0,6 0,03



Type	d _{sol} (m)	d _{pieu} (m)	N _{pieu} (MN)	V/pieu (MN)	T _{base} (MN)	T _{gliss} (MN)	ΣT (MN)	ΣT (MN/m)	Γ_s (MN)	M+ (MNm)	M- (MNm)	T ₀ (MN)	α_0 tête (rad)
73/35	0,100	0,083	1,256	0,888	0,888	0,879	1,767	0,707	1,150	1,267	-1,590	0,888	-2,82E-03
73/35	0,025	0,021	0,314	0,222	0,222	0,238	0,460	0,184	1,039	0,318	-0,401	0,222	-7,10E-04
73/35	0,060	0,042	0,628	0,444	0,444	0,476	0,920	0,368	1,078	0,636	-0,801	0,444	-1,42E-03
73/35	0,075	0,062	0,942	0,666	0,666	0,712	1,379	0,551	1,117	0,954	-1,202	0,666	-2,13E-03
73/35	0,100	0,083	1,256	0,888	0,888	0,879	1,767	0,707	1,150	1,267	-1,590	0,888	-2,82E-03

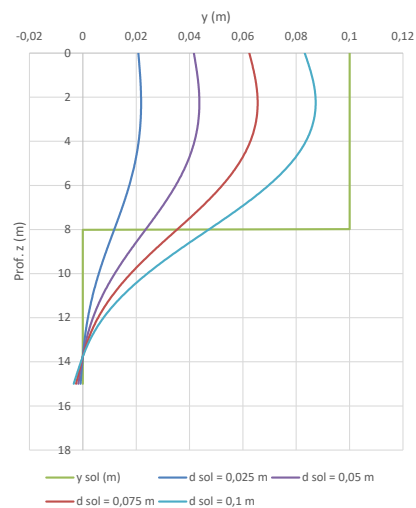


Pieu BA
Dext = 1,0000 m
Dint = 0,0000 m
I = 4,91E-02 m4
I/v = 9,82E-02 m3
W = 7,85E-01 m2
W' = 5,89E-01 m2
E = 12000 MPa
EI = 589,0 MNm2

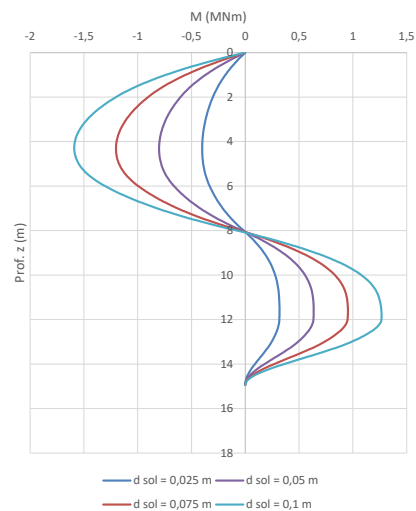
Efforts	Prof. (m)	M (MNm)	T (MN)
1	0,03	-0,0266	-0,8880
2	4,29	-1,5900	-0,0013
3	8,01	-0,0935	0,8792
4	11,82	1,2666	0,0008

Efforts	1	2	3	4
	1	4	5	9

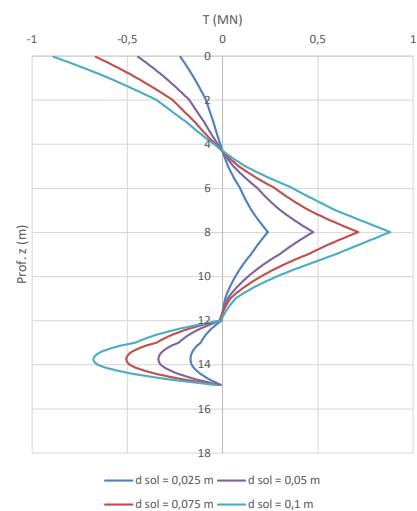
Coupe C2 - Pieux 1000 - Déplacements



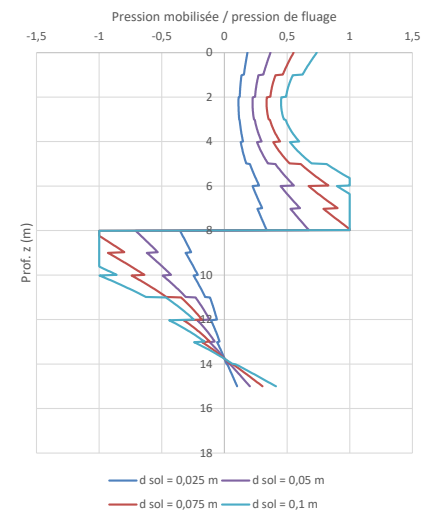
Coupe C2 - Pieux 1000 - Moment de flexion



Coupe C2 - Pieux 1000 - Effort tranchant



Coupe C2 - Pieux 1000 - Pression contre les pieux



Annexe 3 Calculs Profil C3

Stabilisation du talus de la RD1 à Arabaux
Profil C3 - Tête 408 NGF - Gliss. 401 NGF - Substr. 397,5 NGF - Base 394,5 NGF - dsol = 0,025 m

PIEU SOUMIS A DES EFFORTS ET DEPLACEMENTS TRANSVERSAUX



Design & Consultancy
for natural and
built assets

n° du profil = C3
Niv. Tête de rideau (plateforme + 0,50 m) = 408 NGF
Niv. Surf. De glissement = 401 NGF
Niv. Du substr. = 397,5 NGF
Base des pieux = 394,5 NGF
Type ancrage = 73/35
Charge ELS Feg non corrodé = 0,86 MN
 $\gamma = \gamma_{serv} \cdot \gamma_{rel} \cdot \gamma_{tab,u} = 2$
 $\alpha_s = 1$
 $D_s = 0,15$ m
 $q_s = 0,3$ MPa
 $L_a = Feg / (\pi \cdot \alpha_s \cdot D_s \cdot q_s / \gamma) = 12$ m
Incl. des ancrages ss l'hor. $\alpha = 45$ °
Esp. des pieux $e_p = 2,5$ m
Esp. des ancrages $e_c = 2,5$ m
Longueur ancrage scellée dans le substr. $L_{ss} = 12$ m
Longueur ancrage scellée dans les coll. $L_{sc} = 13$ m
Longueur libre ancrages $L_L = L_{sc} + 1/3 L_{ss} = 17$ m
Section ancrage S = 2710 mm²
Dia. intérieur = 35 mm
Dia. extérieur éq. = 68,4 mm
Perte par corrosion = 3 mm
Dia. extérieur corrodé = 62,4 mm
Section ancrage corrodée S = 2094 mm²
Section ancrage corrodée S = 2,09E-03 m²
Charge ELS Feg corrodé = 0,66 MN
Module Young ancrage E = 200000 MPa
(H+T)Objectif = 0,47 MN/m

Longueur de l'élément = 13,5 m

Tolérance 0,00000000
Résidu 0,00000000
Itér 378

Pieu / Barrette						Ecartement entre nus des éléments : b (m)	Nombre d'éléments : n
Section	z début (m)	z fin (m)	B (m)	L (m)	EI (MNm2)		
1	0	2,7	1	1	589,0	1,50	45
2	2,7	5,4	1	1	589,0		
3	5,4	8,1	1	1	589,0		
4	8,1	10,8	1	1	589,0		
5	10,8	13,5	1	1	589,0		

Sols							
Couche	z début (m)	z fin (m)	pf (MPa)	pl (MPa)	qs (MPa)	EM (MPa)	α
1	0	0,5	0,49	0,82		12	0,67
2	0,5	1,5	0,51	0,86		11	0,67
3	1,5	2,5	0,27	0,45		6	0,67
4	2,5	3,5	0,27	0,45		5	0,67
5	3,5	4,5	0,27	0,44		6	0,67
6	4,5	5,5	0,23	0,38		4	0,67
7	5,5	6,5	0,29	0,49		5	0,67
8	6,5	7,5	0,28	0,47		5	0,67
9	7,5	8,5	0,31	0,52		7	0,67
10	8,5	9,5	0,27	0,45		7	0,67
11	9,5	10,5	0,22	0,37		4	0,67
12	10,5	11,5	1,55	2,58		43	0,50
13	11,5	12,5	2,50	4,17		109	0,50
14	12,5	13,5	2,84	4,73		160	0,50
15							
16							
17							
18							
19							
20							

Mod. prox. surface sol
zc (m) = 0
Mod. prox. tête de talus
z1 (m) = 0 z2 (m) = 0

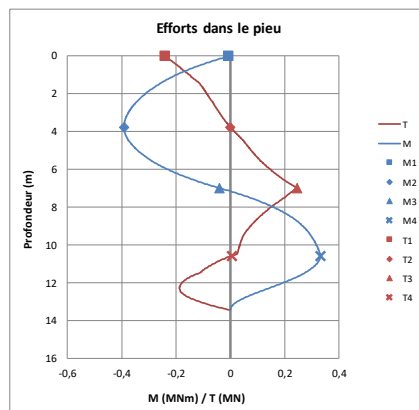
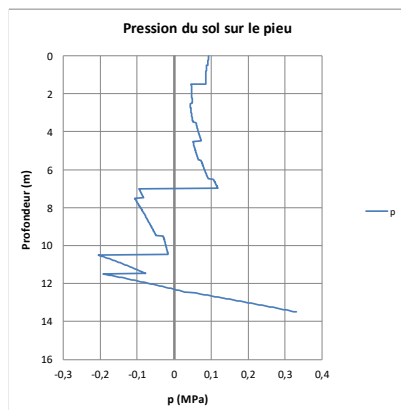
M₀ (MN) T₀ (MN) α tête (rad)
0 0,240 0,000

T₀ i (MN) = 0,240
T₀ i+1 (MN) = 0,240
 $\Delta T/T = 0,00\%$

0,25725806

Déplacement du sol		Durée d'application
Prof. (m)	Dépl. (m)	
0	0,025	Longue durée
7	0,025	
		Courte durée

B0 (m) h (m)
0,6 0,027



Pieu BA
Dext = 1,0000 m
Dint = 0,0000 m
I = 4,91E-02 m4
I/v = 9,82E-02 m3
W = 7,85E-01 m2
W' = 5,89E-01 m2
E = 12000 MPa
EI = 589,0 MNm2

Efforts	Prof. (m)	M (MNm)	T (MN)
1	0,03	-0,0065	-0,2403
2	3,81	-0,3914	0,0000
3	7,02	-0,0418	0,2449
4	10,58	0,3315	0,0045



Stabilisation du talus de la RD1 à Arabaux
Profil C3 - Tête 408 NGF - Gliss. 401 NGF - Substr. 397,5 NGF - Base 394,5 NGF - dsol = 0,05 m

PIEU SOUMIS A DES EFFORTS ET DEPLACEMENTS TRANSVERSAUX



Design & Consultancy
for natural and
built assets

n° du profil = C3
Niv. Tête de rideau (plateforme + 0,50 m) = 408 NGF
Niv. Surf. De glissement = 401 NGF
Niv. Du substr. = 397,5 NGF
Base des pieux = 394,5 NGF
Type ancrage = 73/35
Charge ELS Feg non corrodé = 0,86 MN
 $\gamma = \gamma_{serv} \cdot \gamma_{rel} \cdot \gamma_{Tab.U} = 2$
 $\alpha_s = 1$
 $D_s = 0,15$ m
 $q_s = 0,3$ MPa
 $L_s = Feg / (\pi \cdot \alpha_s \cdot D_s \cdot q_s / \gamma) = 12$ m
Incl. des ancrages ss l'hor. $\alpha = 45$ °
Esp. des pieux $e_p = 2,5$ m
Esp. des ancrages $e_c = 2,5$ m
Longueur ancrage scellée dans le substr. $L_{ss} = 12$ m
Longueur ancrage scellée dans les coll. $L_{sc} = 13$ m
Longueur libre ancrages $L_L = L_{sc} + 1/3 L_{ss} = 17$ m
Section ancrage S = 2710 mm²
Dia. intérieur = 35 mm
Dia. extérieur éq. = 68,4 mm
Perte par corrosion = 3 mm
Dia. extérieur corrodé = 62,4 mm
Section ancrage corrodée S = 2094 mm²
Section ancrage corrodée S = 2,09E-03 m²
Charge ELS Feg corrodé = 0,66 MN
Module Young ancrage E = 200000 MPa
(H+T)Objectif = 0,47 MN/m

Longueur de l'élément = 13,5 m

Tolérance 0,00000000
Résidu 0,00000000
Itér 379

Section	z début (m)	z fin (m)	B (m)	L (m)	Ei (MNm2)
1	0	2,7	1	1	589,0
2	2,7	5,4	1	1	589,0
3	5,4	8,1	1	1	589,0
4	8,1	10,8	1	1	589,0
5	10,8	13,5	1	1	589,0

Ecartement entre nus des éléments : b (m)
Nombre d'éléments : n

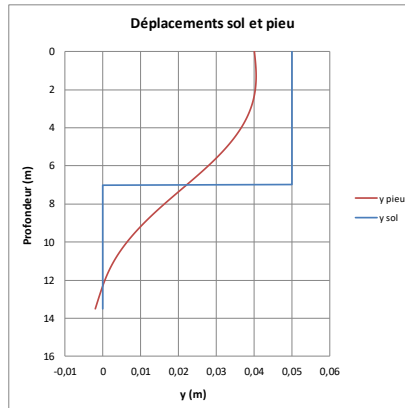
Initialisation

Calcul

Calcul auto

Calcul manuel

Mode Automatique



Couche	z début (m)	z fin (m)	pf (MPa)	pl (MPa)	qs (MPa)	EM (MPa)	α
1	0	0,5	0,49	0,82		12	0,67
2	0,5	1,5	0,51	0,86		11	0,67
3	1,5	2,5	0,27	0,45		6	0,67
4	2,5	3,5	0,27	0,45		5	0,67
5	3,5	4,5	0,27	0,44		6	0,67
6	4,5	5,5	0,23	0,38		4	0,67
7	5,5	6,5	0,29	0,49		5	0,67
8	6,5	7,5	0,28	0,47		5	0,67
9	7,5	8,5	0,31	0,52		7	0,67
10	8,5	9,5	0,27	0,45		7	0,67
11	9,5	10,5	0,22	0,37		4	0,67
12	10,5	11,5	1,55	2,58		43	0,50
13	11,5	12,5	2,50	4,17		109	0,50
14	12,5	13,5	2,84	4,73		160	0,50
15							
16							
17							
18							
19							
20							

Mod. prox. surface sol
zc (m) = 0
Mod. prox. tête de talus
z1 (m) = 0 z2 (m) = 0

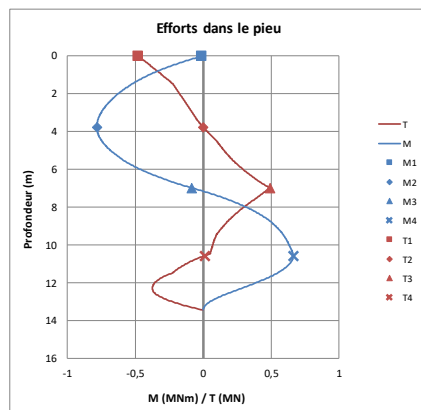
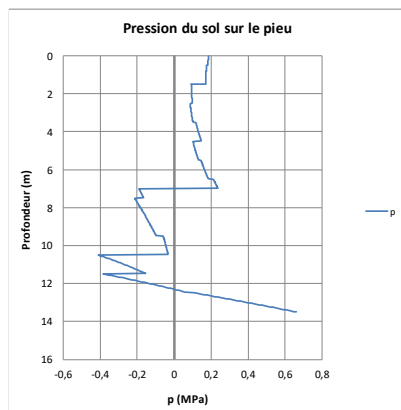
M₀ (MN) T₀ (MN) α tête (rad)
0 0,481 -0,001

T₀ i (MN) = 0,480
T₀ i+1 (MN) = 0,481
 $\Delta T/T = 0,02\%$

0,51467307

Prof. (m)	Dépl. (m)	Durée d'application
0	0,050	Longue durée
7	0,050	Courte durée

B0 (m)	h (m)
0,6	0,027



Pieu BA
Dext = 1,0000 m
Dint = 0,0000 m
I = 4,91E-02 m4
I/v = 9,82E-02 m3
W = 7,85E-01 m2
W' = 5,89E-01 m2
E = 12000 MPa
EI = 589,0 MNm2

Efforts	Prof. (m)	M (MNm)	T (MN)
1	0,03	-0,0130	-0,4807
2	3,81	-0,7830	0,0000
3	7,02	-0,0837	0,4899
4	10,58	0,6631	0,0091

1	2	3	4
1			
4			
3			
1			

Stabilisation du talus de la RD1 à Arabaux
Profil C3 - Tête 408 NGF - Gliss. 401 NGF - Substr. 397,5 NGF - Base 394,5 NGF - dsol = 0,075 m

PIEU SOUMIS A DES EFFORTS ET DEPLACEMENTS TRANSVERSAUX



Design & Consultancy
for natural and
built assets

n° du profil = C3
Niv. Tête de rideau (plateforme + 0,50 m) = 408 NGF
Niv. Surf. De glissement = 401 NGF
Niv. Du substr. = 397,5 NGF
Base des pieux = 394,5 NGF
Type ancrage = 73/35
Charge ELS Feg non corrodé = 0,86 MN
 $\gamma = \gamma_{serv} \cdot \gamma_{rel} \cdot \gamma_{stat} \cdot \gamma_{dur}$ = 2
 α_s = 1
 D_s = 0,15 m
 q_s = 0,3 MPa
 $L_s = Feg / (\pi \cdot \alpha_s \cdot D_s \cdot q_s / \gamma) = 12$ m
Incl. des ancrages ss l'hor. α = 45 °
Esp. des pieux e_p = 2,5 m
Esp. des ancrages e_c = 2,5 m
Longueur ancrage scellée dans le substr. L_{ss} = 12 m
Longueur ancrage scellée dans les coll. L_{sc} = 13 m
Longueur libre ancrages $L_L = L_{sc} + 1/3 L_{ss}$ = 17 m
Section ancrage S = 2710 mm²
Dia. intérieur = 35 mm
Dia. extérieur éq. = 68,4 mm
Perte par corrosion = 3 mm
Dia. extérieur corrodé = 62,4 mm
Section ancrage corrodée S = 2094 mm²
Section ancrage corrodée S = 2,09E-03 m²
Charge ELS Feg corrodé = 0,66 MN
Module Young ancrage E = 200000 MPa
(H+T)Objectif = 0,47 MN/m

Longueur de l'élément = 13,5 m

Tolérance 0,00000000
Résidu 0,00000000
Itér 386

Section	z début (m)	z fin (m)	B (m)	L (m)	EI (MNm2)
1	0	2,7	1	1	589,0
2	2,7	5,4	1	1	589,0
3	5,4	8,1	1	1	589,0
4	8,1	10,8	1	1	589,0
5	10,8	13,5	1	1	589,0

Ecartement entre nus des éléments : b (m)
Nombre d'éléments : n

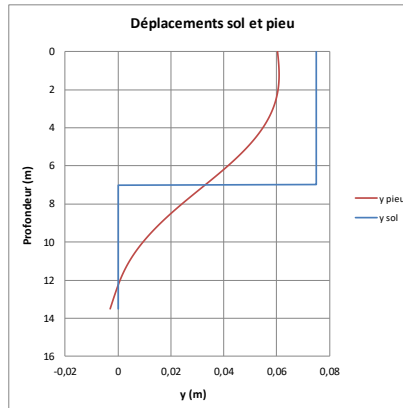
Initialisation

Calcul

Calcul auto

Calcul manuel

Mode Automatique



Couche	z début (m)	z fin (m)	pf (MPa)	pl (MPa)	qs (MPa)	EM (MPa)	α
1	0	0,5	0,49	0,82		12	0,67
2	0,5	1,5	0,51	0,86		11	0,67
3	1,5	2,5	0,27	0,45		6	0,67
4	2,5	3,5	0,27	0,45		5	0,67
5	3,5	4,5	0,27	0,44		6	0,67
6	4,5	5,5	0,23	0,38		4	0,67
7	5,5	6,5	0,29	0,49		5	0,67
8	6,5	7,5	0,28	0,47		5	0,67
9	7,5	8,5	0,31	0,52		7	0,67
10	8,5	9,5	0,27	0,45		7	0,67
11	9,5	10,5	0,22	0,37		4	0,67
12	10,5	11,5	1,55	2,58		43	0,50
13	11,5	12,5	2,50	4,17		109	0,50
14	12,5	13,5	2,84	4,73		160	0,50
15							
16							
17							
18							
19							
20							

Mod. prox. surface sol
zc (m) = 0
Mod. prox. tête de talus
z1 (m) = 0 z2 (m) = 0

M₀ (MN) T₀ (MN) ω tête (rad)
0 0,721 -0,001

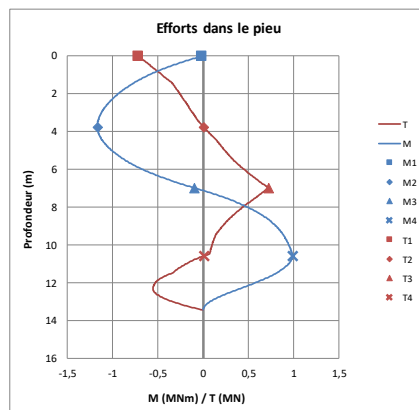
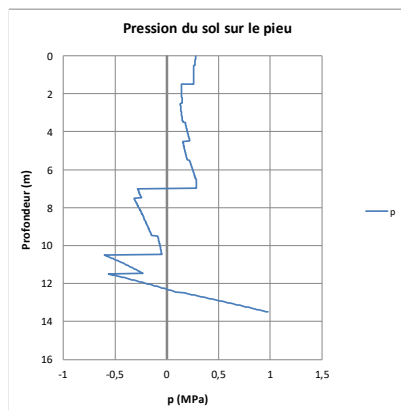
T₀ i (MN) = 0,721
T₀ i+1 (MN) = 0,721
 $\Delta T/T$ = 0,00%

0,77136073

Prof. (m)	Dépl. (m)
0	0,075
7	0,075

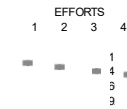
Durée d'application
Longue durée
Courte durée

B0 (m) h (m)
0,6 0,027



Pieu BA
Dext = 1,0000 m
Dint = 0,0000 m
I = 4,91E-02 m4
I/v = 9,82E-02 m3
W = 7,85E-01 m2
W' = 5,89E-01 m2
E = 12000 MPa
EI = 589,0 MNm2

Efforts	Prof. (m)	M (MNm)	T (MN)
1	0,03	-0,0195	-0,7210
2	3,81	-1,1681	0,0048
3	7,02	-0,0973	0,7192
4	10,58	0,9865	0,0080



Stabilisation du talus de la RD1 à Arabaux
Profil C3 - Tête 408 NGF - Gliss. 401 NGF - Substr. 397,5 NGF - Base 394,5 NGF - dsol = 0,1 m

PIEU SOUMIS A DES EFFORTS ET DEPLACEMENTS TRANSVERSAUX



Design & Consultancy
for natural and
built assets

n° du profil = C3
Niv. Tête de rideau (plateforme + 0,50 m) = 408 NGF
Niv. Surf. De glissement = 401 NGF
Niv. Du substr. = 397,5 NGF
Base des pieux = 394,5 NGF
Type ancrage = 73/35
Charge ELS Feg non corrodé = 0,86 MN
 $\gamma = \gamma_{serv} \cdot \gamma_{red} \cdot \gamma_{all} \cdot \gamma_{u} = 2$
 $\alpha_s = 1$
 $D_s = 0,15$ m
 $q_s = 0,3$ MPa
 $L_s = Feg / (\pi \cdot \alpha_s \cdot D_s \cdot q_s / \gamma) = 12$ m
Incl. des ancrages ss l'hor. $\alpha = 45$ °
Esp. des pieux $e_p = 2,5$ m
Esp. des ancrages $e_c = 2,5$ m
Longueur ancrage scellée dans le substr. $L_{ss} = 12$ m
Longueur ancrage scellée dans les coll. $L_{sc} = 13$ m
Longueur libre ancrages $L_L = L_{sc} + 1/3 L_{ss} = 17$ m
Section ancrage S = 2710 mm²
Dia. intérieur = 35 mm
Dia. extérieur éq. = 68,4 mm
Perte par corrosion = 3 mm
Dia. extérieur corrodé = 62,4 mm
Section ancrage corrodée S = 2094 mm²
Section ancrage corrodée S = 2,09E-03 m²
Charge ELS Feg corrodé = 0,66 MN
Module Young ancrage E = 200000 MPa
(H+T)Objectif = 0,47 MN/m

Longueur de l'élément = 13,5 m

Tolérance 0,00000000
Résidu 0,00000000
Itér 415

Pieu / Barrette						Ecartement entre nus des éléments : b (m)	Nombre d'éléments : n
Section	z début (m)	z fin (m)	B (m)	L (m)	EI (MNm2)		
1	0	2,7	1	1	589,0	1,50	45
2	2,7	5,4	1	1	589,0		
3	5,4	8,1	1	1	589,0		
4	8,1	10,8	1	1	589,0		
5	10,8	13,5	1	1	589,0		

Sols							
Couche	z début (m)	z fin (m)	pf (MPa)	pl (MPa)	qs (MPa)	EM (MPa)	α
1	0	0,5	0,49	0,82		12	0,67
2	0,5	1,5	0,51	0,86		11	0,67
3	1,5	2,5	0,27	0,45		6	0,67
4	2,5	3,5	0,27	0,45		5	0,67
5	3,5	4,5	0,27	0,44		6	0,67
6	4,5	5,5	0,23	0,38		4	0,67
7	5,5	6,5	0,29	0,49		5	0,67
8	6,5	7,5	0,28	0,47		5	0,67
9	7,5	8,5	0,31	0,52		7	0,67
10	8,5	9,5	0,27	0,45		7	0,67
11	9,5	10,5	0,22	0,37		4	0,67
12	10,5	11,5	1,55	2,58		43	0,50
13	11,5	12,5	2,50	4,17		109	0,50
14	12,5	13,5	2,84	4,73		160	0,50
15							
16							
17							
18							
19							
20							

Mod. prox. surface sol
zc (m) = 0
Mod. prox. tête de talus
z1 (m) = 0 z2 (m) = 0

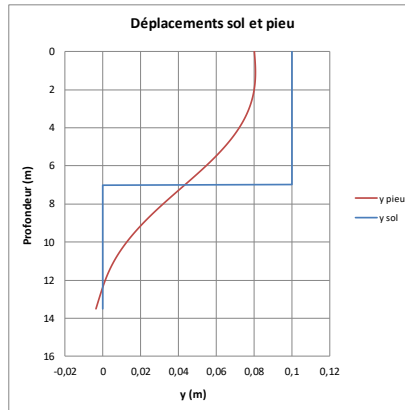
M₀ (MN) T₀ (MN) α tête (rad)
0 0,960 -0,001

T₀ i (MN) = 0,960
T₀ i+1 (MN) = 0,960
 $\Delta T/T = 0,00\%$

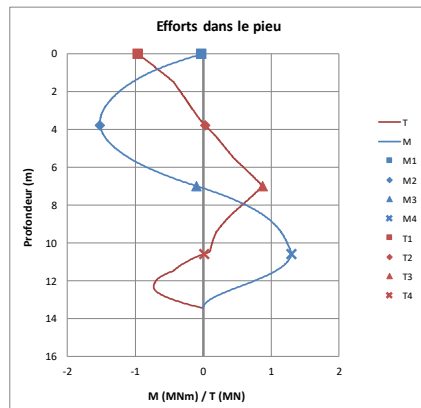
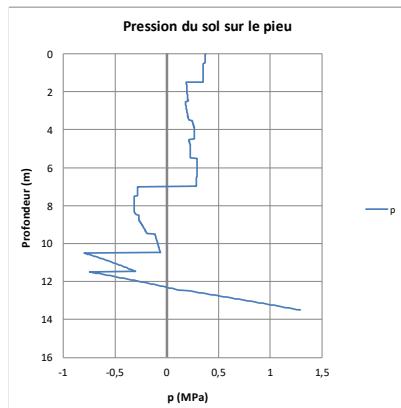
1,02665136

Déplacement du sol		Durée d'application
Prof. (m)	Dépl. (m)	
0	0,100	Longue durée
7	0,100	
		Courte durée

B0 (m)	h (m)
0,6	0,027



Type	d _{sol} (m)	d _{pieu} (m)	N _{pieu} (MN)	V/pieu (MN)	T _{base} (MN)	T _{gliss} (MN)	ΣT (MN)	ΣT (MN/m)	Γ _s (MN)	M+ (MNm)	M- (MNm)	T ₀ (MN)	α_0 tête (rad)
73/35	0,100	0,080	1,358	0,960	0,960	0,875	1,835	0,734	1,156	1,294	-1,520	0,960	-8,05E-04
73/35	0,025	0,020	0,340	0,240	0,240	0,245	0,485	0,194	1,041	0,332	-0,391	0,240	-2,74E-04
73/35	0,060	0,040	0,680	0,481	0,481	0,490	0,971	0,388	1,083	0,664	-0,783	0,481	-5,48E-04
73/35	0,075	0,060	1,020	0,721	0,721	0,719	1,440	0,576	1,123	0,986	-1,168	0,721	-7,46E-04
73/35	0,100	0,080	1,358	0,960	0,960	0,875	1,835	0,734	1,156	1,294	-1,520	0,960	-8,05E-04

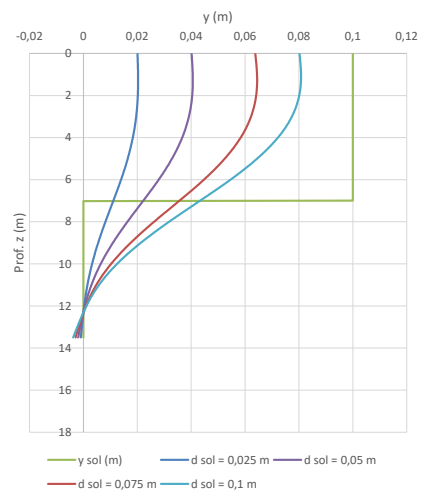


Pieu BA	
Dext =	1,0000 m
Dint =	0,0000 m
I =	4,91E-02 m4
I/v =	9,82E-02 m3
W =	7,85E-01 m2
W' =	5,89E-01 m2
E =	12000 MPa
EI =	589,0 MNm2

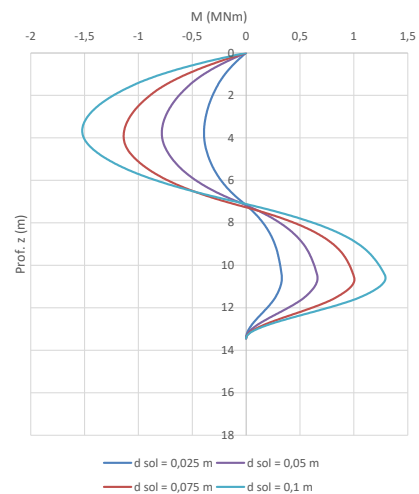
Efforts	Prof. (m)	M (MNm)	T (MN)
1	0,03	-0,0259	-0,9601
2	3,81	-1,5199	0,0267
3	7,02	-0,1049	0,8749
4	10,58	1,2941	0,0145

EFFORTS			
1	2	3	4
1			
4			
3			
2			

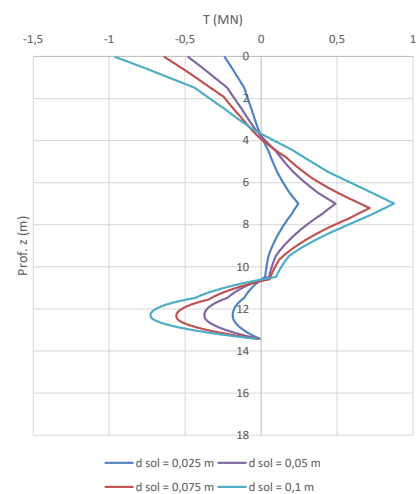
Coupe C3 - Pieux 1000 - Déplacements



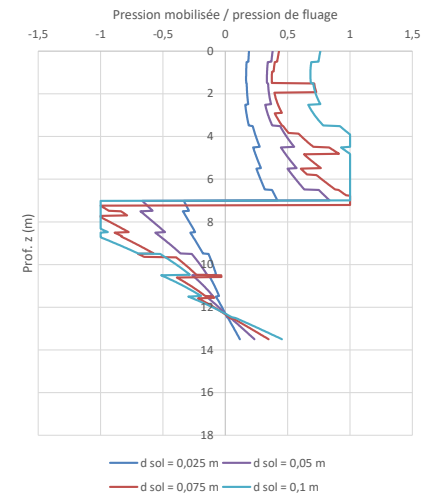
Coupe C3 - Pieux 1000 - Moment de flexion



Coupe C3 - Pieux 1000 - Effort tranchant



Coupe C3 - Pieux 1000 - Pression contre les pieux



Annexe 4 Situation de rupture d'un ancrage

La structure de renforcement est constituée d'un rideau de pieux BA dia. 1,00 m espacés de 2,50 m descendus dans le substratum et maintenus en tête par une nappe d'ancrages espacés de 2,50 m. Pieux et ancres sont scellés dans une poutre de couronnement de 1,00 m de hauteur et 1,20 m de largeur.

Cette annexe a pour l'objet l'examen des conséquences de la rupture d'un ancrage sur :

- Les déplacements additionnels du rideau ;
- Les reports de charge sur les ancres voisins de l'ancre défaillant ;
- Les augmentations d'efforts dans la poutre de couronnement.

Les variations d'effort dans les pieux n'ont pas été estimées car on ne s'attend pas à ce qu'ils soient significatifs compte tenu de leur relative souplesse.

Les profils de calcul examinés sont les profils C1 et C3.

Les calculs mettent en œuvre un modèle de poutre (= la poutre de couronnement) sur appui discontinus élastiques (= les ancres) uniformément chargée (= efforts tranchants en tête des pieux uniformément répartis). On analyse de comportement dans le plan horizontal.

On considère un élément de poutre de 25 m de longueur (entre deux joints) et la rupture d'un ancre au voisinage du milieu de cet élément. On se place dans le cas $\Gamma_{S\text{Global}} = 1,1$.

Pour chaque profil :

1^{er} calcul :

- Tous les ancres sont actifs ;
- Application des efforts transmis par les pieux dans la situation où le coefficient de sécurité au glissement de la pente renforcée est de $\Gamma_{S\text{Global}} = 1,10$;
- On recherche la raideur d'ancre donnant un déplacement de la poutre égal à celui calculé dans les modèles d'interaction pieux-sol-ancres (Annexe 1, Annexe 2, Annexe 3) ;
- On note la réaction des appuis modélisant les ancres et les sollicitations (M, V) dans la poutre.

	Déplacement en tête (m)	Effort en tête de pieux (MN)
C1	0,046	0,444
C2	0,045	0,478
C3	0,043	0,517

2^e calcul :

- On neutralise un ancre ;
- Mêmes charges transmises par les pieux ;
- On note le déplacement maximal, la réaction des appuis modélisant les ancres adjacents et les sollicitations (M+ Δ M, V+ Δ V) dans la poutre.

Rigidité en flexion de la poutre :

$$EI = E \frac{bh^3}{12} = 12000 \frac{1,00 \cdot 1,20^3}{12} = 1728 \text{ MNm}^2$$

Calculs

Les calculs complets sont donnés dans les pages suivantes (utilitaire Excel Arcadis).

Résultats

Coupe C1 :

Ancrages			
X (m)	R après rupt (MN)	R sans rupt (MN)	Delta
2,5	0,60	0,60	0%
5	0,55	0,52	7%
7,5	0,54	0,46	15%
10	0,53	0,43	24%
12,5	0,00	0,42	-
15	0,53	0,43	24%
17,5	0,54	0,46	15%
20	0,55	0,52	7%
22,5	0,60	0,60	0%

Poutre de couronnement			
	Après rupture	Sans rupture	
Mmin	-0,7215	-0,7225	MNm
Mmax	0,25728	5,2E-10	MNm
Tmin	-0,4442	-0,4442	MN
Tmax	0,44417	0,44417	MN
d (m)	0,05068	0,0461	10%

Coupe C2 :

Ancrages			
X (m)	R après rupt (MN)	R sans rupt (MN)	Delta
2,5	0,64	0,65	0%
5	0,60	0,56	7%
7,5	0,57	0,50	16%
10	0,57	0,46	24%
12,5	0,00	0,45	-
15	0,57	0,46	24%
17,5	0,57	0,50	16%
20	0,60	0,56	7%
22,5	0,64	0,65	0%

Poutre de couronnement			
	Après rupture	Sans rupture	
Mmin	-0,7691	-0,7633	MNm
Mmax	0,29033	5,6E-10	MNm
Tmin	-0,4776	-0,4776	MN
Tmax	0,47758	0,47758	MN
d (m)	0,04913	0,04473	10%

Coupe C3 :

Ancrages			
X (m)	R après rupt (MN)	R sans rupt (MN)	Delta
2,5	0,70	0,71	-1%
5	0,64	0,60	6%
7,5	0,62	0,54	16%
10	0,62	0,50	25%
12,5	0,00	0,48	-
15	0,62	0,50	25%
17,5	0,62	0,54	16%
20	0,64	0,60	6%
22,5	0,70	0,71	-1%

Poutre de couronnement			
	Après rupture	Sans rupture	
Mmin	-0,8238	-0,8095	MNm
Mmax	0,33039	1,2E-08	MNm
Tmin	-0,5167	-0,5167	MN
Tmax	0,51674	0,51674	MN
d (m)	0,04737	0,04317	10%

On vérifie :

- Le déplacement moyen en tête augmente légèrement, de l'ordre de 10 % (soit + 4-5 mm) ;
- Les moments de flexions et efforts tranchants sont faibles à l'origine et restent pratiquement inchangés en valeurs absolue ; cela est sans impact sur le dimensionnement ;
- L'augmentation de tension dans les ancrages adjacents à l'ancrage rompu est de l'ordre de 25 % ; les ancrages étant dimensionnés à l'ELS pour une contrainte de traction maximale de $0,6 f_{eg}$ (f_{eg} = limite d'élasticité garantie) la contrainte dans les ancrages passerait à $1,25 \cdot 0,6 f_{eg} = 0,75 f_{eg}$ ce qui est acceptable.

Comportement d'une poutre sur appuis continus élastiques

Réf. NT/UTIL/GEQ/POUTELAS/001/B01 du 15/03/2023

Aff. Arabaux - PRO - Poutre de couronnement en flexion horizontale - Profil C1 - $\Gamma_{S\text{Global}} = 1,1$
Etude 1. Avant rupture d'un ancrage vers le centre de la poutre
Date 02/04/2026



Language

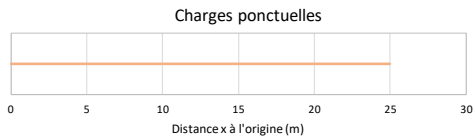
FR

Page 1/1

DONNEES

Longueur de la poutre

Longueur de la poutre L = 25 m
Pas de longueur h = 0,025 m



Charges ponctuelles (MN, MNm)

Forces			Couples		
i	x (m)	F (MN)	i	x (m)	C (MNm)
1	0		1	0	
2	2,5		2	2,5	
3	5		3	5	
4	7,5		4	7,5	
5	10		5	10	
6	12,5		6	12,5	
7	15		7	15	
8	17,5		8	17,5	
9	20		9	20	
10	22,5		10	22,5	
11	25		11	25	
12			12		

El poutre

1728

k ancrages

88,80

charge MN/m

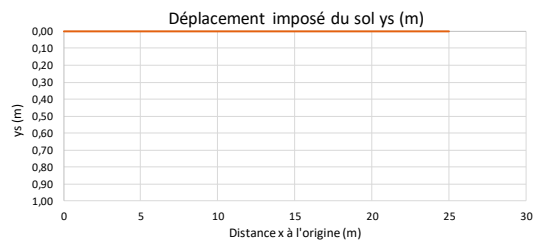
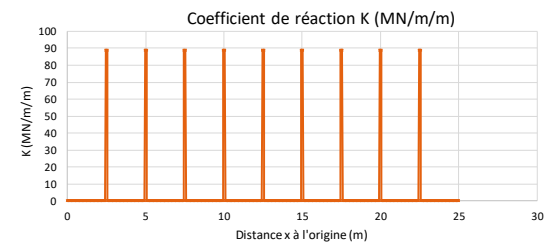
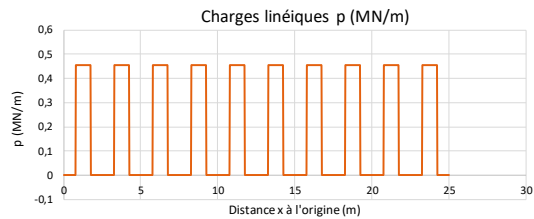
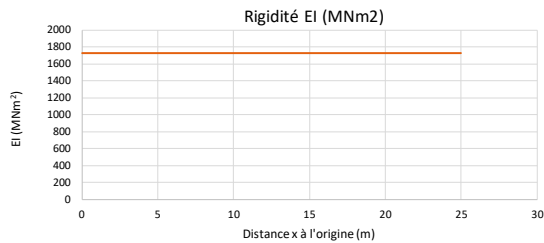
0,456

d moy (m)

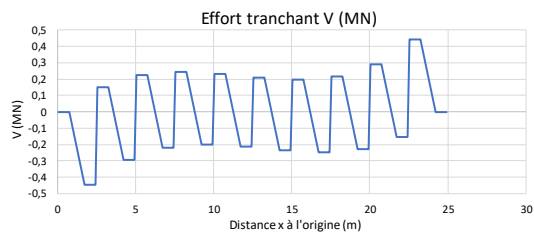
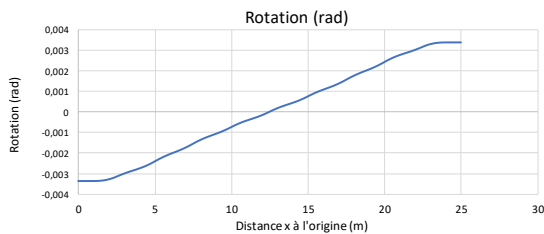
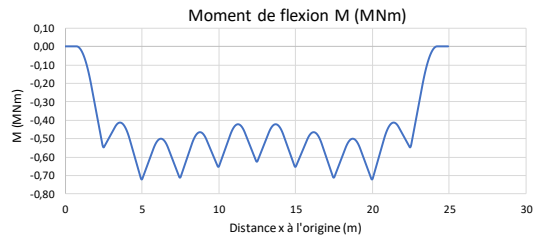
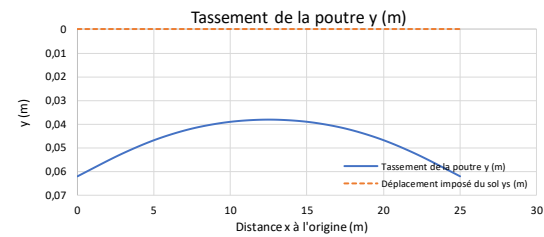
0,046

Obj 0,0461

Delta 0,000

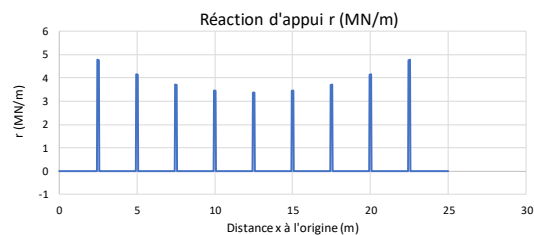


PRINCIPAUX RESULTATS



Ancrages			
X (m)	R après rupt (MN)	R sans rupt (MN)	Delta
2,5	0,60	0,60	0%
5	0,52	0,52	0%
7,5	0,46	0,46	0%
10	0,43	0,43	0%
12,5	0,42	0,42	0%
15	0,43	0,43	0%
17,5	0,46	0,46	0%
20	0,52	0,52	0%
22,5	0,60	0,60	0%

Poutre de couronnement		
	Après rupture	Sans rupture
Mmin	-0,7225	-0,7225
Mmax	5,2E-10	5,2E-10
Tmin	-0,4442	-0,4442
Tmax	0,44417	0,44417
d (m)	0,0461	0,0461



Comportement d'une poutre sur appuis continus élastiques

Réf. NT/UTIL/GEQ/POUTELAS/001/B01 du 15/03/2023

Aff. Arabaux - PRO - Poutre de couronnement en flexion horizontale - Profil C1 - $\Gamma_{S\text{Global}} = 1,1$
Etude 2. Après rupture d'un ancrage vers le centre de la poutre
Date 02/04/2026



Language

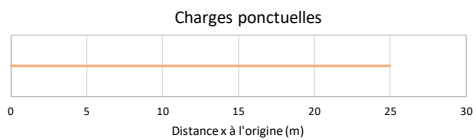
FR

Page 1/1

DONNEES

Longueur de la poutre

Longueur de la poutre L = 25 m
Pas de longueur h = 0,025 m

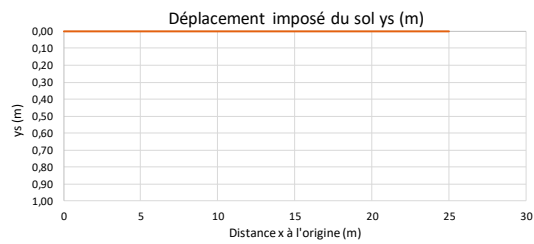
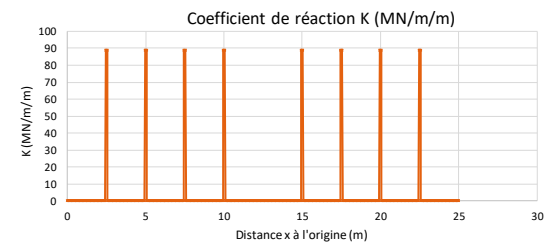
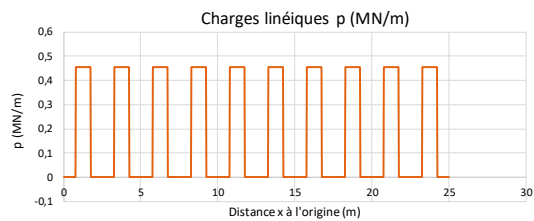
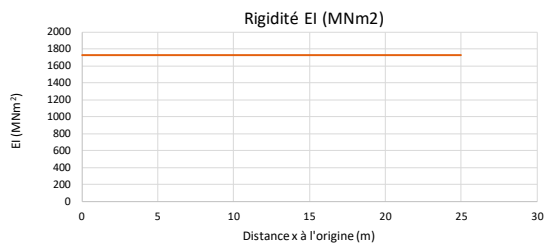


Charges ponctuelles (MN, MNm)

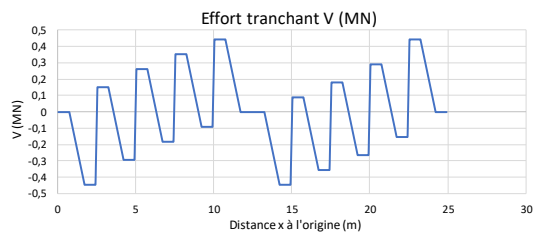
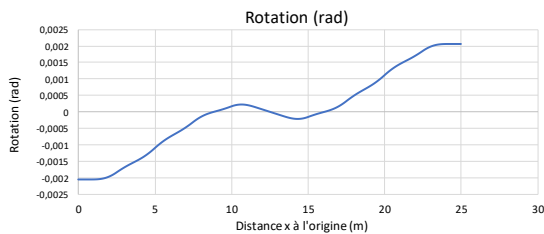
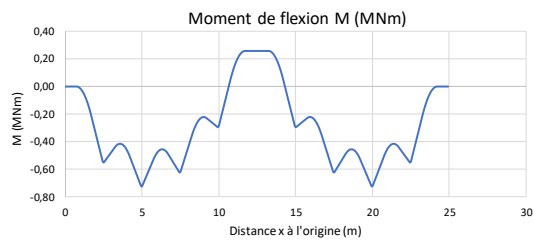
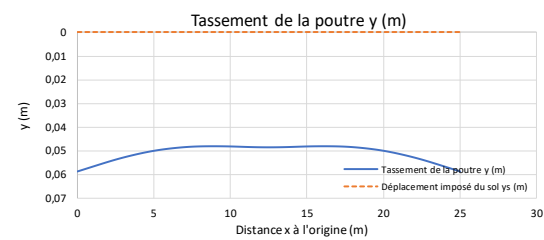
Forces			Couples		
i	x (m)	F (MN)	i	x (m)	C (MNm)
1	0		1	0	
2	2,5		2	2,5	
3	5		3	5	
4	7,5		4	7,5	
5	10		5	10	
6	12,5		6	12,5	
7	15		7	15	
8	17,5		8	17,5	
9	20		9	20	
10	22,5		10	22,5	
11	25		11	25	
12			12		

El poutre

1728
k ancrages
88,80
charge MN/m
0,456
d moy (m)
0,051
Obj 0,0461
Delta -4,573

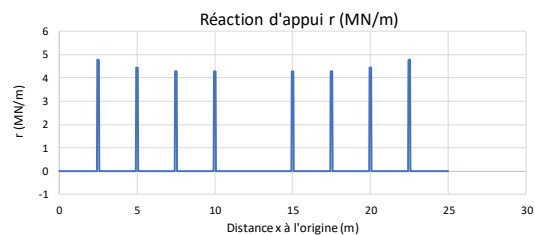


PRINCIPAUX RESULTATS



Ancrages			
X (m)	R après rupt (MN)	R sans rupt (MN)	Delta
2,5	0,60	0,60	0%
5	0,55	0,52	7%
7,5	0,54	0,46	15%
10	0,53	0,43	24%
12,5	0,00	0,42	
15	0,53	0,43	24%
17,5	0,54	0,46	15%
20	0,55	0,52	7%
22,5	0,60	0,60	0%

Poutre de couronnement		
	Après rupture	Sans rupture
Mmin	-0,7215	-0,7225
Mmax	0,25728	5,2E-10
Tmin	-0,4442	-0,4442
Tmax	0,44417	0,44417
d (m)	0,05068	0,0461
		10%



Comportement d'une poutre sur appuis continus élastiques

Réf. NT/UTIL/GEQ/POUTELAS/001/B01 du 15/03/2023

Aff. Arabaux - PRO - Poutre de couronnement en flexion horizontale - Profil C2 - $\Gamma_{S\text{Global}} = 1,1$
Etude 1. Avant rupture d'un ancrage vers le centre de la poutre
Date 02/04/2026



Language

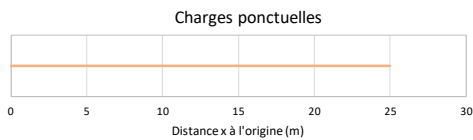
FR

Page 1/1

DONNEES

Longueur de la poutre

Longueur de la poutre L = 25 m
Pas de longueur h = 0,025 m

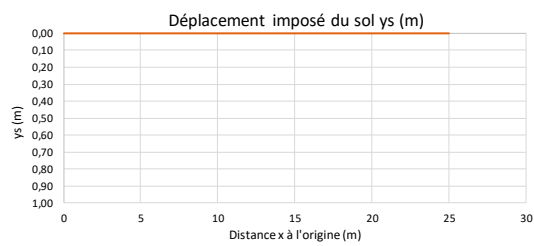
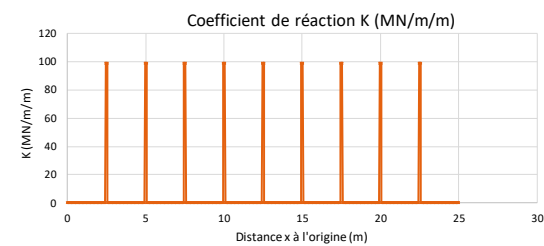
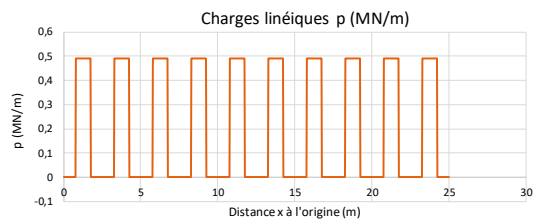
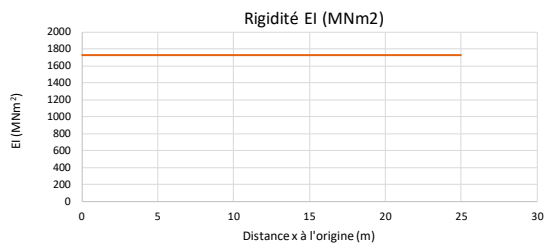


Charges ponctuelles (MN, MNm)

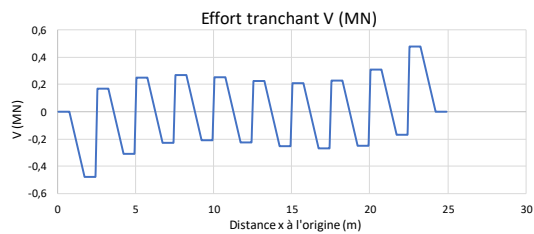
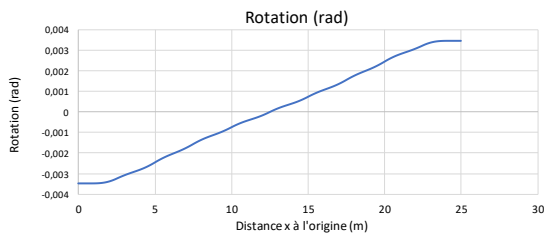
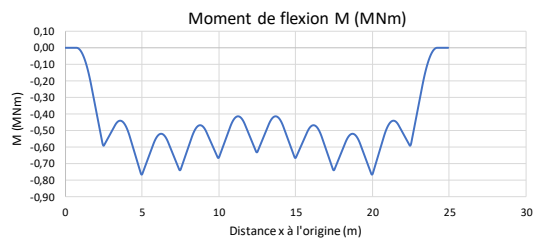
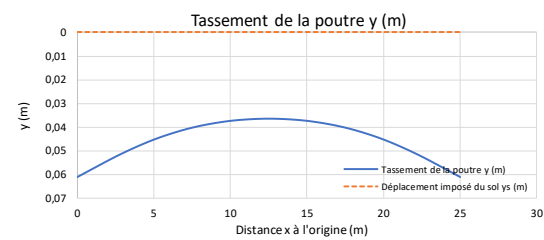
Forces			Couples		
i	x (m)	F (MN)	i	x (m)	C (MNm)
1	0		1	0	
2	2,5		2	2,5	
3	5		3	5	
4	7,5		4	7,5	
5	10		5	10	
6	12,5		6	12,5	
7	15		7	15	
8	17,5		8	17,5	
9	20		9	20	
10	22,5		10	22,5	
11	25		11	25	
12			12		

El poutre

1728
k ancrages
98,60
charge MN/m
0,490
d moy (m)
0,045
Obj 0,04473
Delta 0,000

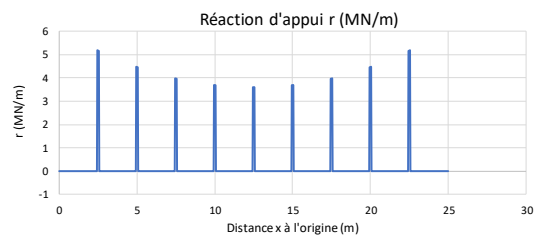


PRINCIPAUX RESULTATS



Ancrages			
X (m)	R après rupt (MN)	R sans rupt (MN)	Delta
2,5	0,65	0,65	0%
5	0,56	0,56	0%
7,5	0,50	0,50	0%
10	0,46	0,46	0%
12,5	0,45	0,45	0%
15	0,46	0,46	0%
17,5	0,50	0,50	0%
20	0,56	0,56	0%
22,5	0,65	0,65	0%

Poutre de couronnement		
	Après rupture	Sans rupture
Mmin	-0,7633	-0,7633
Mmax	5,6E-10	5,6E-10
Tmin	-0,4776	-0,4776
Tmax	0,47758	0,47758
d (m)	0,04473	0,04473



Comportement d'une poutre sur appuis continus élastiques

Réf. NT/UTIL/GE0/POUTELAS/001/B01 du 15/03/2023

Aff. Arabaux - PRO - Poutre de couronnement en flexion horizontale - Profil C2 - $\Gamma_{S\text{Global}} = 1,1$
Etude 2. Après rupture d'un ancrage vers le centre de la poutre
Date 02/04/2026



Language

FR

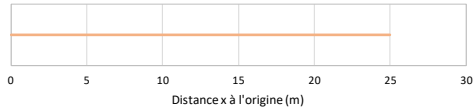
Page 1/1

DONNEES

Longueur de la poutre

Longueur de la poutre L = 25 m
Pas de longueur h = 0,025 m

Charges ponctuelles



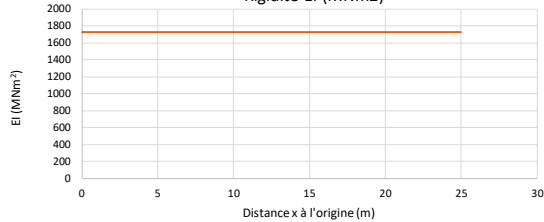
Charges ponctuelles (MN, MNm)

Forces			Couples		
i	x (m)	F (MN)	i	x (m)	C (MNm)
1	0		1	0	
2	2,5		2	2,5	
3	5		3	5	
4	7,5		4	7,5	
5	10		5	10	
6	12,5		6	12,5	
7	15		7	15	
8	17,5		8	17,5	
9	20		9	20	
10	22,5		10	22,5	
11	25		11	25	
12			12		

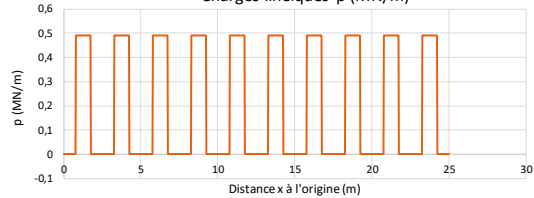
El poutre

1728
k ancrages
98,60
charge MN/m
0,490
d moy (m)
0,049
Obj 0,04473
Delta -4,398

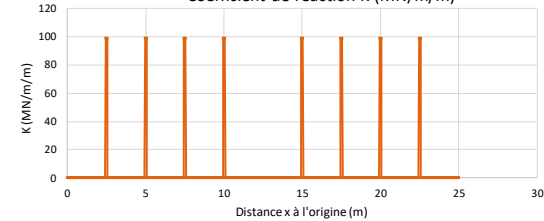
Rigidité EI (MNm²)



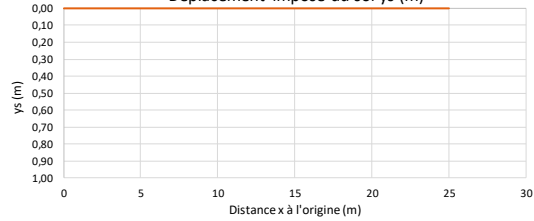
Charges linéiques p (MN/m)



Coefficient de réaction K (MN/m/m)

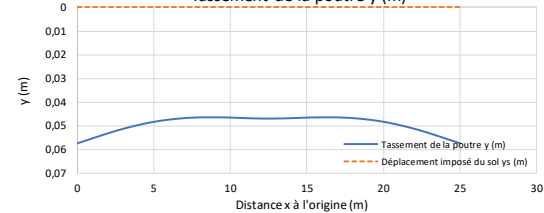


Déplacement imposé du sol ys (m)

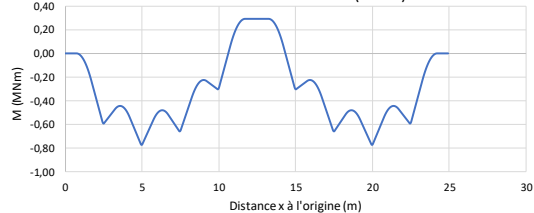


PRINCIPAUX RESULTATS

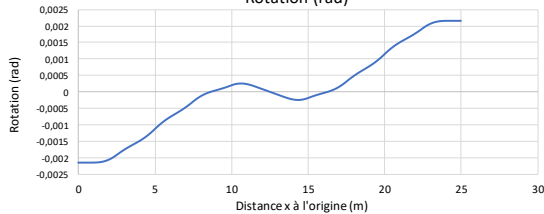
Tassement de la poutre y (m)



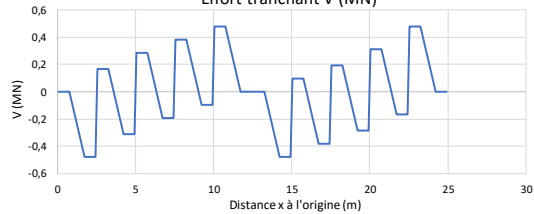
Moment de flexion M (MNm)



Rotation (rad)



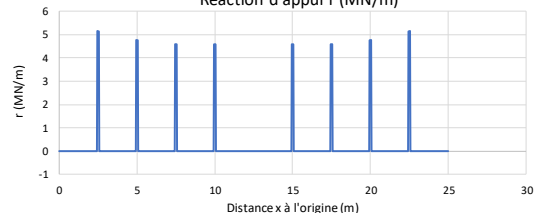
Effort tranchant V (MN)



Ancrages			
X (m)	R après rupt (MN)	R sans rupt (MN)	Delta
2,5	0,64	0,65	0%
5	0,60	0,56	7%
7,5	0,57	0,50	16%
10	0,57	0,46	24%
12,5	0,00	0,45	
15	0,57	0,46	24%
17,5	0,57	0,50	16%
20	0,60	0,56	7%
22,5	0,64	0,65	0%

Poutre de couronnement		
	Après rupture	Sans rupture
Mmin	-0,7691	-0,7633
Mmax	0,29033	5,6E-10
Tmin	-0,4776	-0,4776
Tmax	0,47758	0,47758
d (m)	0,04913	0,04473

Réaction d'appui r (MN/m)



Comportement d'une poutre sur appuis continus élastiques

Réf. NT/UTIL/GEQ/POUTELAS/001/B01 du 15/03/2023

Aff. Arabaux - PRO - Poutre de couronnement en flexion horizontale - Profil C3 - $I_{S\text{Global}} = 1,1$
Etude 1. Avant rupture d'un ancrage vers le centre de la poutre
Date 02/04/2026



Language

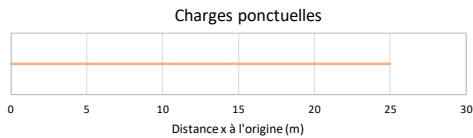
FR

Page 1/1

DONNEES

Longueur de la poutre

Longueur de la poutre L = 25 m
Pas de longueur h = 0,025 m

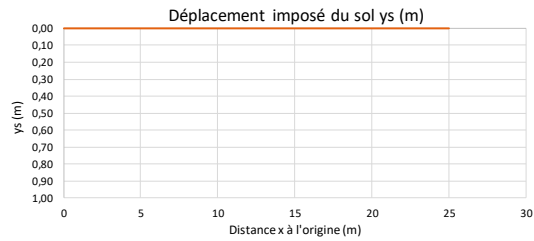
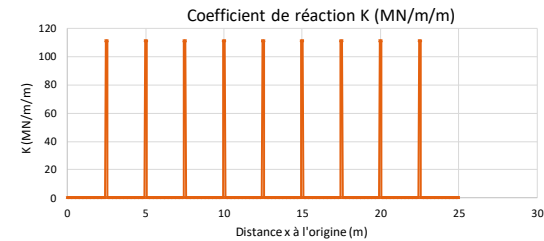
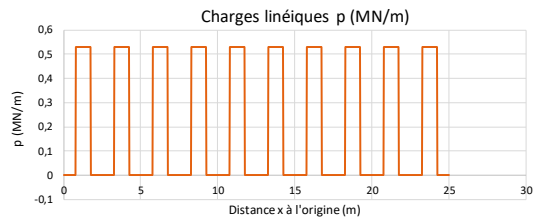
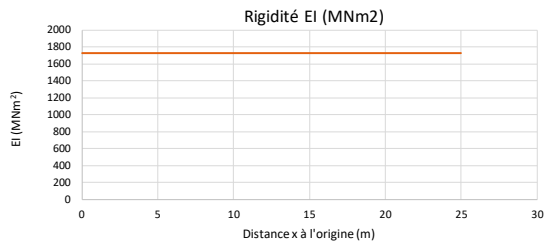


Charges ponctuelles (MN, MNm)

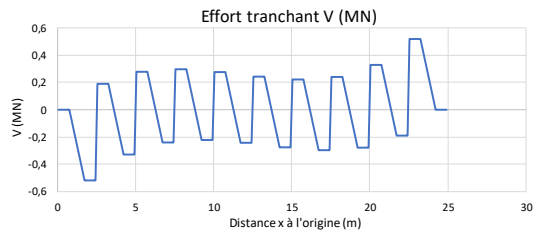
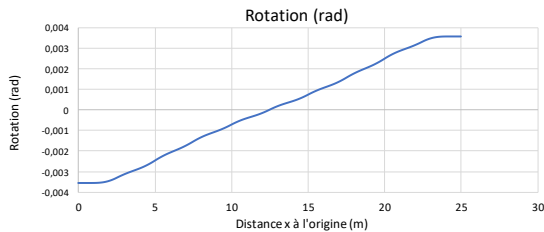
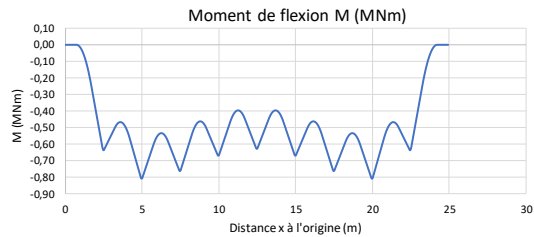
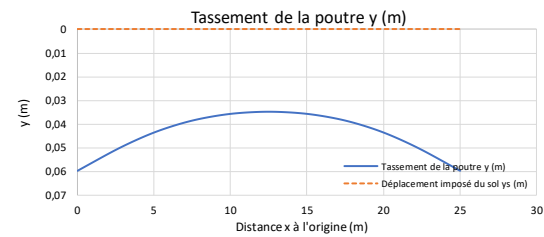
Forces			Couples		
i	x (m)	F (MN)	i	x (m)	C (MNm)
1	0		1	0	
2	2,5		2	2,5	
3	5		3	5	
4	7,5		4	7,5	
5	10		5	10	
6	12,5		6	12,5	
7	15		7	15	
8	17,5		8	17,5	
9	20		9	20	
10	22,5		10	22,5	
11	25		11	25	
12			12		

El poutre

1728
k ancrages
110,80
charge MN/m
0,530
d moy (m)
0,043
Obj 0,04317
Delta -0,001

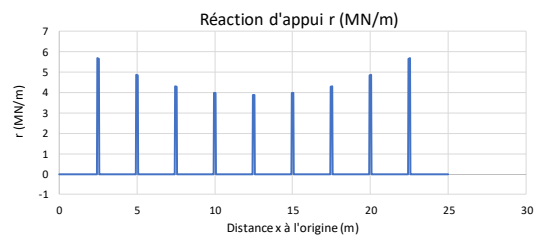


PRINCIPAUX RESULTATS



Ancrages			
X (m)	R après rupt (MN)	R sans rupt (MN)	Delta
2,5	0,71	0,71	0%
5	0,60	0,60	0%
7,5	0,54	0,54	0%
10	0,50	0,50	0%
12,5	0,48	0,48	0%
15	0,50	0,50	0%
17,5	0,54	0,54	0%
20	0,60	0,60	0%
22,5	0,71	0,71	0%

Poutre de couronnement			
	Après rupture	Sans rupture	
Mmin	-0,8095	-0,8095	MNm
Mmax	1,2E-08	1,2E-08	MNm
Tmin	-0,5167	-0,5167	MN
Tmax	0,51674	0,51674	MN
d (m)	0,04317	0,04317	0%



Comportement d'une poutre sur appuis continus élastiques

Réf. NT/UTIL/GEQ/POUTELAS/001/B01 du 15/03/2023

Aff. **Arabaux - PRO - Poutre de couronnement en flexion horizontale - Profil C3 - $\Gamma_{SGlobal} = 1,1$**
Etude **2. Après rupture d'un ancrage vers le centre de la poutre**
Date **02/04/2026**



Language

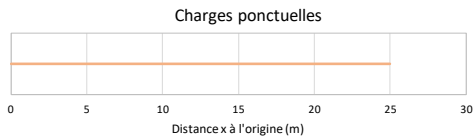
FR

Page 1/1

DONNEES

Longueur de la poutre

Longueur de la poutre L = **25** m
Pas de longueur h = **0,025** m

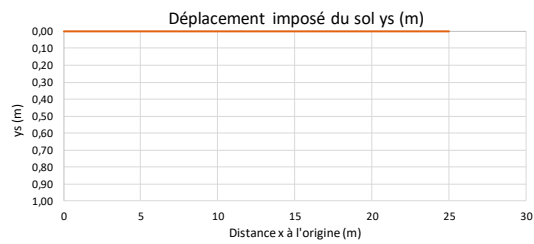
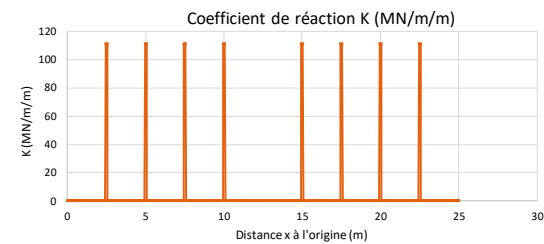
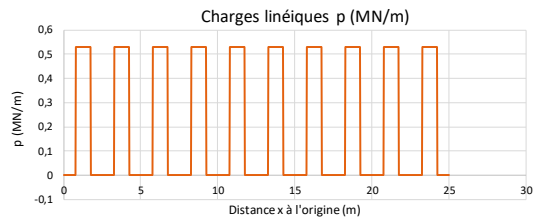
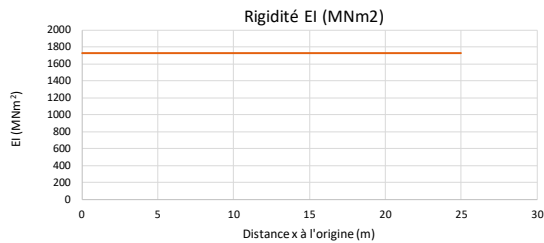


Charges ponctuelles (MN, MNm)

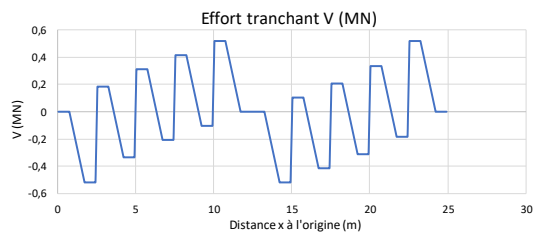
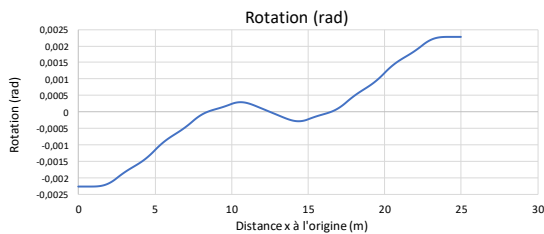
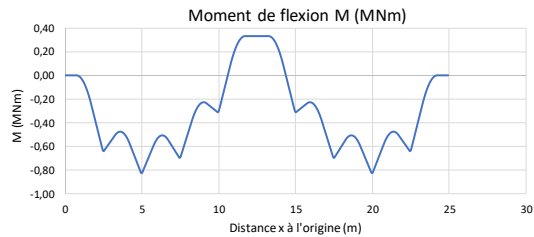
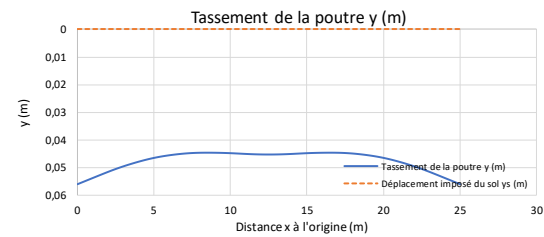
Forces			Couples		
i	x (m)	F (MN)	i	x (m)	C (MNm)
1			1		
2			2		
3			3		
4			4		
5			5		
6			6		
7			7		
8			8		
9			9		
10			10		
11			11		
12			12		

El poutre

1728
k ancrages
110,80
charge MN/m
0,530
d moy (m)
0,047
Obj 0,04317
Delta -4,205

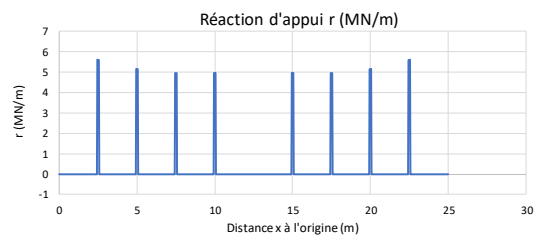


PRINCIPAUX RESULTATS



Ancrages			
X (m)	R après rupt (MN)	R sans rupt (MN)	Delta
2,5	0,70	0,71	-1%
5	0,64	0,60	6%
7,5	0,62	0,54	16%
10	0,62	0,50	25%
12,5	0,00	0,48	
15	0,62	0,50	25%
17,5	0,62	0,54	16%
20	0,64	0,60	6%
22,5	0,70	0,71	-1%

Poutre de couronnement		
	Après rupture	Sans rupture
Mmin	-0,8238	-0,8095
Mmax	0,33039	1,2E-08
Tmin	-0,5167	-0,5167
Tmax	0,51674	0,51674
d (m)	0,04737	0,04317



Annexe 5 Vérification de la stabilité des talus de la plateforme de travaux

Données du projet

Type d'application : Calcul de stabilité classique

Numéro d'affaire : xxxx

Titre du calcul : Talus_plateforme_arabaux

Lieu : N/A

Commentaires : N/A

Système d'unités : kN, kPa, kN/m³

γw : 10.0

Points

	X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y			
1	-5,000	3,000	2	10,000	3,000	3	16,000	0,000	4	25,000	0,000	7	8,500	3,000	8	14,500	0,000

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	Point 1	Point 2		
1	1	7	2	7	2	3	2	3	4	3	4	5	7	8	6	8	3

Couches de sol

	Nom	Couleur	γ	φ	c	Δc	qs, clou	pmax	ks>B	Anisotropie	Favorable	Coefficients de sécurité spécifiques
1	Remblai actuel		20,0	25,00	5,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
2	Remblai nouveau		20,0	25,00	10,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non

Couches de sol (cont.)

	Nom	Couleur	Γγ	Γc	Γtan(φ)	Type de cohésion	Courbe	Écoulement dans le sol	kh	kv
1	Remblai actuel		-	-	-	Effective	Linéaire	Non	-	-
2	Remblai nouveau		-	-	-	Effective	Linéaire	Non	-	-

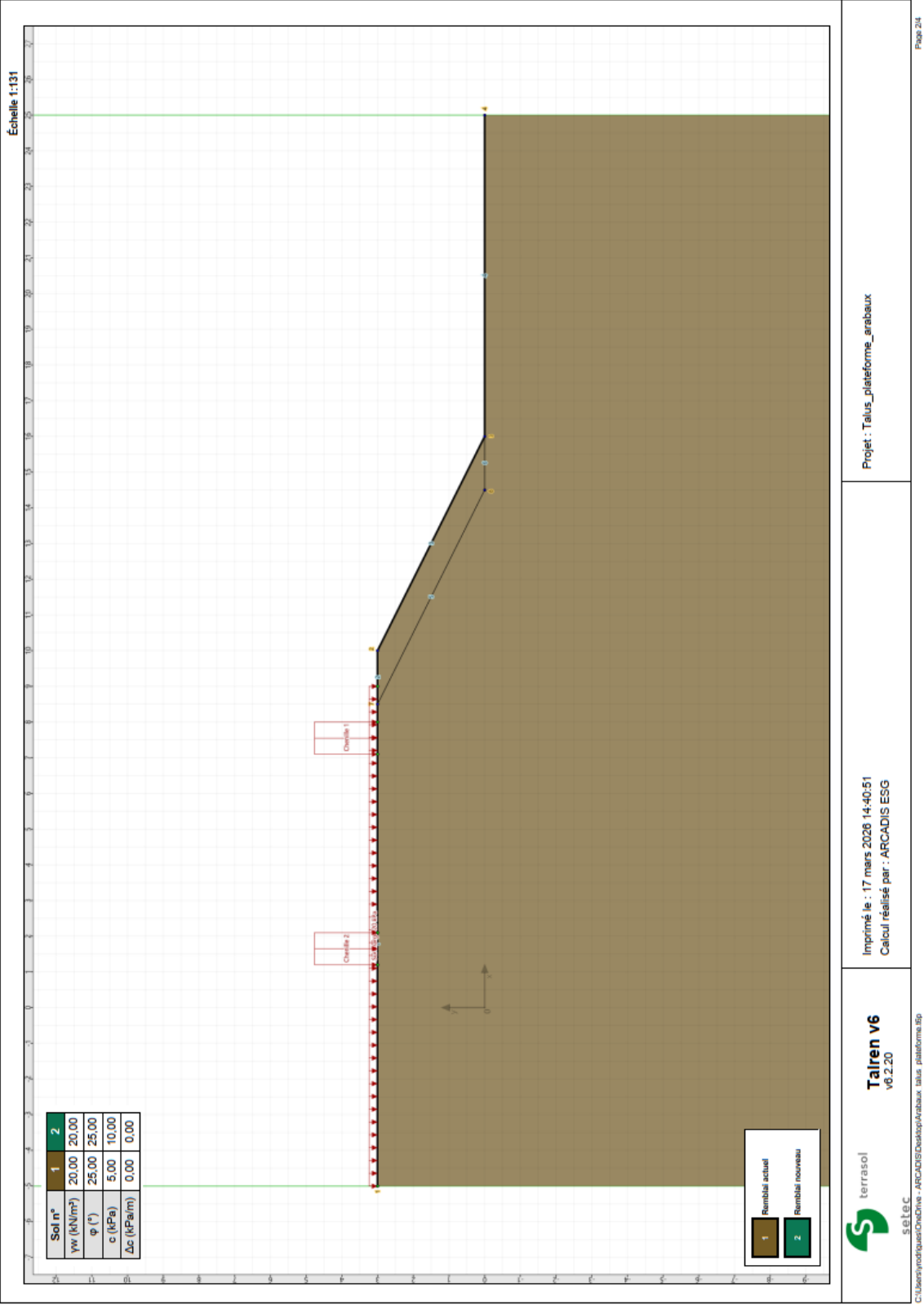
Surcharges réparties

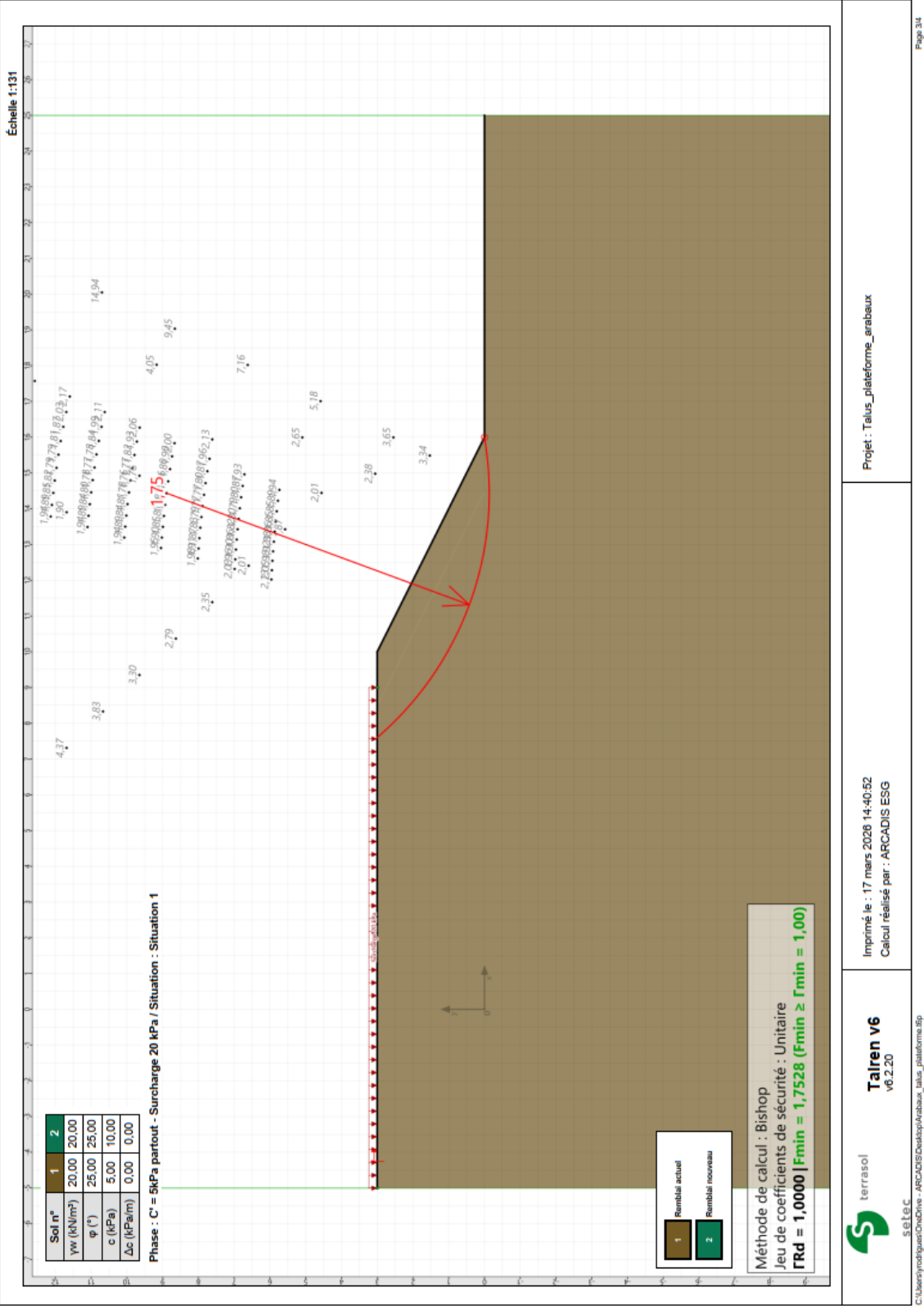
	Nom	X gauche	Y gauche	q gauche	X droite	Y droite	q droite	Ang/horizontale
1	Surcharge 20 kPa	-5,000	3,000	20,0	9,000	3,000	20,0	90,00
2	Chenille 1	7,100	3,000	150,0	8,000	3,000	150,0	90,00
3	Chenille 2	1,200	3,000	150,0	2,100	3,000	150,0	90,00

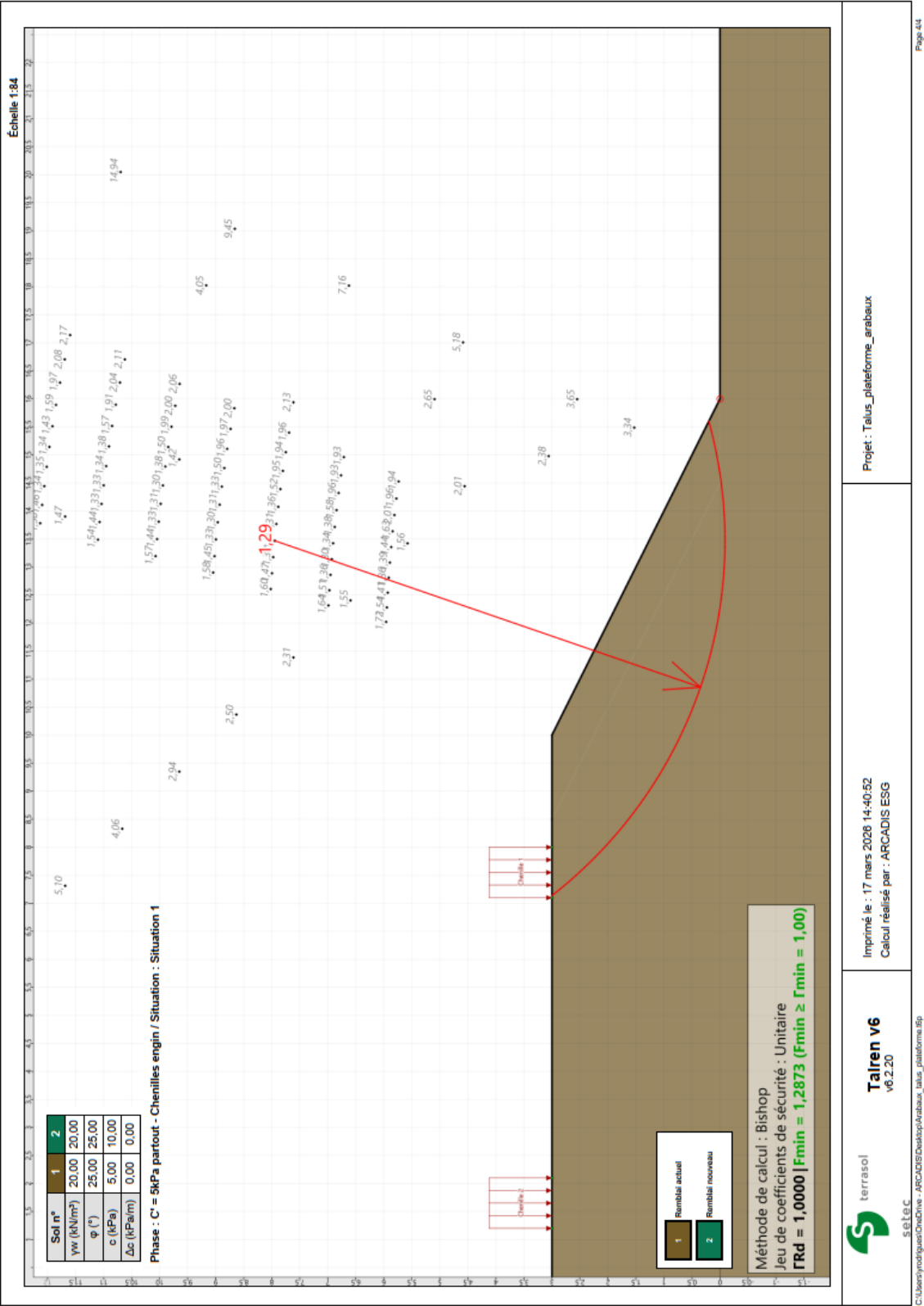


Talren v6
v6.2.20

Imprimé le : 17 mars 2026 14:40:51
Calcul réalisé par : ARCADIS ESG
Projet : Talus_plateforme_arabaux

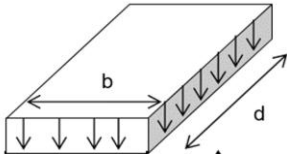


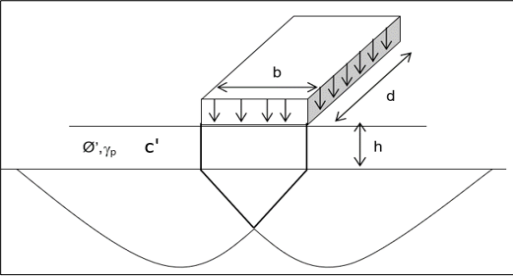


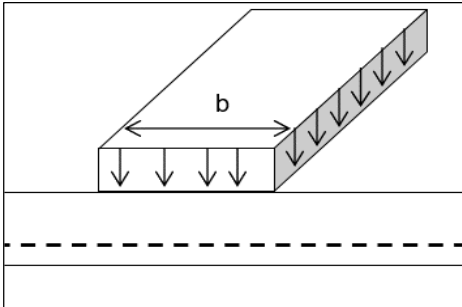


Annexe 6 Prédimensionnement de la couche de renforcement de la plateforme

Selon des recommandations du Soffons (2022).

	CONCEPTION COUCHE DE RENFORCEMENT	Version 2022																									
Affaire : Arabaux Date : 27/02/2026 Utilisateur : Prédimensionnement																											
Légende <table border="1" style="display: inline-table; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="background-color: #ffffcc;">donnée</td> <td>Case à renseigner par utilisateur</td> </tr> <tr> <td style="background-color: #d3d3d3;">oui</td> <td>Résultat final</td> </tr> </table>		donnée	Case à renseigner par utilisateur	oui	Résultat final																						
donnée	Case à renseigner par utilisateur																										
oui	Résultat final																										
1. Résistance ultime du sol q_{us} Géométrie d'une chenille de l'engin : largeur $b = 0,9$ m longueur $d = 4,0$ m																											
																											
Caractéristiques du sol support (au moins une à saisir) pour le calcul du q_{us} :																											
OU	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>c_u (kPa)</td> <td>#N/A</td> <td>$s_c = 1,0$</td> <td>$q_{us} =$</td> <td>#N/A</td> <td>kPa</td> </tr> <tr> <td>c' (kPa)</td> <td>5</td> <td>$N_c = 20,7$</td> <td>$N_q = 10,7$</td> <td>$N_\gamma = 9,0$</td> <td></td> </tr> <tr> <td>ϕ' (°)</td> <td>25</td> <td>$s_c = 1,1$</td> <td>$s_q = 1,1$</td> <td>$s_\gamma = 0,9$</td> <td>$q_{us} = 182$ kPa</td> </tr> <tr> <td>γ (kN/m³)</td> <td>18</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </table>	c_u (kPa)	#N/A	$s_c = 1,0$	$q_{us} =$	#N/A	kPa	c' (kPa)	5	$N_c = 20,7$	$N_q = 10,7$	$N_\gamma = 9,0$		ϕ' (°)	25	$s_c = 1,1$	$s_q = 1,1$	$s_\gamma = 0,9$	$q_{us} = 182$ kPa	γ (kN/m ³)	18						
	c_u (kPa)	#N/A	$s_c = 1,0$	$q_{us} =$	#N/A	kPa																					
	c' (kPa)	5	$N_c = 20,7$	$N_q = 10,7$	$N_\gamma = 9,0$																						
	ϕ' (°)	25	$s_c = 1,1$	$s_q = 1,1$	$s_\gamma = 0,9$	$q_{us} = 182$ kPa																					
γ (kN/m ³)	18																										
OU	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>p^*_{1e} (MPa)</td> <td>0,5</td> <td>$k_p = 0,8$</td> <td>$q_{us} = 400$ kPa</td> </tr> <tr> <td>terrain</td> <td>autres</td> <td>(choisir dans la liste)</td> <td></td> </tr> </table>	p^*_{1e} (MPa)	0,5	$k_p = 0,8$	$q_{us} = 400$ kPa	terrain	autres	(choisir dans la liste)																			
	p^*_{1e} (MPa)	0,5	$k_p = 0,8$	$q_{us} = 400$ kPa																							
terrain	autres	(choisir dans la liste)																									
OU	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>q_{ce} (MPa)</td> <td>#N/A</td> <td>$k_c = 0,09$</td> <td>$q_{us} =$</td> <td>#N/A</td> <td>kPa</td> </tr> <tr> <td>terrain</td> <td>sables et graves</td> <td>(choisir dans la liste)</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </table>	q_{ce} (MPa)	#N/A	$k_c = 0,09$	$q_{us} =$	#N/A	kPa	terrain	sables et graves	(choisir dans la liste)																	
	q_{ce} (MPa)	#N/A	$k_c = 0,09$	$q_{us} =$	#N/A	kPa																					
terrain	sables et graves	(choisir dans la liste)																									
valeur retenue par l'utilisateur $q_{us} = 200$ kPa																											
<u>Document de référence</u> : Recommandations du SOFFONS pour les plateformes de travail des engins de fondations spéciales (2022)																											
onglet suivant																											

	CONCEPTION COUCHE DE RENFORCEMENT	Version 2022								
Affaire : Arabaux Date : 27/02/2026 Utilisateur : Prédimensionnement										
Légende <table border="1" style="display: inline-table; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="background-color: #ffffcc;">donnée</td> <td>Case à renseigner par utilisateur</td> </tr> <tr> <td style="background-color: #d3d3d3;">oui</td> <td>Résultat final</td> </tr> </table>		donnée	Case à renseigner par utilisateur	oui	Résultat final					
donnée	Case à renseigner par utilisateur									
oui	Résultat final									
2. Résistance au poinçonnement de la couche de renforcement q_{ur} géométrie 1 chenille : largeur $b = 0,9$ m longueur $d = 4,0$ m d'où $s_p = 1,223$ Couche de renforcement : <table style="width: 100%;"> <tr> <td>$h = 0,4$ m</td> <td>$d'où \quad c_u = 0$ kPa</td> </tr> <tr> <td>$c' = 0$ kPa</td> <td>$d'où \quad K_p \tan \delta = 10$</td> </tr> <tr> <td>$\phi' = 45$ °</td> <td></td> </tr> <tr> <td>$\gamma_p = 20$ kPa</td> <td></td> </tr> </table> alors $(\gamma_p h^2 / b) \cdot s_p \cdot K_p \tan \delta = 43$ kPa $(2 h / b) \cdot s_p \cdot c_a = 0$ kPa d'où $q_{ur} = 43$ kPa			$h = 0,4$ m	$d'où \quad c_u = 0$ kPa	$c' = 0$ kPa	$d'où \quad K_p \tan \delta = 10$	$\phi' = 45$ °		$\gamma_p = 20$ kPa	
$h = 0,4$ m	$d'où \quad c_u = 0$ kPa									
$c' = 0$ kPa	$d'où \quad K_p \tan \delta = 10$									
$\phi' = 45$ °										
$\gamma_p = 20$ kPa										
										
<u>Document de référence</u> : Recommandations du SOFFONS pour les plateformes de travail des engins de fondations spéciales (2022)										
onglet précédent onglet suivant										

 SOFFONS	CONCEPTION COUCHE DE RENFORCEMENT	Version 2022				
Affaire : Arabaux Date : 27/02/2026 Utilisateur : Prédimensionnement	Légende <table border="1" style="border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="background-color: #ffffcc; padding: 2px 5px;">donnée</td> <td style="padding: 2px 5px;">Case à renseigner par utilisateur</td> </tr> <tr> <td style="padding: 2px 5px;">oui</td> <td style="padding: 2px 5px;">Résultat final</td> </tr> </table> 3. Résistance du géosynthétique σ_G géométrie 1 chenille : largeur b = 0,9 m Géosynthétique résistance à la traction T_G = 60 kN/ml d'où σ_G = 67 kPa 		donnée	Case à renseigner par utilisateur	oui	Résultat final
donnée	Case à renseigner par utilisateur					
oui	Résultat final					
<i>Rappel, si le géosynthétique présente deux résistances à la traction (selon le sens de pose), la valeur la plus basse est recommandée.</i> <u>Document de référence</u> : Recommandations du SOFFONS pour les plateformes de travail des engins de fondations spéciales (2022)						
onglet précédent onglet final						


SOFFONS

CONCEPTION COUCHE DE RENFORCEMENT

Version 2022

Affaire : Arabaux
Date : 27/02/2026
Utilisateur : Prédimensionnement

Légende

donnée	Cas à renseigner par utilisateur
oui	Résultat final

Contrainte ultime q_u

La couche de renforcement est conçue en épaisseur et qualité à partir de trois termes :

- la résistance du sol support (q_{us}),
- la résistance au cisaillement dans la couche de renforcement (q_{uf}),
- la contrainte ultime de cisaillement dans un géosynthétique de renforcement placé à la base de la couche de renforcement (σ_G).

La contrainte ultime q_u est la somme des trois composantes :

$$q_u = q_{us} + q_{uf} + \sigma_G$$

soit $q_u = 310 \text{ kPa}$

Vérifications

Catégorie couche de renforcement d'angle de frottement interne élevé et connu (choisir dans la liste)

- cas de charge A : machine immobile, en déplacement (poids équilibré), ou au travail sans pouvoir intervenir sur la stabilité (par exemple lors d'une manutention).

Pression équivalente $q_A = 152,777778 \text{ kPa}$

Coefficient de sécurité $F_{SA} = 1,75$ d'où $q_A \cdot F_{SA} = 267,36 \text{ kPa}$ **< q_u la couche de renforcement convient**

- cas de charge B : situation de traction sur le treuil de levage avec possibilité de réduire ou relâcher la traction (cas forage à la benne preneuse ou au Kelly), ou lors du forage/extraction avec une poussée (cas des machines de pieux avec train de forage rigide).

Pression équivalente $q_B = 229,166667 \text{ kPa}$

Coefficient de sécurité $F_{SB} = 1,35$ d'où $q_B \cdot F_{SB} = 309,38 \text{ kPa}$ **< q_u la couche de renforcement convient**

[onglet précédent](#)

Document de référence : Recommandations du SOFFONS pour les plateformes de travail des engins de fondations spéciales (2022)

Annexe 7 Prédimensionnement du mur en enrochements

DIRSO - Stabilisation du talus d'Arboux
Prédimensionnement du mur en enrochement
h=3,50 m - Talus raidi

Géométrie		Tracé	
Hauteur	h ₁ = 3,5 m	Pt	X Y
Largeur à la base enrochement	b = 1,4 m	A	0,00 0,00
Largeur à la base remblai	b' = 0,5 m	B	1,40 0,00
Pente parement aval	H/V = 0,25 (°)	E	2,28 3,50
		D	0,88 3,50
Pente parement aval	λ = 76,0 (°)	A	0,00 0,00
Pente parement amont	η ₁ = 76,0 (°)	B	1,40 0,00
Pente terrassement	η ₂ = 64,7 (°)	C	1,90 0,00
Pente talus arrière	β = 12,5 (°)	F	3,70 3,82
Hauteur h ₂	h ₂ = 3,82 m	E	2,28 3,50
		B	1,40 0,00
		g	1,14 1,75
		g ₁	2,42 2,10
		G	1,61 1,88
		H ₁	1,69 1,27
		H ₂	2,50 1,27
		K ₁	1,00 0,00
		K ₂	1,32 0,00
		DE (m)	1,40
		S (m ²)	4,9
		S(ABEDA) =	3,3
		S(BCFEB) =	3,3
		W (kN/m)	115,2
		w =	66,3
		W ₁ =	181,4
		W ₂ =	181,4
		μ =	0,5
		ρ _s =	500 kPa
		k _p =	0,8
		q ₀ = k _p ρ _s =	400 kPa

Justification enrochement sous poussée du sol

Pt	X	Y
G	1,61	1,88
H ₂	2,50	1,27
K ₂	1,32	0
η =	64,7	(°)
φ =	25,0	0,44
δ =	16,7	0,29
K _s =	0,25	
γ =	20 kN/m ³	
h ₂ =	3,82 m	
F ₂ =	36,1 kN/m	
W =	181,4 kN/m	
δ ₁ =	11,4	(°)
i ₂ =	0,76	
e =	-0,37	m
q _{act} =	152	kPa
FS	FS objectif	
F ₂ /F _{act} =	2,47	2,0
N ₂ /N _m =	4,95	2,0
q ₀ /q _{act} =	2,00	2,0

Justification enrochement sous poussée du remblai

Pt	X	Y
g	1,14	1,75
H ₁	1,69	1,17
K ₁	1,00	0,00
η =	76,0	(°)
φ =	40,0	0,70
δ =	25,7	0,47
K _s =	0,13	
γ =	20 kN/m ³	
h ₁ =	3,5 m	
F ₁ =	16,0 kN/m	
W =	115,2 kN/m	
δ ₁ =	7,5	(°)
i ₁ =	0,84	
e =	-0,30	m
q _{act} =	148	kPa
FS	FS objectif	
F ₁ /F _{act} =	3,80	2,0
N ₁ /N _m =	10,66	2,0
q ₀ /q _{act} =	2,26	2,0

Inclinaison de la réaction sous la fondation

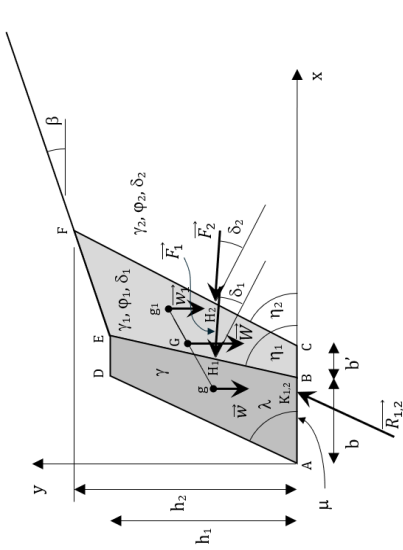
Coefficient minorateur

Excentricité

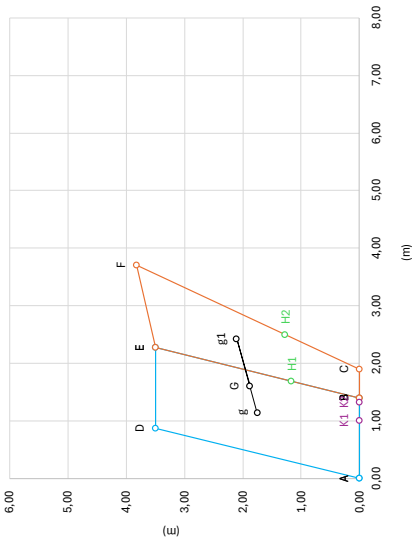
Glissement

Basculement

Portance



Enrochement et remblai



—○— Enrochement —○— Remblai —○— Cdtg —○— Application des poussées —○— Application des réactions

DIRSO - Stabilisation du talus d'Arabaux
Prédimensionnement du mur en enrochement
h=3,50 m - Talus couché

Géométrie

Hauteur
Largeur à la base enrochement
Largeur à la base remblai
Pente parament aval

Pente parament aval

Pente parament amont

Pente terrassement

Pente talus arrière

Hauteur h₂

Enrochement

Poids volumique

Matériau de drainage arrière

Poids volumique

Angle de frottement interne

Frottement interface

Sol à soutenir

Poids volumique

Angle de frottement interne

Frottement interface

Sol de fondation

Coefficient de frottement base

Pression limite

Facteur de portance

Contrainte ultime

h ₁ =	3,5	m
b =	1,4	m
b' =	0,5	m
H/V =	0,25	(°)
λ =	76,0	1,33
η ₁ =	75,0	1,33
η ₂ =	45,0	0,79
β =	12,5	0,22
h ₂ =	4,39	m
γ =	22,5	kN/m ³
γ ₁ =	20	kN/m ³
γ ₂ =	40	kN/m ³
δ ₁ =	26,7	0,47
δ ₂ =	20	0,44
μ =	0,5	
ρ _k =	500	kPa
k _p =	0,8	
q _{ult} = k _p ρ _k =	400	kPa

DE (m) = 1,40

S (m²)

S(ABEDA) = 4,9

S(BCFEB) = 7,7

W (kN/m)

w = 115,2

w₁ = 154,8

W = 269,9

W (kN/m)

w = 115,2

w₁ = 154,8

W = 269,9

Justification enrochement sous poussée du sol

Pt	X	Y
G	2,38	2,16
H ₂	3,36	1,46
K ₂	2,24	0

η = 45,0 (rad)

φ = 25,0 0,44

δ = 16,7 0,29

K_s = 0,11

γ = 20 kN/m³

h₂ = 4,39 m

F₂ = 21,3 kN/m

W = 269,9 kN/m

δ₁ = 4,1 (rad)

i₂ = 0,91

e = -1,29 m

q_{act} = -386 kPa

FS

FS objectif

F/F_{act} = 6,92 2,0 Ok

N₁/M₁ = 10,45 2,0 Ok

q₁/q_{act} = -0,94 2,0 Nok

Justification enrochement sous poussée du remblai

Pt	X	Y
g	1,14	1,75
H ₁	1,69	1,17
K ₁	1,00	0,00

η = 76,0 (rad)

φ = 40,0 0,70

δ = 25,7 0,47

K_s = 0,13

γ = 20 kN/m³

h₁ = 3,5 m

F₁ = 16,0 kN/m

W = 115,2 kN/m

δ₁ = 7,5 (rad)

i₁ = 0,84

e = -0,30 m

q_{act} = 148 kPa

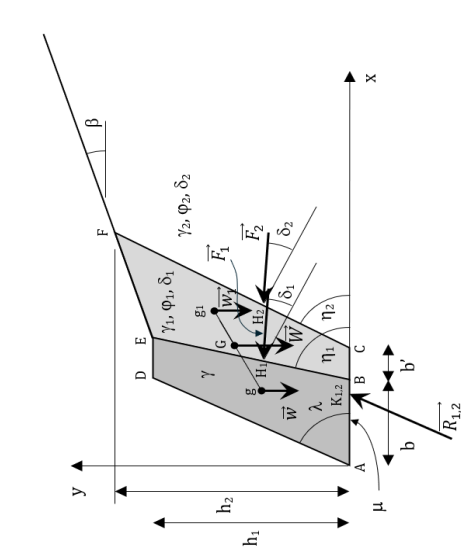
FS

FS objectif

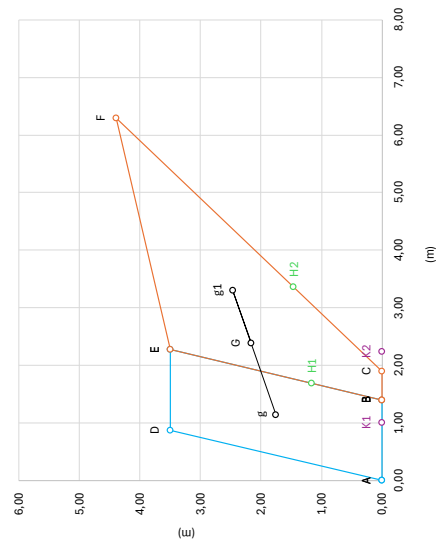
F/F_{act} = 3,80 2,0 Ok

N₁/M₁ = 10,66 2,0 Ok

q₁/q_{act} = 2,26 2,0 Ok

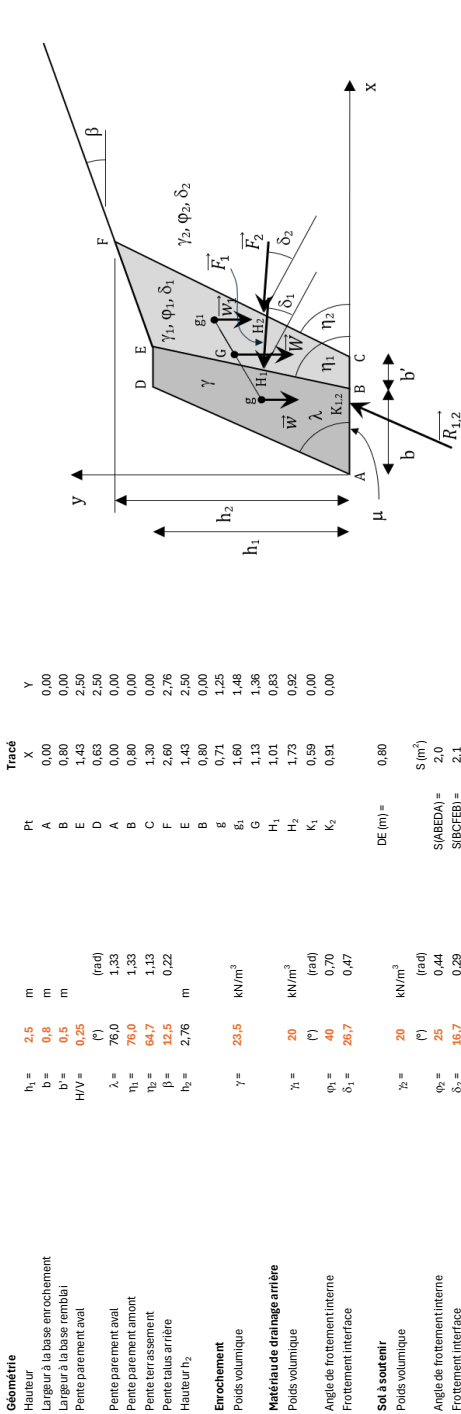


Enrochement et remblai

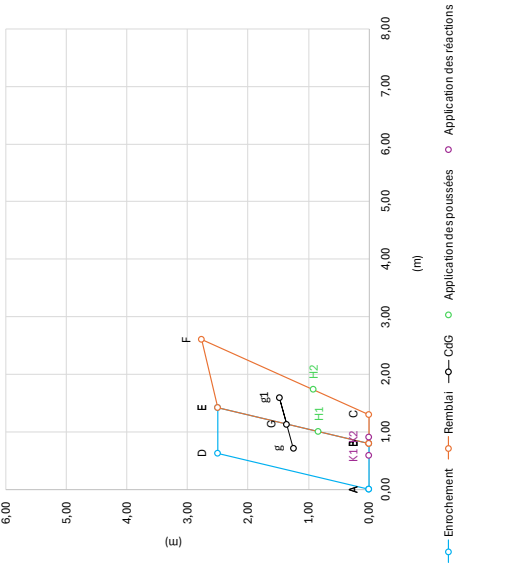


Enrochement — Remblai — Cdg — Application des poussées — Application des réactions

DIRSO - Stabilisation du talus d'Arabaux
Prédimensionnement du mur en enrochement
h = 2,50 m - Talus raidi



Enrochement et remblai



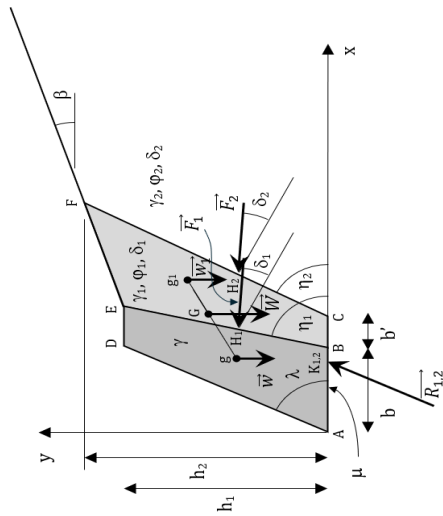
Justification enrochement sous poussée du sol

Pt	X	Y
G	1,13	1,36
H ₂	1,73	0,92
K ₂	0,91	0
η ₁	64,7	(rad)
φ ₁	25,0	0,44
δ ₁	16,7	0,29
K ₂	0,25	
γ ₂	20	kN/m ³
h ₂	2,76	m
F ₂	18,9	kN/m
W	88,7	kN/m
δ ₁	12,3	(rad)
η ₂	75	0,224
e	-0,26	m
q _{ult}	109	kPa
FS	FS objectif	
F ₂ /F _u	2,30	2,0
N ₂ /M _u	4,53	2,0
q _u /q _{ult}	2,73	2,0

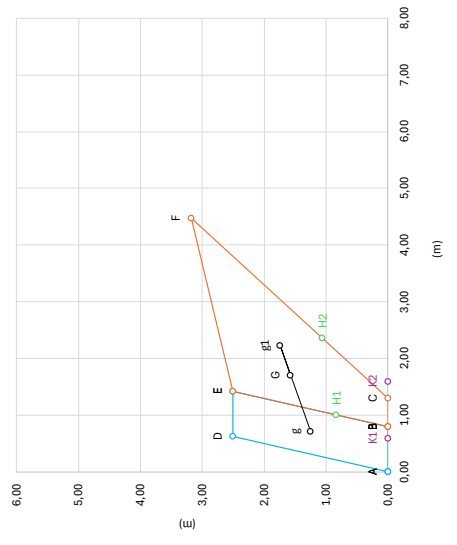
Justification enrochement sous poussée du remblai

Pt	X	Y
g	0,71	1,25
H ₁	1,01	0,83
K ₁	0,59	0,00
η ₁	76,0	(rad)
φ ₁	40,0	1,33
δ ₁	26,7	0,47
K ₁	0,13	
γ ₁	20	kN/m ³
h ₁	2,5	m
F ₁	8,2	kN/m
W	47,0	kN/m
δ ₁	9,3	(rad)
η ₂	0,80	0,162
e	-0,19	m
q _{ult}	115	kPa
FS	FS objectif	
F ₂ /F _u	3,07	2,0
N ₂ /M _u	6,88	2,0
q _u /q _{ult}	2,81	2,0

DIRSO - Stabilisation du talus d'Arbaux
Prédimensionnement du mur en enrochement
h = 2,50 m - Talus couché

[illegible]

Enrochement et remblai



—●— Enrochement —○— Remblai —○— CdG ○ Application des poussées ○ Application des réactions

[illegible]