

Vous aider à construire l'avenir

INGENIERIE EUROPE

GRUPE



GINGER CEBTP

MARS 2012

Dossier : NRE2.C.045

DIRECTION REGIONALE NORD

Agence de REIMS

27 A, rue des Blancs-Monts

51350 CORMONTREUIL

Téléphone : 03 26 87 86 00

Télécopie : 03 26 87 86 01

Email : cebtp.reims@gingergroupe.com

DIAGNOSTIC GEOTECHNIQUE (G5)

C.C.I. DE L'OISE

Diagnostic de 3 quais

NOGENT SUR OISE (60)

Dossier : NRE2.C.045		Réf. rapport : NRE2.C.045		Contrat : NRE2.C.0011			
Indice	Date	Chargé d'affaire	Visa	Vérifié par	Visa	Contenu	Observations
1	05/03/12	P. GUERIN		E. GARNIER		26 pages 4 annexes	
2							

SOMMAIRE

1	PLAN DE SITUATION.....	4
1.1	Extrait de carte IGN	4
2	CONTEXTE DE L'ETUDE	5
2.1	Données générales	5
2.1.1	Généralités.....	5
2.1.2	Documents communiqués et utilisés.....	5
2.2	Contexte géologique	5
2.3	Caractéristiques du projet	6
2.4	Mission GINGER CEBTP	6
3	HYPOTHÈSES DE CALCUL	7
3.1	Caractéristiques des palplanches	7
3.2	Caractéristiques géotechniques	7
3.3	Principe de vérification de la stabilité des quais existants	11
3.4	Principe de dimensionnement du nouveau quai (n°3)	11
4	CALCULS ET RESULTATS	13
4.1	Quai n°1.....	13
4.1.1	Efforts maximaux admissibles par l'ancrage (tirants et murets)	13
4.1.2	Efforts repris par les tirants : état actuel du quai	14
4.1.3	Efforts repris par les tirants : application d'une charge.....	15
4.1.4	Vérification de la stabilité au renversement et de la résistance à la flexion des palplanches 17	
4.1.5	Tassements sous la grue	18
4.2	Quai n°2.....	18
4.2.1	Efforts maximaux admissibles par l'ancrage (tirants et murets)	18
4.2.2	Efforts repris par les tirants : état actuel du quai	19
4.2.3	Efforts repris par les tirants : application d'une charge.....	20
4.2.4	Vérification de la stabilité au renversement et de la résistance à la flexion des palplanches 21	
4.2.5	Tassements sous la grue	21

4.3	Quai n°3.....	21
4.3.1	<i>Efforts repris par les tirants : état actuel du quai</i>	<i>21</i>
4.3.2	<i>Dimensionnement des tirants et murets d'ancrage</i>	<i>23</i>
4.3.3	<i>Vérification de la stabilité au renversement et de la résistance à la flexion des palplanches</i>	<i>24</i>
4.3.4	<i>Tassements sous la grue</i>	<i>25</i>
5	OBSERVATIONS MAJEURES	26

ANNEXE 1 – NOTES GENERALES SUR LES MISSIONS GEOTECHNIQUES

ANNEXE 2 – MODELISATION QUAI N° 1

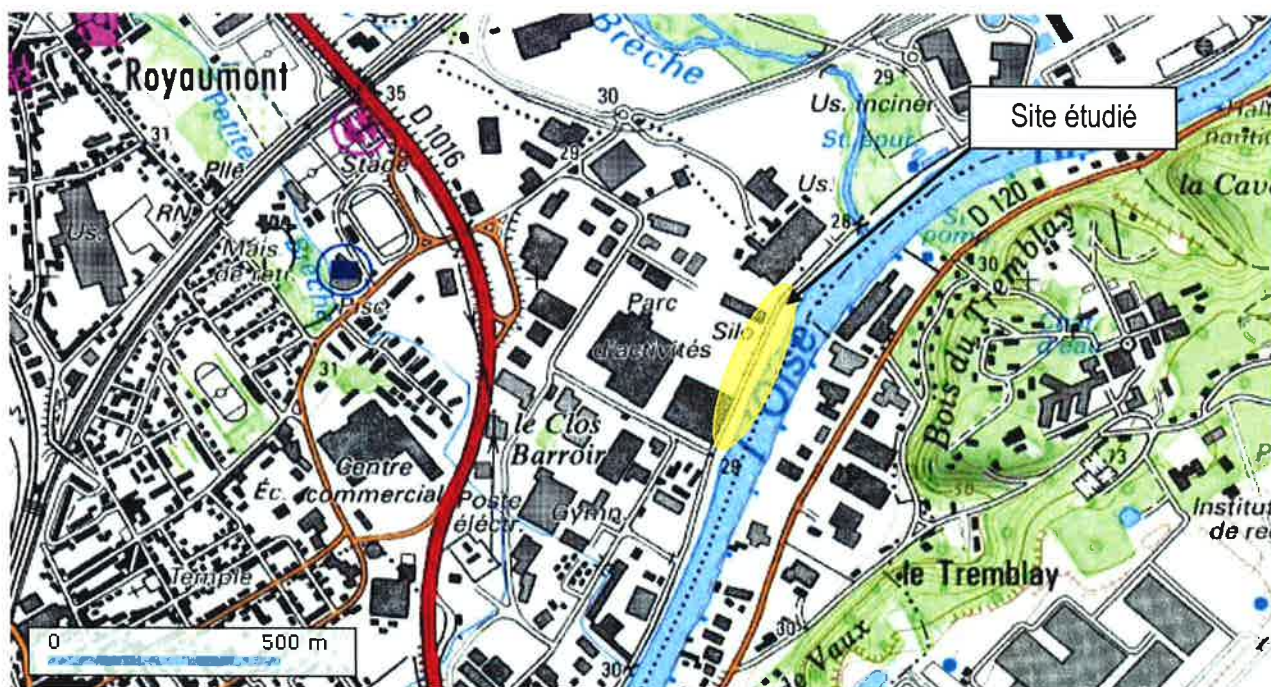
ANNEXE 3 – MODELISATION QUAI N° 2

ANNEXE 4 – MODELISATION QUAI N° 3

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

1 PLAN DE SITUATION

1.1 Extrait de carte IGN



Source : Géoportail

2 CONTEXTE DE L'ETUDE

2.1 Données générales

2.1.1 Généralités

Nom de l'opération : Diagnostic de 3 quais

Adresse : Quai d'Amont

Commune : NOGENT SUR OISE (60)

Demandeur de la mission et client : C.C.I. de l'Oise

2.1.2 Documents communiqués et utilisés

Document	Origine / référence	Date
Rapport d'investigations géotechniques	GINGER CEBTP AMIENS Rapport : NAM2.B.915	31/01/12
Caractéristiques de la grue	DUFOUR Transports et Manutentions SA	-
Plans d'exécution des rideaux de palplanches	CITRA France	1973 pour le quai n° 1 1975/1976 pour le quai n° 2

2.2 Contexte géologique

Le site est constitué des formations suivantes de haut en bas :

- plateforme en enrobés avec sa structure,
- remblai d'aménagements des quais,
- alluvions argilo-sableuses très peu compactes,
- complexes sablo-graveleux très compacts,
- sable plus ou moins argileux très compacts.

La nappe se situe à peu près au niveau de la rivière, c'est-à-dire entre 2 et 3 m de profondeur par rapport au niveau des quais.

2.3 Caractéristiques du projet

Le projet consiste en la mise en place de grues mobiles sur les quais n° 1 et n° 2. Ces grues induiront une pression maximale au sol de 9t/m^2 sur des plaques de répartition de 2.35×3.0 m d'après le document technique relatif aux grues. Cette pression maximale pourra être réduite à 6t/m^2 .

Les quais ont été réalisés par la mise en place d'un rideau de palplanches de type SL5, ancrées à une profondeur proche de 12.5 m pour le quai n° 1 et de 11.8 m pour le quai n° 2. Ces palplanches sont reliées aux murets d'ancrage (hauteur des murets 2.1m) par une ligne de tirants située à une profondeur de 2 m par rapport à la tête du rideau avec ponctuellement un tirant supplémentaire. Les tirants sont posés tous les 3.6 m et ont une longueur de 13.35 m pour le quai n° 1 et de 14.85 m pour le quai n° 2.

L'espace libre entre les deux quais est actuellement occupé par une plateforme sans accès direct à la berge (présence d'une végétation fournie). Il est prévu d'aménager cette zone pour créer un nouveau quai (n° 3) qui reliera les deux autres.

2.4 Mission GINGER CEBTP

La mission de GINGER CEBTP est conforme au contrat n° NAM2.B.0566

Il s'agit d'une mission d'ingénierie géotechnique (G5) selon la norme AFNOR NF P 94-500 de décembre 2006 sur les missions d'ingénierie géotechnique.

La mission comprend, conformément au contrat, les prestations suivantes :

- modélisation des quais pour étudier la stabilité du rideau de palplanches,
- évaluation des tassements sous la grue,
- fourniture des préconisations pour aménager et éventuellement renforcer le site.

3 HYPOTHÈSES DE CALCUL

3.1 Caractéristiques des palplanches

Les palplanches constituant les rideaux existants sont de type LARSEN SL5. Nous avons trouvé dans la littérature les caractéristiques suivantes pour ce type de palplanche :

Type	Inertie I (cm ⁴ /ml)	Produit d'inertie EI (kN.m ²)	σ_e (MPa)
SL5	14700	30870	220

Les palplanches étant en place depuis environ 38 ans en moyenne, il est nécessaire de prendre en compte une épaisseur corrodée qui va réduire les caractéristiques mécaniques du rideau.

Pour des palplanches en contact avec de l'eau douce, les recommandations d'ARCELOR sont de prendre une corrosion de 0.03 mm/an ce qui nous donne une épaisseur de corrosion totale après 38 ans de 1.1 mm. Nous retiendrons une corrosion de 2 mm pour s'assurer que les rideaux résisteront encore 25 ans de plus.

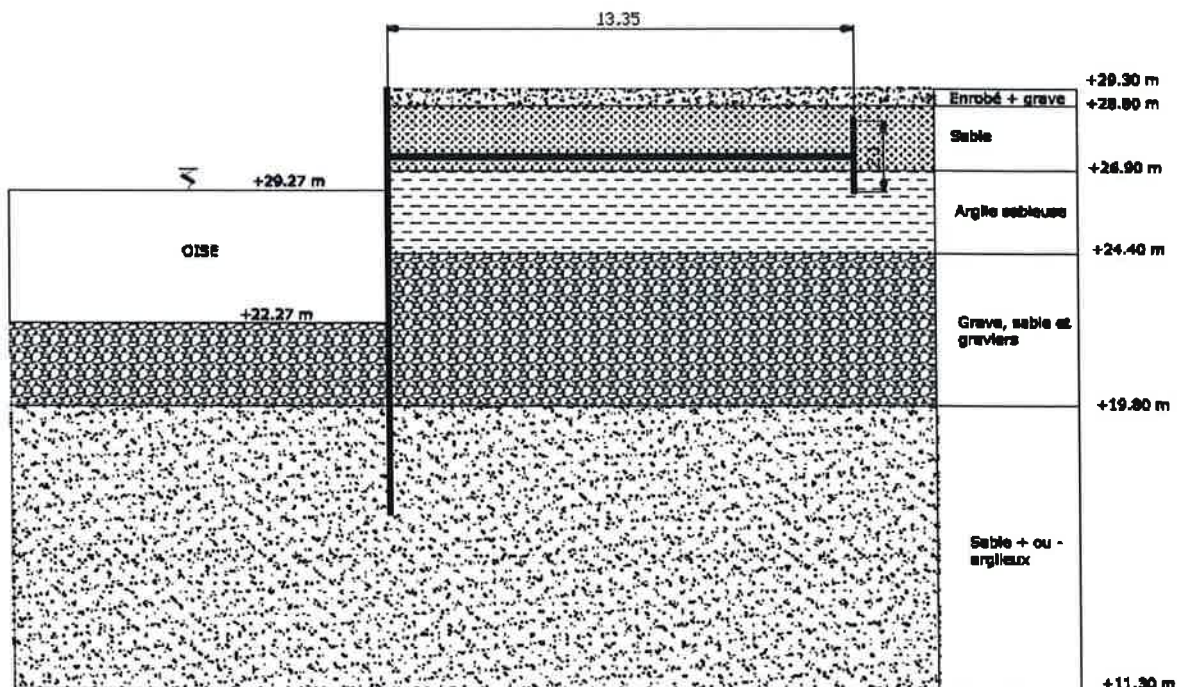
N'ayant pas la section du type de palplanche présentes sur le site, nous avons regardé dans la base de données du logiciel K-REA de combien était réduite l'inertie pour une corrosion de 2 mm pour des palplanches présentant des caractéristiques mécaniques proches de celles du rideau existant. Nous en avons déduit que les caractéristiques corrodées à prendre en compte sont les suivantes :

Type	Inertie I (cm ⁴ /ml)	Produit d'inertie EI (kN.m ²)
SL5	11500	24150

3.2 Caractéristiques géotechniques

Pour chaque quai nous avons réalisé une coupe géotechnique moyenne afin d'effectuer les calculs de stabilité, ces coupes sont basées sur les sondages les plus défavorables pour aller dans le sens sécurité en raison du manque d'informations sur les caractéristiques mécaniques des tirants.

Quai n° 1 :



Nature du sol	Base de la couche (m)	pl (MPa)	Em (MPa)	α	γ_h^* (kN/m ³)	$\gamma_{déjaugé}^*$ (kN/m ³)	c* (kPa)	ϕ^* (°)	Kh (MN/m ³)
Plateforme	+28.8	-	-	-	21	11	0	34	220
Sable 1	+27.55	1.6	17	1/3	20	10	10	30	132
Sable 2	+26.9	1.0	10	1/3	20	10	8	30	65
Argile sableuse	+24.4	0.6	4.5	1/2	20	10	0	15	13
Grave et sable 1	+22.3	3.3	40	1/3	21	11	100	40	415
Grave et sable 2	+19.8	2.2	23	1/3	21	11	100	40	198
Sable argileux 1	+15.3	4.2	55	1/2	22	12	100	40	364
Sable argileux 2	/	4.2	250	1/2	22	12	100	40	2745

* : caractéristiques estimées

Légende :

Em : module pressiométrique

pl : pression limite

γ_h : poids volumique

c : cohésion

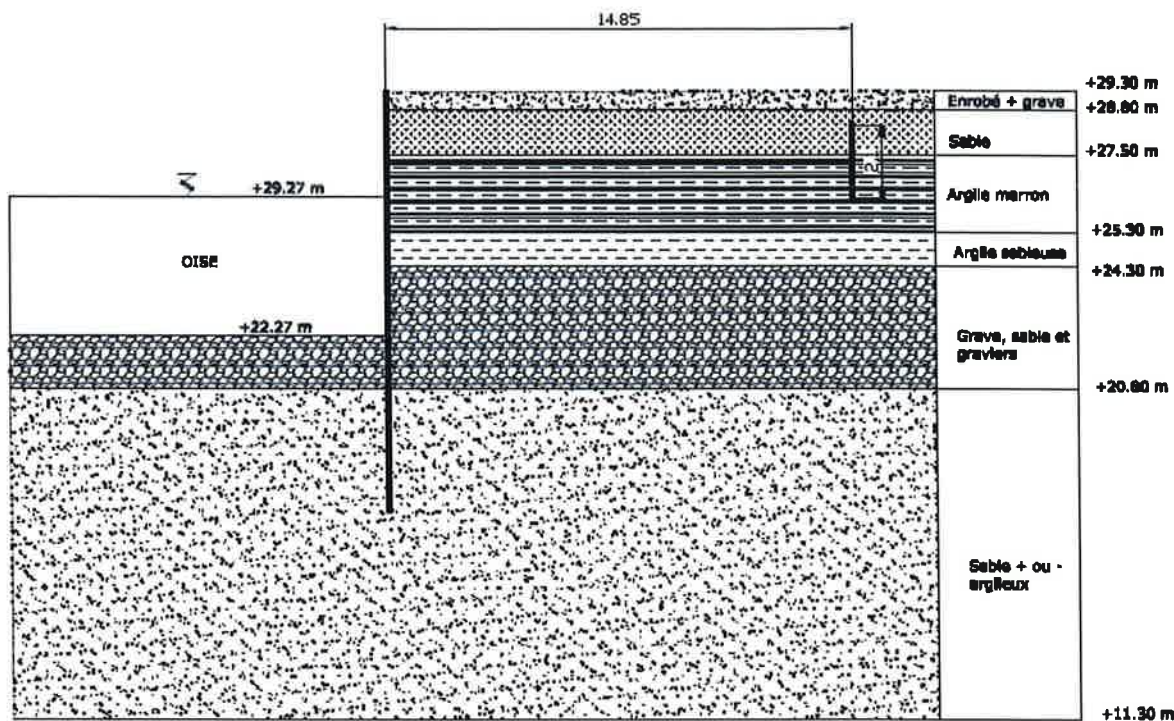
kh : coefficient de réaction horizontal calculé par la méthode de Miss conformément à l'Eurocode 7 – Norme NFP 94-282 (Mars 2009) Annexe F

ϕ : angle de frottement

α : coefficient rhéologique du sol

$\gamma_{déjaugé}$: poids volumique déjaugé

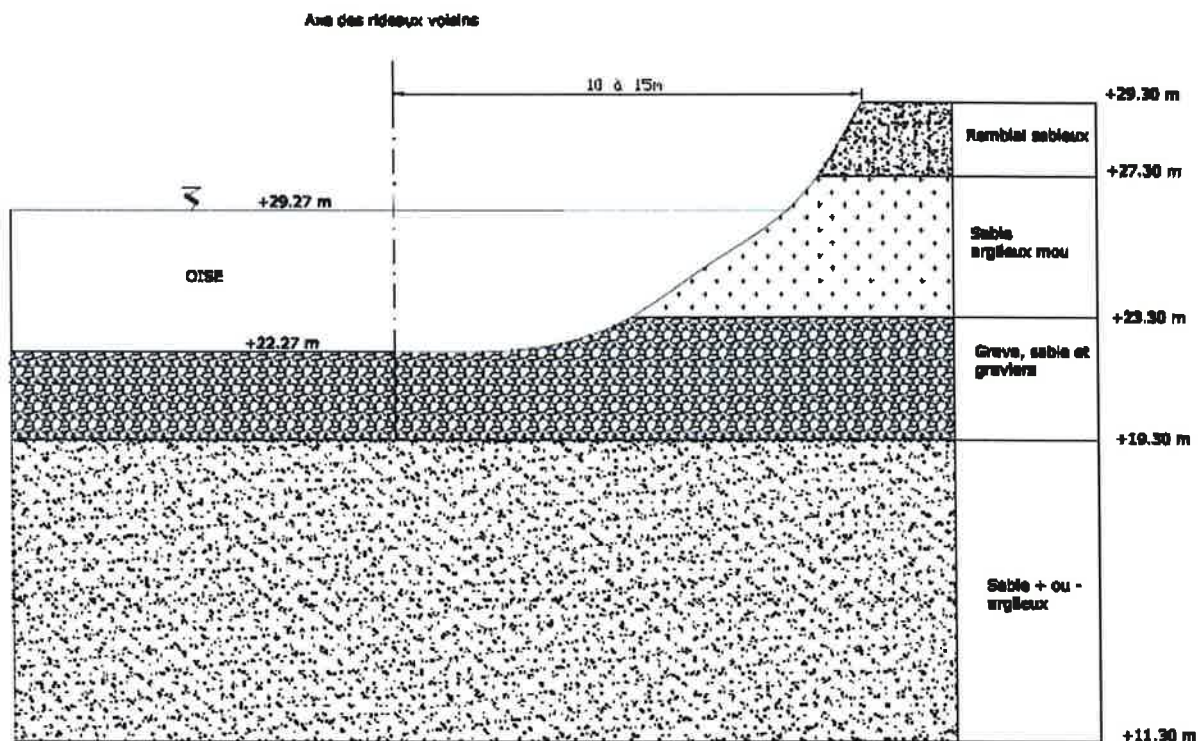
Quai n° 2 :



Nature du sol	Base de la couche (m)	pl (MPa)	Em (MPa)	α	γ_h^* (kN/m ³)	$\gamma_{déjaugé}^*$ (kN/m ³)	c* (kPa)	ϕ^* (°)	Kh (MN/m ³)
Plateforme	+28.8	-	-	-	21	11	0	34	220
Sable	+27.5	0.3	3	1/3	20	10	0	28	13
Argile marron	+25.3	0.4	4	2/3	20	10	0	15	7.5
Argile sableuse	+24.3	0.4	4	2/3	20	10	0	15	7.5
Grave et sable 1	+22.3	3.4	30	1/3	21	11	100	40	282
Grave et sable 2	+20.8	2.0	23	1/3	21	11	100	40	198
Sable argileux 1	+14.8	4.0	50	1/2	22	12	100	40	321
Sable argileux 2	/	4.2	280	1/2	22	12	100	40	3194

* : caractéristiques estimées

Quai n° 3 :



Cette coupe schématique est une estimation car nous n'avons pas d'information sur la batimétrie.

Nature du sol	Base de la couche (m)	pl (MPa)	Em (MPa)	α	γ_h^* (kN/m ³)	$\gamma_{déjaugé}^*$ (kN/m ³)	c* (kPa)	ϕ^* (°)	Kh (MN/m ³)
Remblai sableux 1	+28.3	1.0*	10*	1/2*	20	10	0	30	33
Remblai sableux 2	+27.3	0.3	3	1/2	20	10	0	30	6
Sable argileux mou	+23.3	0.3	3	1/2	20	10	0	28	6
Grave et sable	+19.3	3.3	40	1/3	21	11	100	40	174
Sable argileux 1	+12.3	3.0	55	1/3	22	12	100	40	281
Sable argileux 2	/	4.2	250	1/2	22	12	100	40	3620

* : caractéristiques estimées

Le coefficient de réaction horizontal est calculé pour un rideau de palplanches de type PU12 avec une épaisseur sacrifiée pour la corrosion de 2mm :

Type	Inertie (cm ⁴ /ml)	Produit d'inertie EI (kN.m ²)	σ_e (MPa)
PU12	17190	36099	240

3.3 Principe de vérification de la stabilité des quais existants

Pour vérifier la stabilité des deux quais existants, nous avons procédé de la manière suivante :

- détermination des efforts maximaux admissibles par les tirants, vérification interne (résistance à la traction de l'acier constituant les tirants) et externe (butée mobilisable par les murets d'ancrage),
- détermination des efforts repris par les tirants dans l'état actuel des quais,
- détermination des efforts supplémentaires induits par la mise en place d'une grue sur les quais,
- comparaison aux valeurs admissibles et fourniture des préconisations éventuelles,
- vérification de la stabilité du rideau au renversement à l'aide du logiciel K-REA et de la stabilité interne des palplanches,
- détermination des tassements induits par la mise en place d'une grue sur les quais.

Remarque : les calculs seront réalisés sur la coupe courante (1 ligne de tirant) qui est la configuration la plus défavorable.

3.4 Principe de dimensionnement du nouveau quai (n°3)

Le quai n° 3 a une berge en talus végétalisé qui présente un recul de 10 à 15 m par rapport à l'axe des rideaux de palplanches des quais n° 1 et n° 2. La solution que nous avons envisagée est basée sur ce qui est déjà fait sur les quais n° 1 et n° 2 :

- battre un rideau de palplanches qui sera aligné sur les rideaux voisins ce qui implique la mise en place de matériaux en remblai derrière le rideau avec une purge des matériaux déconsolidés. Une ligne de tirant d'ancrage sera mise en place à une cote proche de la cote d'ancrage des tirants actuels, un muret d'ancrage sera mis en place.

Pour l'exemple de dimensionnement, le principe suivant sera appliqué :

- détermination des efforts à reprendre par les tirants dans l'hypothèse de la mise en place d'une grue (cas le plus défavorable),
- détermination des dimensions minimales des tirants et des murets d'ancrage.
- vérification de la stabilité du rideau au renversement à l'aide du logiciel K-REA et de la stabilité interne des palplanches.
- détermination des tassements induits par la mise en place d'une grue sur le quai.

4 CALCULS ET RESULTATS

4.1 Quai n°1

4.1.1 Efforts maximaux admissibles par l'ancrage (tirants et murets)

Tirant :

Les tirants en place ont un diamètre de 60 mm et sont placés directement dans le remblai. Il est donc nécessaire de prendre en compte la corrosion sur les tirants. En considérant un sol moyennement agressif et un dimensionnement pour une durée d'exposition de 75 ans, la corrosion à prendre en compte sera de 0.018 mm/an.

L'épaisseur sacrifiée est donc de 1.35 mm au bout de 75 ans, le diamètre des tirants sera donc de :
 $60 - 2 \times 1.35 = 57.3 \text{ mm}$

La nuance d'acier des tirants n'est pas connue, nous retiendrons donc dans les calculs, la nuance d'acier la moins résistante pour ce type d'ouvrage ($\sigma_e = 220 \text{ MPa}$).

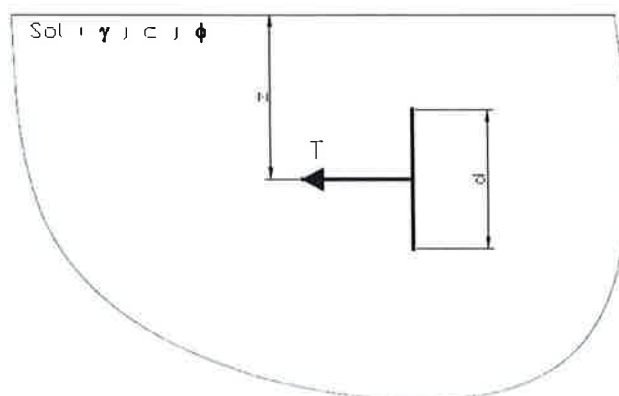
Un coefficient de sécurité de 1.5 est pris sur cette valeur.

Un tirant pourra donc résister à un effort maximal de :

$$F = 220 / 1.5 \times (0.0573^2 \times \pi) / 4 = 378 \text{ kN}$$

Ancrage :

La butée mobilisable par le muret d'ancrage doit être 1.5 fois supérieure à l'effort réel.



Butée mobilisable : $B = k_p \cdot \gamma \cdot z - k_a \cdot \gamma \cdot z$ avec $k_p = \tan^2 (45 + \phi/2)$; $k_a = \tan^2 (45 - \phi/2)$

Effort : $T = B \cdot d$

Application au quai n° 1 :

$\phi = 30^\circ$ sur toute la hauteur du muret d'ancrage

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

$d = 2.1 \text{ m}$

$z = 2.0 \text{ m}$

$T = 224 \text{ kN/ml}$

Effort maximal admissible : $T/1.5 = 149 \text{ kN/ml}$

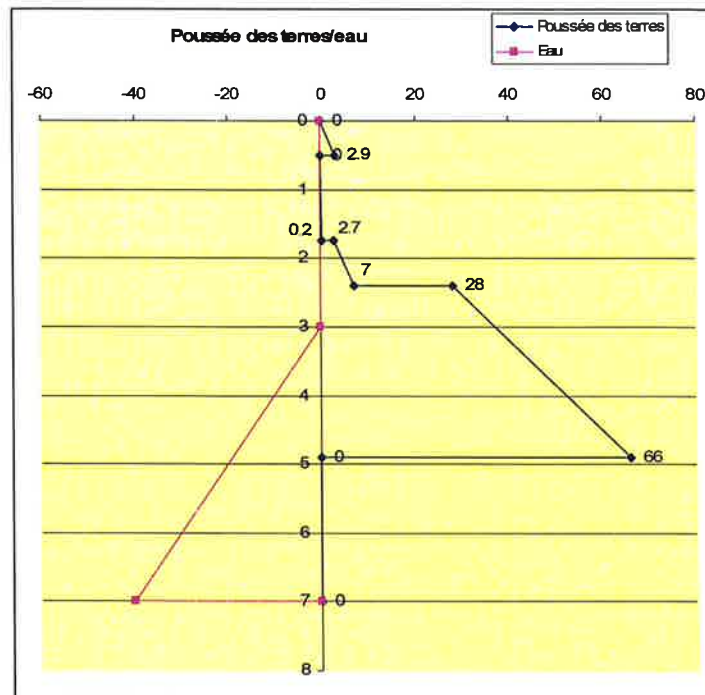
Entraxe des tirants : 3.6 m, chaque tirant est donc susceptible de reprendre **536 kN** avant que la butée ne cède.

En conclusion le paramètre limitant est la résistance à la traction de l'acier, chaque tirant reprendra donc au maximum 378 kN.

4.1.2 Efforts repris par les tirants : état actuel du quai

Pour déterminer les efforts repris par les tirants, nous considérons que le rideau de palplanches est parfaitement encastré à partir de la cote du fond de rivière et que la partie soutenant les terres, est à l'équilibre sous les actions suivantes : poussée des terres, poussée hydrostatique de la rivière et action du tirant.

Le diagramme suivant donne la poussée des terres et de l'eau (en kPa) sur le rideau en fonction de la profondeur pour la hauteur à soutenir :



La résultante de la poussée des terres est de 121 kN/ml et s'applique à la cote +25.30 m.
La résultante de la poussée hydrostatique est de 80 kN/ml et s'applique à la cote +23.60 m.
L'effort sur le tirant s'applique à la cote +27.30 m.

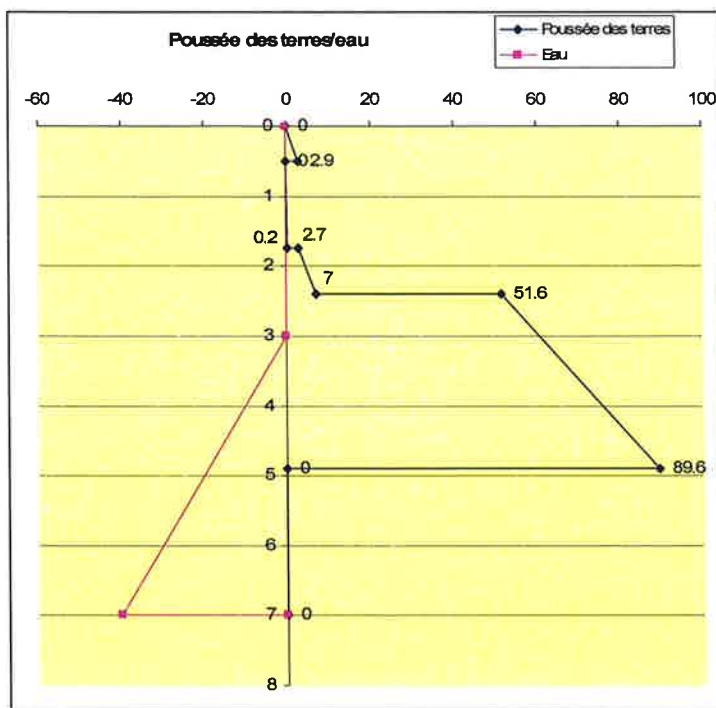
L'équation d'équilibre donne : $F_{\text{tirant}} \cdot (27.3 - 22.27) + F_{\text{eau}} \cdot (23.60 - 22.27) = F_{\text{terre}} \cdot (25.30 - 22.27)$
D'où **$F_{\text{tirant}} = 52 \text{ kN/ml} = 187 \text{ kN/tirant} < 378 \text{ kN}$**

4.1.3 Efforts repris par les tirants : application d'une charge

Le calcul est identique au précédent avec la prise en compte d'une surcharge répartie de 60 ou 90 kPa à partir de 2.4 m du bord du rideau. On considère une diffusion des contraintes à 45°.

Le diagramme suivant donne la poussée des terres et de l'eau (en kPa) sur le rideau en fonction de la profondeur pour la hauteur à soutenir :

pour 60 kPa : la contrainte résiduelle due à la surcharge est de 40 kPa à 2.4 m de profondeur.



La résultante de la poussée des terres est de 180 kN/ml et s'applique à la cote +25.27 m.

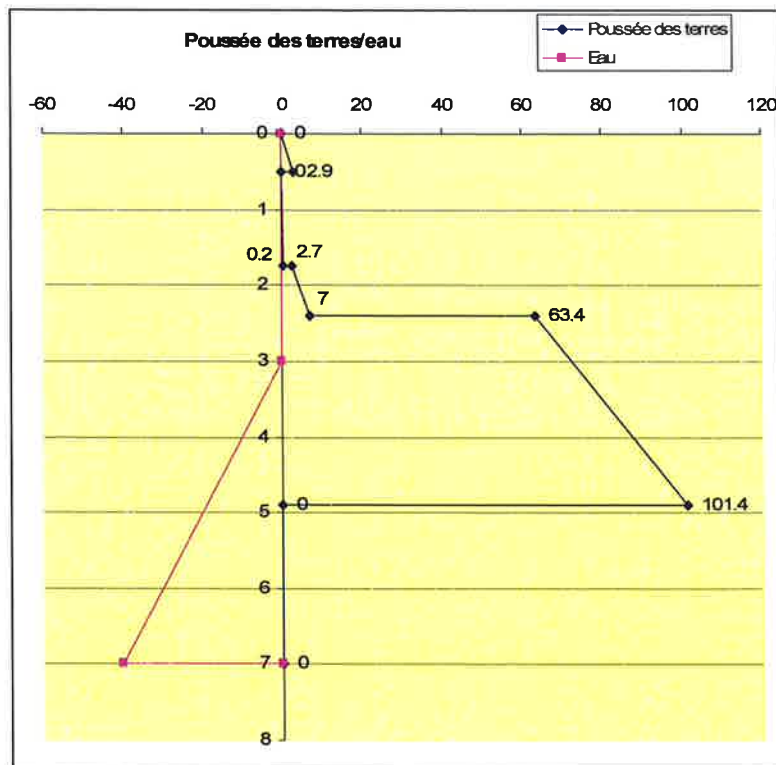
La résultante de la poussée hydrostatique est de 80 kN/ml et s'applique à la cote +23.60 m

L'effort sur le tirant s'applique à la cote +27.30 m.

L'équation d'équilibre donne : $F_{\text{tirant}} * (27.3 - 22.27) + F_{\text{eau}} * (23.60 - 22.27) = F_{\text{terre}} * (25.26 - 22.27)$

D'où **$F_{\text{tirant}} = 86 \text{ kN/ml} = 310 \text{ kN/tirant} < 378 \text{ kN}$**

pour 90 kPa : la contrainte résiduelle due à la surcharge est de 60 kPa à 2.4 m de profondeur.



La résultante de la poussée des terres est de 206 kN/ml et s'applique à la cote +25.26 m.

La résultante de la poussée hydrostatique est de 80 kN/ml et s'applique à la cote +23.60 m

L'effort sur le tirant s'applique à la cote +27.30 m.

L'équation d'équilibre donne : $F_{\text{tirant}} \cdot (27.3 - 22.27) + F_{\text{eau}} \cdot (23.60 - 22.27) = F_{\text{terre}} \cdot (25.26 - 22.27)$

D'où **$F_{\text{tirant}} = 101 \text{ kN/ml} = 364 \text{ kN/tirant} < 378 \text{ kN}$**

En conclusion, on gardera une distance de sécurité minimale de 2.4 m par rapport au rideau de palplanches afin de limiter les risques. De même, on limitera les surcharges en cas de baisse du niveau de la rivière.

4.1.4 Vérification de la stabilité au renversement et de la résistance à la flexion des palplanches

Les calculs précédents supposent que le rideau de palplanches soit stable vis-à-vis de la butée, il est donc nécessaire de s'en assurer en prenant en compte les efforts déterminés ci-dessus pour modéliser les tirants.

Les résultats de la modélisation sont fournis en annexe 2.

Ils sont récapitulés ci-dessous :

- la stabilité au renversement est largement assurée avec des rapports de butée de 30.3 (pour 60kPa) et de 28.4 (pour 90kPa),
- les déplacements en tête de rideau sont de l'ordre de 24 mm,
- les moments maximaux (M) dans le rideau sont de : 90kN.m² (pour 60kPa) et de 96kN.m² (pour 90kPa),
- $\sigma_f = M v / I$ avec I/v avec 1050 cm³ d'après les données trouvées sur les palplanches de type SL5. D'où, σ_f vaut respectivement 86 et 92 MPa pour les surcharges de 60 et 90 kPa. Ces valeurs sont inférieures à $\sigma_e/1.5 = 146$ MPa.

Les configurations modélisées sont donc stables.

4.1.5 Tassements sous la grue

La contrainte induite par un patin sera au maximum de 60 ou 90 kPa. Les tassements vont se développer dans les sables en remblais et la couche d'argile sableuse. Nous pouvons considérer les formations sous-jacentes comme incompressibles.

Les tassements calculés par la méthode pressiométrique sont inférieurs à 1 cm et correspondent à l'ordre de grandeur des mesures faites sur les essais de poinçonnement (entre 0.40 et 0.80 cm).

4.2 Quai n°2

4.2.1 Efforts maximaux admissibles par l'ancrage (tirants et murets)

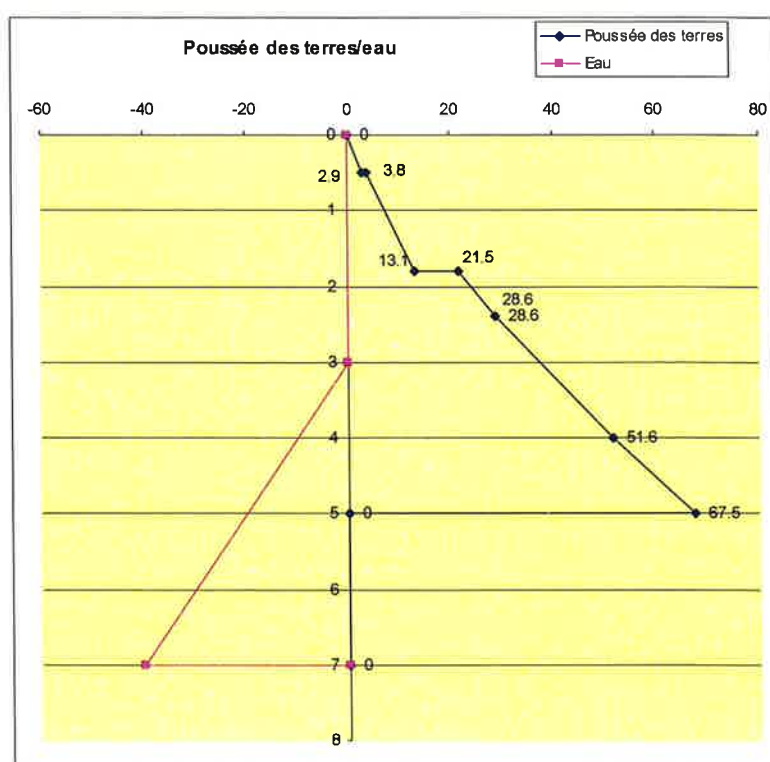
La configuration courante du quai n° 2 est identique au quai n° 1 pour la section des tirants et les dimensions des murets d'ancrage.

En conclusion nous retiendrons la même résistance à la traction, chaque tirant reprendra donc au maximum 378 kN.

4.2.2 Efforts repris par les tirants : état actuel du quai

Pour déterminer les efforts repris par les tirants, nous considérons que le rideau de palplanches est parfaitement encastré à partir de la cote du fond de rivière et que la partie soutenant les terres, est à l'équilibre sous les actions suivantes : poussée des terres, poussée hydrostatique de la rivière et action du tirant.

Le diagramme suivant donne la poussée des terres et de l'eau (en kPa) sur le rideau en fonction de la profondeur pour la hauteur à soutenir :



La résultante de la poussée des terres est de 152 kN/ml et s'applique à la cote +25.57 m.

La résultante de la poussée hydrostatique est de 80 kN/ml et s'applique à la cote +23.60 m

L'effort sur le tirant s'applique à la cote +27.30 m.

L'équation d'équilibre donne : $F_{\text{tirant}} * (27.3 - 22.27) + F_{\text{eau}} * (23.60 - 22.27) = F_{\text{terre}} * (25.57 - 22.27)$

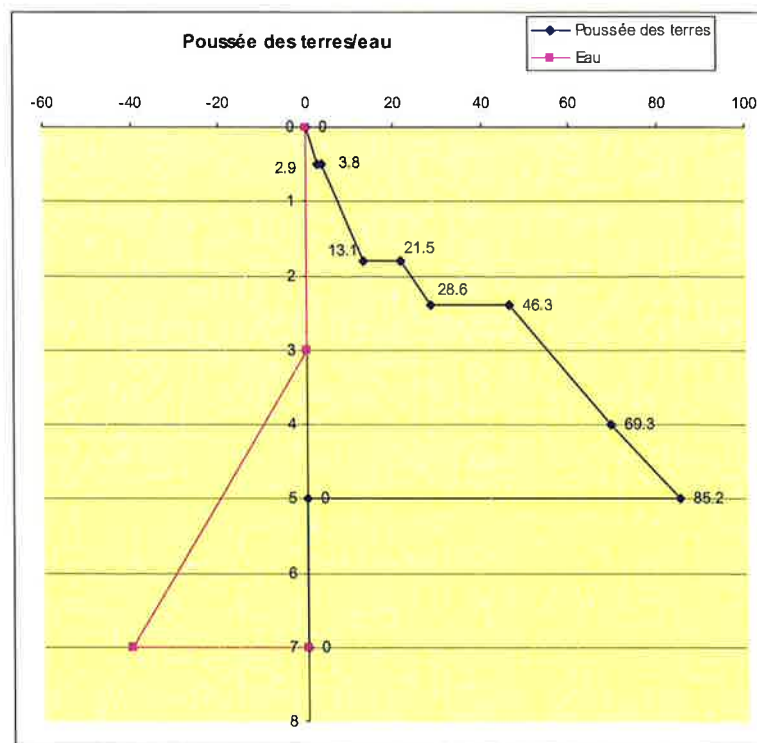
d'où $F_{\text{tirant}} = 78 \text{ kN/ml} = 281 \text{ kN/tirant} < 378 \text{ kN}$.

4.2.3 Efforts repris par les tirants : application d'une charge

Le calcul est identique au précédent avec la prise en compte d'une surcharge répartie de 45 kPa à partir de 2.4 m du bord du rideau (nous avons limité la surcharge pour garantir la stabilité). On considère une diffusion des contraintes à 45°.

Le diagramme suivant donne la poussée des terres et de l'eau (en kPa) sur le rideau en fonction de la profondeur pour la hauteur à soutenir :

pour 45 kPa : la contrainte résiduelle due à la surcharge est de 30 kPa à 2.4 m de profondeur.



La résultante de la poussée des terres est de 198 kN/ml et s'applique à la cote +25.47 m.

La résultante de la poussée hydrostatique est de 80 kN/ml et s'applique à la cote +23.60 m

L'effort sur le tirant s'applique à la cote +27.30 m.

L'équation d'équilibre donne : $F_{\text{tirant}} * (27.3 - 22.27) + F_{\text{eau}} * (23.60 - 22.27) = F_{\text{terre}} * (25.47 - 22.27)$

d'où **$F_{\text{tirant}} = 104.5 \text{ kN/ml} = 377 \text{ kN/tirant} < 378 \text{ kN}$**

En conclusion, on gardera une distance de sécurité minimale de 2.4 m par rapport au rideau de palplanches et on limitera à 4.5 t/m² les surcharges sous les patins de la grue côté rideau afin de limiter les risques. De même, on limitera les surcharges en cas de baisse du niveau de la rivière.

4.2.4 Vérification de la stabilité au renversement et de la résistance à la flexion des palplanches

Les calculs précédents supposent que le rideau de palplanches soit stable vis-à-vis de la butée, il est donc nécessaire de s'en assurer en prenant en compte les efforts déterminés ci-dessus pour modéliser les tirants.

Les résultats de la modélisation sont fournis en annexe 3.

Ils sont récapitulés ci-dessous :

- la stabilité au renversement est largement assurée avec un rapport de butée de 26.2 (pour 45 kPa),
- les déplacements en tête de rideau sont de l'ordre de 24 à 34 mm,
- le moment maximal (M) dans le rideau est de : 104 kN.m² (pour 45kPa),
- $\sigma_f = M / I$ avec I/v avec 1050 cm³ d'après les données trouvées sur les palplanches de type SL5. D'où, σ_f vaut 99 MPa. Cette valeur est inférieure à $\sigma_e/1.5 = 146$ MPa.

Les configurations modélisées sont donc stables.

4.2.5 Tassements sous la grue

La contrainte induite par un patin sera au maximum de 45 kPa. Les tassements vont se développer dans les sables en remblais et la couche d'argile sableuse. Nous pouvons considérer les formations sous-jacentes comme incompressibles.

Les tassements calculés par la méthode pressiométrique sont de l'ordre de 1 cm.

4.3 Quai n°3

4.3.1 Efforts repris par les tirants : état actuel du quai

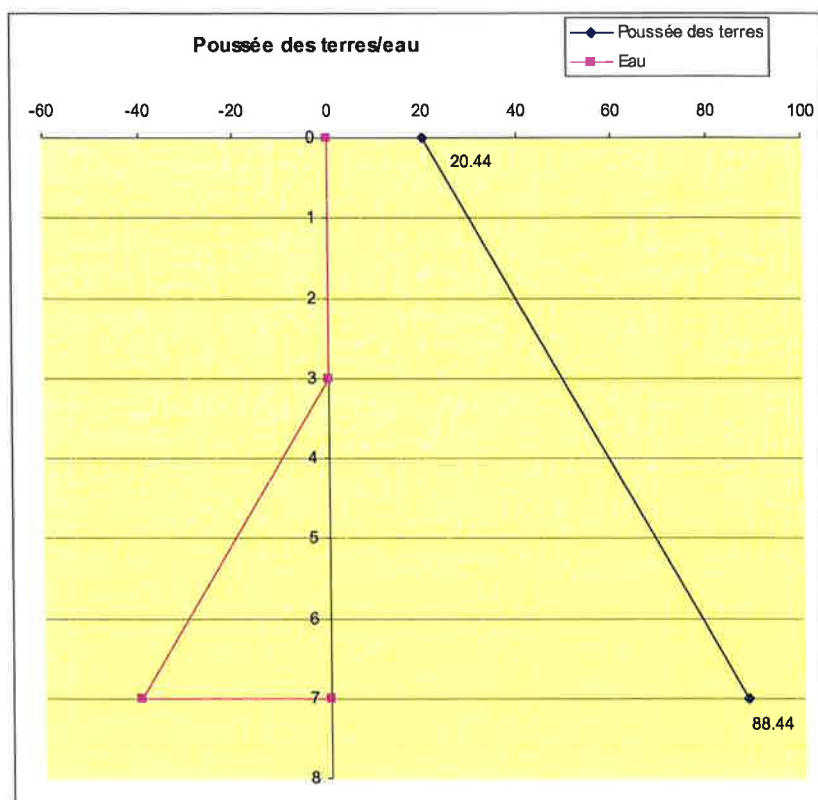
Pour déterminer les efforts repris par les tirants, nous considérons que le rideau de palplanches est parfaitement encastré à partir de la cote du fond de rivière (+22.27 m) et que la partie soutenant les terres, est à l'équilibre sous les actions suivantes : poussée des terres, poussée hydrostatique de la rivière et action du tirant.

La poussée des terres à prendre en compte dans le calcul sera induite par le matériau en remblai qui sera mis en place. En prenant en compte un matériau de type 0/80 ou 0/150, nous retiendrons les caractéristiques suivantes :

Nature du sol	Position de la couche (m)	pl (MPa)	Em (MPa)	α	γ_h (kN/m ³)	$\gamma_{d\acute{e}jaug\acute{e}}$ (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)	Kh (MN/m ³)
Remblai 0/80 ou 0/150	+22.27 à +29.3	1.0	10	1/2	20	10	0	34	33

Pour permettre une utilisation du quai sans restriction vis-à-vis de la grue, nous avons considéré une surcharge de 90 kPa à 1 m derrière le rideau de palplanches. On considère une diffusion des contraintes à 45°. La contrainte résiduelle à 1 m de profondeur est de 73 kPa.

Le diagramme suivant donne la poussée des terres et de l'eau (en kPa) sur le rideau en fonction de la profondeur pour la hauteur à soutenir :

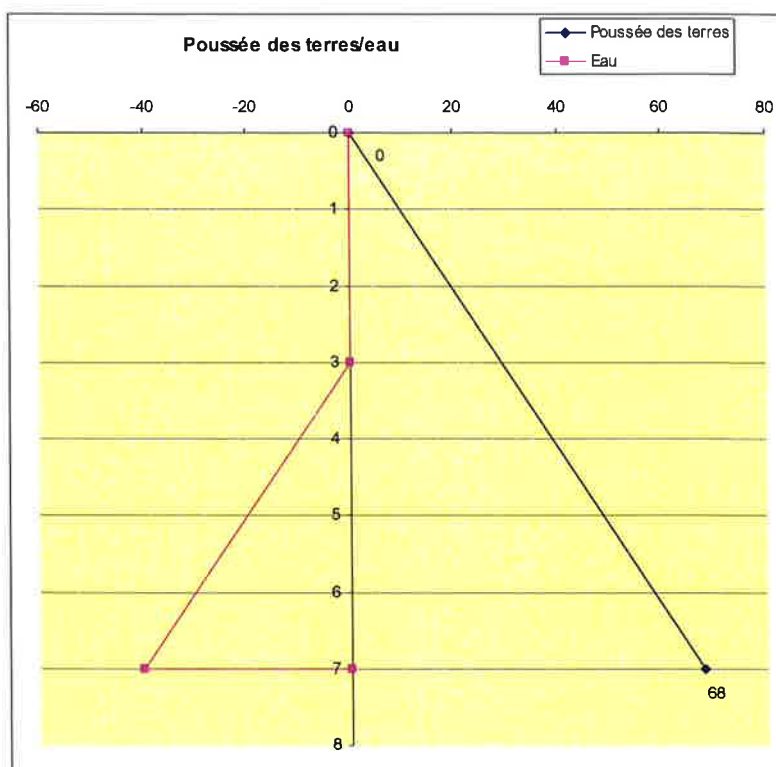


La résultante de la poussée des terres est de 381 kN/ml et s'applique à la cote +25.07 m.
La résultante de la poussée hydrostatique est de 80 kN/ml et s'applique à la cote +23.60 m

L'effort sur le tirant s'applique à la cote +27.30 m.

L'équation d'équilibre donne : $F_{\text{tirant}} * (27.3 - 22.27) + F_{\text{eau}} * (23.60 - 22.27) = F_{\text{terre}} * (25.07 - 22.27)$
d'où **$F_{\text{tirant max}} = 190 \text{ kN/ml}$**

En l'absence de surcharge, **$F_{\text{tirant}} = 89 \text{ kN/ml}$**



4.3.2 Dimensionnement des tirants et murets d'ancrage

Tirant :

La ligne de tirant doit pouvoir reprendre un effort maximal de 190 kN/ml.

La résistance à la traction de l'acier sera prise à 240 MPa.

Un coefficient de sécurité de 1.5 est pris sur cette valeur.

Un tirant de 75 mm de diamètre pourra donc résister à un effort maximal de :

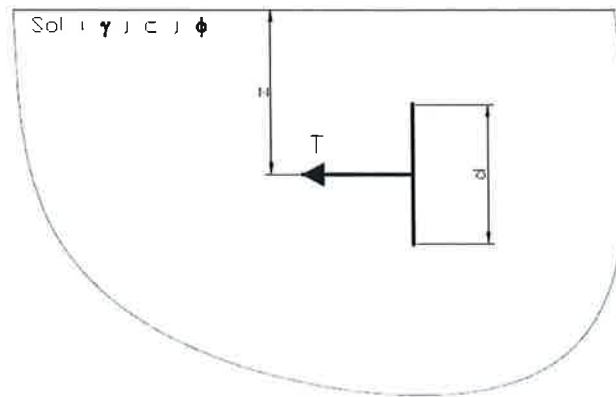
$$F = 240 / 1.5 * (0.075^2 * \pi) / 4 = 707 \text{ kN}$$

Nous n'avons pas pris en compte de corrosion ce qui implique une protection du tirant par rapport à son environnement.

Dans ces conditions, l'entraxe maximum entre tirant sera de $707 / 190 = 3.72 \text{ m}$.

Ancrage :

La butée mobilisable par le muret d'ancrage doit être 1.5 fois supérieure à l'effort maximal calculé ci-dessus (1.5*190 kN/ml).



Butée mobilisable : $B = k_p \cdot \gamma \cdot z - k_a \cdot \gamma \cdot z$ avec $k_p = \tan^2 (45 + \phi/2)$; $k_a = \tan^2 (45 - \phi/2)$
Effort : $T = B \cdot d$ et $T = 1.5 \text{ Ftirant max}$

Application au quai n°3 :

$$\phi = 34^\circ$$

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$z = 2.0 \text{ m}$$

$$T = 1.5 \cdot 190 \text{ kN/ml} = 285 \text{ kN/ml}$$

$$B = 3.53 \cdot 20 \cdot 2 - 0.28 \cdot 20 \cdot 2 = 130 \text{ kN/ml}$$

$$d = T/B = 285/130 = \mathbf{2.20 \text{ m minimum}}$$

4.3.3 Vérification de la stabilité au renversement et de la résistance à la flexion des palplanches

Les calculs précédents supposent que le rideau de palplanches soit stable vis-à-vis de la butée, il est donc nécessaire de s'en assurer en prenant en compte les efforts déterminés ci-dessus pour modéliser les tirants.

Les résultats de la modélisation sont fournis en annexe 3.

Ils sont récapitulés ci-dessous :

- la stabilité au renversement est largement assurée avec un rapport de butée de 25.5 (pour 90 kPa),
- les déplacements en tête de rideau sont de l'ordre de 25 mm,
- le moment maximal (M) dans le rideau est de : 110 kN.m² (pour 90kPa),
- $\sigma_f = M v / I$ avec I/v avec 1200 cm³ pour des palplanches de type PU12. D'où, σ_f vaut 92 MPa. Cette valeur est inférieure à $\sigma_e/1.5 = 160$ MPa.

Les configurations modélisées sont donc stables.

4.3.4 Tassements sous la grue

La contrainte induite par un patin sera au maximum de 90 kPa. Les tassements vont se développer dans les remblais mis en place. Nous pouvons considérer les formations sous-jacentes comme incompressibles.

Les tassements calculés par la méthode pressiométrique sont inférieurs à 1 cm.

5 OBSERVATIONS MAJEURES

Les conclusions du présent rapport ne sont valables que sous réserve des conditions générales des missions géotechniques de l'Union Syndicale Géotechnique fournies en annexe 1 (norme NF P94-500 de décembre 2006).

Nous rappelons que cette étude a été menée dans le cadre d'un diagnostic géotechnique (G5) et que, conformément à la norme NF P94-500 de décembre 2006, une étude de projet (G2) doit être envisagée (collaboration avec l'équipe de conception) pour :

- permettre l'optimisation du projet avec, notamment, prise en compte des interactions sol / structure ;
- vérifier la bonne transcription de toutes les préconisations dans les pièces techniques du marché.

GINGER CEBTP peut prendre en charge la maîtrise d'œuvre dans le domaine de la géotechnique, au stade du projet.

ANNEXE 1 – NOTES GENERALES SUR LES MISSIONS GEOTECHNIQUES

- Classification des missions types d'ingénierie géotechnique
- Schéma d'enchaînement des missions types d'ingénierie géotechnique

EXTRAIT DE LA NORME AFNOR SUR LES MISSIONS D'INGENIERIE GEOTECHNIQUE

CLASSIFICATION DES MISSIONS D'INGENIERIE GEOTECHNIQUE TYPES



L'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique doit suivre les étapes d'élaboration et de réalisation de tout projet pour contribuer à la maîtrise des risques géologiques. Chaque mission s'appuie sur des investigations géotechniques spécifiques définies au chapitre 7. Il appartient au maître d'ouvrage de veiller à la réalisation successive de toutes ces missions par une ingénierie géotechnique.

ETAPE 1 : ETUDES GEOTECHNIQUES PREALABLES (G1)

Ces missions excluent toute approche des quantités, délais et coûts d'exécution des ouvrages géotechniques qui entre dans le cadre d'une mission d'étude géotechnique de projet (étape 2).

Elles sont normalement à la charge du maître d'ouvrage.

ETUDE GEOTECHNIQUE PRELIMINAIRE DE SITE (G11)

Elle est nécessaire au stade d'une étude préliminaire ou d'esquisse et permet une première identification des risques géologiques d'un site.

- Faire une enquête documentaire sur le cadre géotechnique du site et l'existence d'avoisinants ;
- Définir si nécessaire, un programme d'investigations géotechniques, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats ;
- Fournir un rapport avec un modèle géologique préliminaire, certains principes généraux d'adaptation d'un projet au site et une première identification des risques.

ETUDE GEOTECHNIQUE D'AVANT PROJET (G12)

Elle est nécessaire au stade d'avant projet et permet de réduire les risques majeurs.

- Définir un programme d'investigations géotechniques détaillé, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats ;
- Fournir un rapport donnant les hypothèses géotechniques à prendre en compte au stade de l'avant-projet, certains principes généraux de construction (notamment terrassements, soutènements, fondations, risques de déformation des terrains, dispositions générales vis-à-vis des nappes et avoisinants).

Cette étude sera obligatoirement complétée lors de l'étude géotechnique de projet (étape 2).

ETAPE 2 : ETUDE GEOTECHNIQUE DE PROJET (G2)

Elle est nécessaire pour définir le projet des ouvrages géotechniques et permet de réduire les risques importants. Elle est normalement à la charge du maître d'ouvrage et doit être intégrée à la mission de maîtrise d'œuvre générale.

Phase Projet :

- Définir un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats ;
- Fournir les notes techniques donnant les méthodes d'exécution retenues pour les ouvrages géotechniques (notamment terrassements, soutènements, fondations, dispositions vis-à-vis des nappes et avoisinants), certaines notes de calcul de dimensionnement niveau projet ;
- Fournir une approche des quantités / délais / coûts d'exécution de ces ouvrages géotechniques et une identification des risques géologiques résiduels.

Phase Assistance aux Contrats de Travaux :

- Etablir les documents nécessaires à la consultation des entreprises pour l'exécution des ouvrages géotechniques (plans, notices techniques, cadre de bordereau des prix et d'estimatif, planning prévisionnel) ;
- Assister le client pour la sélection des entreprises et l'analyse technique des offres.

ETAPE 3 : EXECUTION DES OUVRAGES GEOTECHNIQUES

ETUDE ET SUIVI GEOTECHNIQUES D'EXECUTION (G3)

Elle permet de réduire les risques résiduels par la mise en œuvre à temps de mesures d'adaptation ou d'optimisation. Elle est normalement à la charge de l'entrepreneur.

Phase Etude

- Définir si nécessaire un programme d'investigations géotechniques complémentaire, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats ;
- Etudier dans le détail les ouvrages géotechniques : notamment validation des hypothèses géotechniques, définition et dimensionnement (calculs justificatifs), méthodes et conditions d'exécution (phasages, suivis, contrôles, auscultations et valeurs seuils associées, dispositions constructives complémentaires éventuelles).

Phase Suivi

- Suivre le programme d'auscultation et l'exécution des ouvrages géotechniques, déclencher si nécessaire les dispositions constructives prédéfinies en phase Etude ;
- Vérifier les données géotechniques par relevés lors des excavations et par un programme d'investigations géotechniques complémentaire si nécessaire (en assurer le suivi et l'exploitation des résultats) ;
- Participer à l'établissement du dossier de fin de travaux et des recommandations de maintenance des ouvrages géotechniques.

SUPERVISION GEOTECHNIQUE D'EXECUTION (G4)

Elle permet de vérifier la conformité de l'étude et suivi géotechniques d'exécution aux objectifs du projet. Elle est normalement à la charge du maître d'ouvrage.

Phase Supervision de l'étude d'exécution

- Avis sur l'étude géotechnique d'exécution, sur les adaptations ou optimisations potentielles des ouvrages géotechniques proposées par l'entrepreneur, sur le programme d'auscultation et les valeurs seuils associées ;

Phase Supervision du suivi d'exécution

- Avis, par interventions ponctuelles sur le chantier, sur le contexte géotechnique tel qu'observé par l'entrepreneur, sur le comportement observé de l'ouvrage et des avoisinants concernés et sur l'adaptation ou l'optimisation de l'ouvrage géotechnique proposée par l'entrepreneur.

Pendant le déroulement d'un projet ou au cours de la vie d'un ouvrage, il peut être nécessaire de procéder à une étude d'un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques.

DIAGNOSTIC GEOTECHNIQUE (G5)

Il a pour objet d'étudier de façon strictement limitative un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques dans le cadre d'une mission ponctuelle.

- Définir si nécessaire, après enquête documentaire, un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats ;
- Etudier un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques (par exemple soutènement, rabattement, causes géotechniques d'un désordre) dans le cadre de ce diagnostic, mais sans aucune implication dans d'autres éléments géotechniques.

Des études géotechniques de projet et/ou d'exécution, suivi et supervision doivent être réalisées ultérieurement conformément à l'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique si ce diagnostic conduit à modifier ou réaliser des travaux.

Tableau 1 — Schéma d'enchaînement des missions types d'Ingénierie géotechnique

Étape	Phase d'avancement du projet	Missions d'Ingénierie géotechnique	Objectifs en termes de gestion des risques liés aux aléas géologiques	Prestations d'investigations géotechniques *
1	Étude préliminaire Étude d'esquisse	Étude géotechnique préliminaire de site (G11)	Première identification des risques	Fonction des données existantes
	Avant projet	Étude géotechnique d'avant-projet (G12)	Identification des aléas majeurs et principes généraux pour en limiter les conséquences	Fonction des données existantes et de l'avant-projet
2	Projet Assistance aux Contrats de Travaux (ACT)	Étude géotechnique de projet (G2)	Identification des aléas importants et dispositions pour en réduire les conséquences	Fonction des choix constructifs
3	Exécution	Étude et suivi géotechniques d'exécution (G3)	Identification des aléas résiduels et dispositions pour en limiter les conséquences	Fonction des méthodes de construction mises en œuvre
		Supervision géotechnique d'exécution (G4)		Fonction des conditions rencontrées à l'exécution
Cas particulier	Étude d'un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques	Diagnostic géotechnique (G5)	Analyse des risques liés à ces éléments géotechniques	Fonction de la spécificité des éléments étudiés
* NOTE À définir par l'ingénierie géotechnique chargée de la mission correspondante.				

ANNEXE 2 – MODELISATION QUAI N° 1

DONNEES

GENERALITES :

Système d'unités : kN.kPa.m
Poids volumique de l'eau : 10.000 kN/m³
Nombre d'itérations par phase de calcul : 10
Pas de calcul : 0.500

Prise en compte du flambement : non
Définition du projet : cote
Affichage du rapport butée mobilisable/mobilisée : oui

CARACTERISTIQUES DES COUCHES DE SOL :

Couche	Z _{toit} [m]	Z _{nappe} [m]	PV _{h₂} [kN/m ³]	PV _{d₁} [kN/m ³]	Phi [°]	c [kPa]	dc [kPa]	k ₀	k _a	k _p	k _d	k _r	c _a	c _p	k _h [kN/m ³]	dk _h [kN/m ³]	d /Phi _a	d /Phi _p
VOIRIE	29.300	26.300	21.000	11.000	34.00	0.000	0.000	0.441	0.283	3.560	0.441	0.441	0.000	0.000	220000	0	0	-0.67
SABLE 1	28.800	26.300	20.000	10.000	30.00	10.000	0.000	0.500	0.333	3.000	0.500	0.500	1.150	3.460	127000	0	0	-0.67
SABLE 2	27.550	26.300	20.000	10.000	30.00	8.000	0.000	0.500	0.333	3.000	0.500	0.500	1.150	3.460	63000	0	0	-0.67
ARGILE SABLEUSE	26.900	26.300	20.000	10.000	15.00	0.000	0.000	0.741	0.589	1.873	0.741	0.741	0.000	0.000	12000	0	0	-0.33
GRAVE ET SABLE	24.400	26.300	21.000	11.000	40.00	100.000	0.000	0.357	0.217	10.749	0.357	0.357	0.960	10.160	398000	0	0.33	-0.66
SABLE ARGILEUX 1	22.300	26.300	21.000	11.000	40.00	100.000	0.000	0.357	0.217	10.749	0.357	0.357	0.960	10.160	191000	0	0.33	-0.66
SABLE ARGILEUX 2	19.800	26.300	22.000	12.000	40.00	100.000	0.000	0.357	0.217	10.749	0.357	0.357	0.960	10.160	350000	0	0.33	-0.66
	15.300	26.300	22.000	12.000	40.00	100.000	0.000	0.357	0.217	10.749	0.357	0.357	0.960	10.160	2635000	0	0.33	-0.66

CARACTERISTIQUES DE LA PAROI :

Section	Z _{tête} [m]	EI [kNm ²]	L [m]	R _c [kN/m ³]
1	29.300	24150	1.000	0

Z_{piéd} = 16.600 m



v.2.4.0 du 15.09.2009

AFFAIRE NAM2.B.915

QUAI N°1 - NOGENT/OISE


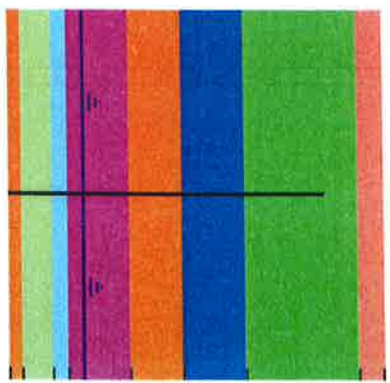
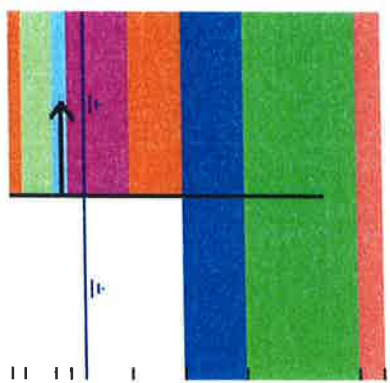
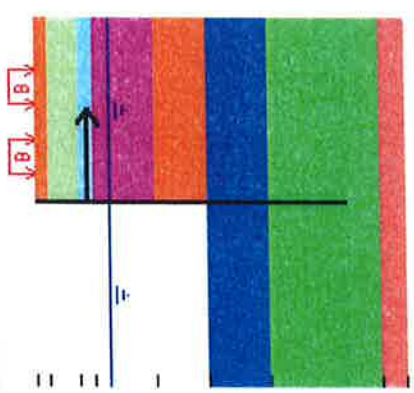

DONNEES

FORCE	Z [m]	F [kN]	alpha [°]
1	27.300	52.00	2.00
2	27.300	51.00	2.00

SURCHARGE BOUSSINESQ	Z [m]	X [m]	L [m]	S [kPa]
1	29.300	2.400	3.000	90.00
2	29.300	8.400	3.000	90.00

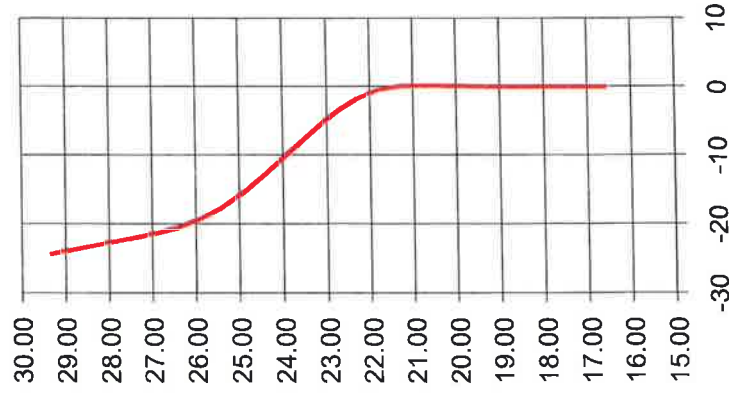


Calcul réalisé par : GINGER CEBTP

<div data-bbox="191 1881 263 2105">  </div> <div data-bbox="231 1668 263 1859">v.2.4.0 du 15.09.2009</div>	<div data-bbox="183 1332 215 1624">AFFAIRE NAM2.B.915</div> <div data-bbox="231 1288 263 1624">QUAI N°1 - NOGENT/OISE</div>	<div data-bbox="287 1769 327 2116">SYNTHESE PHASAGE</div>	<div data-bbox="327 1960 359 2139">PHASE INITIALE</div> <div data-bbox="383 1713 774 2094">  </div> <div data-bbox="327 1534 359 1635">PHASE 1</div> <div data-bbox="375 1209 766 1590">  </div> <div data-bbox="319 1030 351 1142">PHASE 2</div> <div data-bbox="343 705 758 1097">  </div>	<div data-bbox="893 1299 1061 1635"> <p>- fouille (côté fouille) : z [m] = 22.270 z1 [m] = 26.300</p> <p>- mise en place de la force : n°1</p> <p>z [m] = 27.300 P [kN] = 52.00 alpha [°] = 2.00</p> </div> <div data-bbox="885 739 1204 1131"> <p>- surcharge de Boussinesq : z [m] = 29.300 x [m] = 2.400 L [m] = 3.000 S [kPa] = 90.00</p> <p>- mise en place de la force : n°2</p> <p>z [m] = 27.300 P [kN] = 51.00 alpha [°] = 2.00</p> <p>- surcharge de Boussinesq : z [m] = 29.300 x [m] = 8.400 L [m] = 3.000 S [kPa] = 90.00</p> </div>	<div data-bbox="1428 1780 1508 2105">  </div> <div data-bbox="1436 604 1484 1075">Calcul réalisé par : GINGER CEBTP</div>
---	---	---	--	---	--

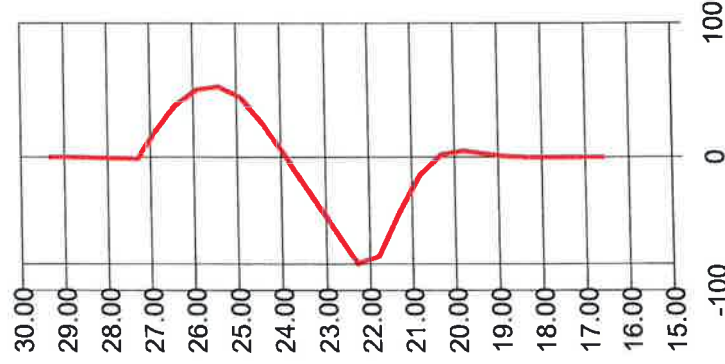
RESULTATS (Phase 1)

Déplacements [mm]



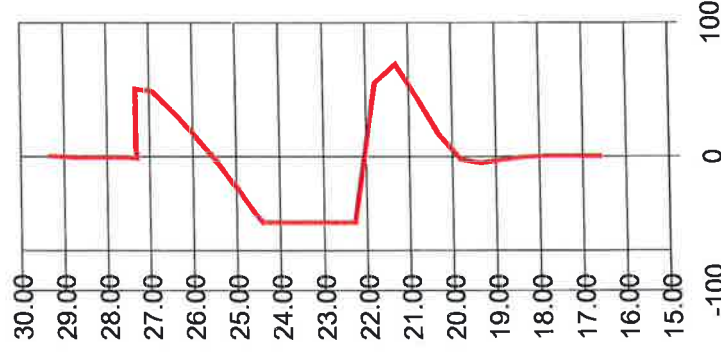
$D_{max} = 0.100$
 $D_{min} = -24.300$

Moment [kNm]



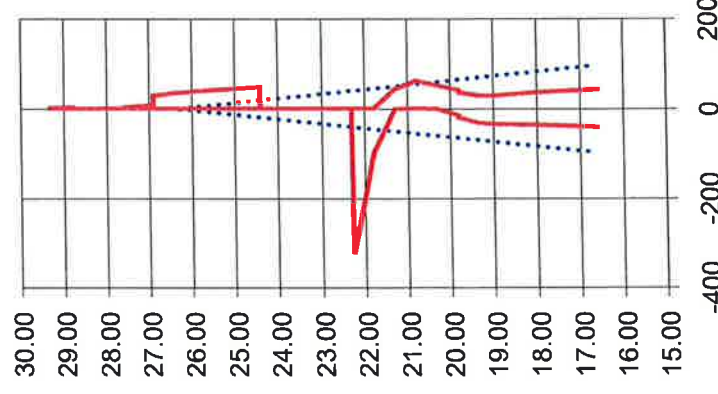
$M_{max} = 52.46$
 $M_{min} = -79.83$

Effort Tranchant [kN]



$T_{max} = 68.50$
 $T_{min} = -49.43$

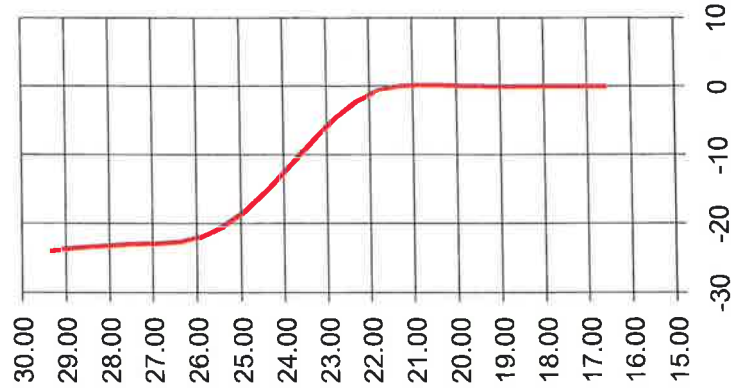
Pression terres/eau [kPa]



$P_{max} = 61.18$
 $P_{min} = -325.14$

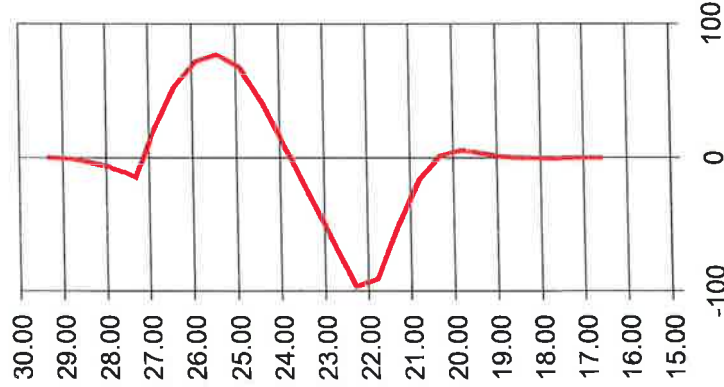
RESULTATS (Phase 2)

Déplacements [mm]



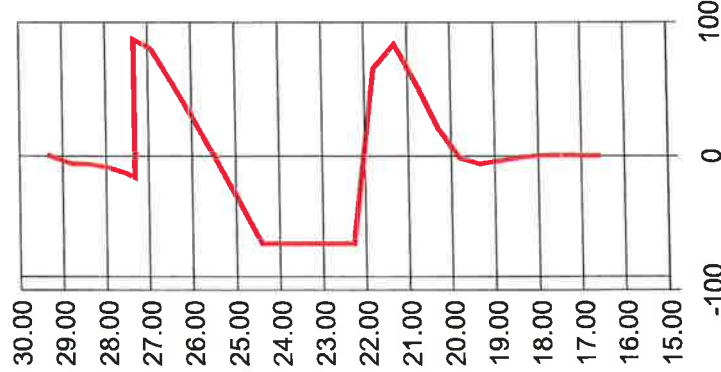
Dmax = 0.130
Dmin = -23.890

Moment [kNm]



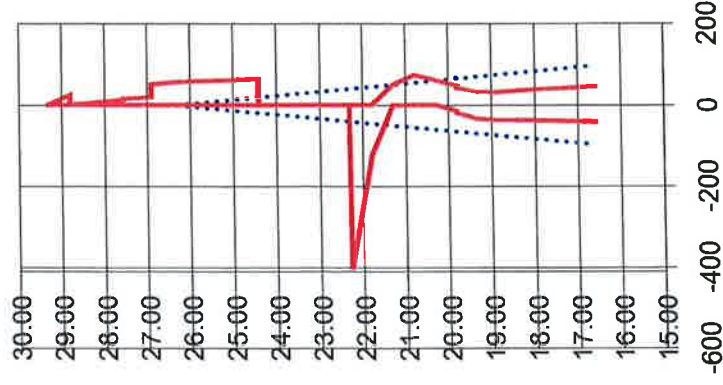
Mmax = 77.03
Mmin = -96.32

Effort Tranchant [kN]



Tmax = 86.54
Tmin = -65.22

Pression terres/eau [kPa]



Pmax = 72.92
Pmin = -405.34



v.2.4.0 du 15.09.2009

AFFAIRE NAM2.B.915

QUAI N°1 - NOGENT/OISE

RESULTATS (Synthèse)

N° phase	Déplac. en tête [mm]	Déplac. max [mm]	Moment max [kNm]	Tranchant max [kN]	Rapport butées
1	-24.30	-24.30	-79.83	68.50	31.311
2	-23.89	-23.89	-96.32	86.54	27.228
Extrema	-24.30	-24.30	-96.32	86.54	27.228

Les efforts résultants du calcul KRea dans les tirants et butons sont à multiplier par (eh/L) pour les obtenir par élément d'ancrage.



Calcul réalisé par : GINGER CEBTP



v.2.4.0 du 15.09.2009

AFFAIRE NAM2.B.915
QUAI N°1 - NOGENT/OISE

DONNEES

GENERALITES :

Système d'unités : kn.kPa.m non
Poids volumique de l'eau : 10.000 kN/m³ cote
Nombre d'itérations par phase de calcul : 10 oul
Pas de calcul : 0.500

Prise en compte du flambement :

Définition du projet :

Affichage du rapport butée mobilisable/mobilisée :

CARACTERISTIQUES DES COUCHES DE SOL :

Couche	Z _{toit} [m]	Z _{nappe} [m]	PV _n [kN/m ³]	PV _d [kN/m ³]	Phi [°]	c [kPa]	dc [kPa]	k ₀	k _a	k _p	k _d	k _r	c _a	c _p	k _h [kN/m ³]	dk _h [kN/m ³]	d _a /Phi	d _p /Phi
VOIRIE	29.300	26.300	21.000	11.000	34.00	0.000	0.000	0.441	0.283	3.560	0.441	0.441	0.000	0.000	220000	0	0	-0.67
SABLE 1	28.800	26.300	20.000	10.000	30.00	10.000	0.000	0.500	0.333	3.000	0.500	0.500	1.150	3.460	127000	0	0	-0.67
SABLE 2	27.550	26.300	20.000	10.000	30.00	8.000	0.000	0.500	0.333	3.000	0.500	0.500	1.150	3.460	63000	0	0	-0.67
ARGILE SABLEUSE	26.900	26.300	20.000	10.000	15.00	0.000	0.000	0.741	0.589	1.873	0.741	0.741	0.000	0.000	12000	0	0	-0.33
GRAVE ET SABLE	24.400	26.300	21.000	11.000	40.00	100.000	0.000	0.357	0.217	10.749	0.357	0.357	0.960	10.160	398000	0	0.33	-0.66
SPAV ET SABLE	22.300	26.300	21.000	11.000	40.00	100.000	0.000	0.357	0.217	10.749	0.357	0.357	0.960	10.160	191000	0	0.33	-0.66
SABLE ARGILEUX 1	19.800	26.300	22.000	12.000	40.00	100.000	0.000	0.357	0.217	10.749	0.357	0.357	0.960	10.160	350000	0	0.33	-0.66
SABLE ARGILEUX 2	15.300	26.300	22.000	12.000	40.00	100.000	0.000	0.357	0.217	10.749	0.357	0.357	0.960	10.160	2635000	0	0.33	-0.66

CARACTERISTIQUES DE LA PAROI :

Section	Z _{tête} [m]	EI [kNm ²]	L [m]	R _c [kN/m ³]
1	29.300	24150	1.000	0

Z_{piéd} = 16.600 m



Calcul réalisé par : GINGER CEBTP



v.2.4.0 du 15.09.2009

AFFAIRE NAM2.B.915

QUAI N°1 - NOGENT/OISE

DONNEES

FORCE	Z [m]	F [kN]	alpha [°]
1	27.300	52.00	2.00
2	27.300	34.00	2.00

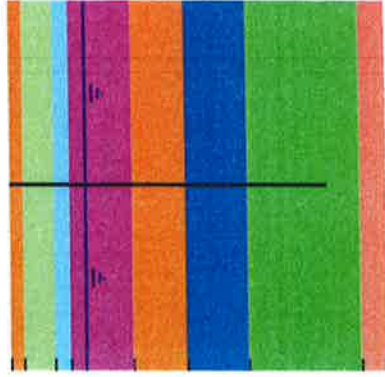
SURCHARGE BOUSSINESQ	Z [m]	X [m]	L [m]	S [kPa]
1	29.300	2.400	3.000	60.00
2	29.300	8.400	3.000	60.00



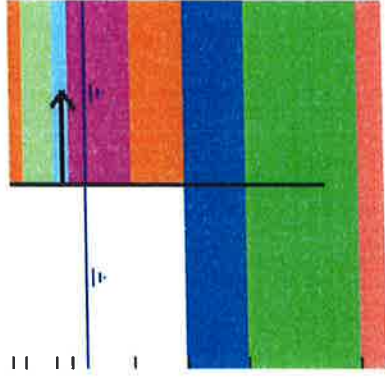
Calcul réalisé par : GINGER CEBTP

SYNTHESE PHASAGE

PHASE INITIALE



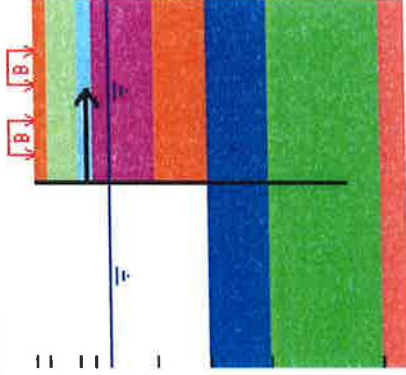
PHASE 1



- fouille (côté fouille) : z [m] = 22.270
 $z1$ [m] = 26.300

- mise en place de la force : $n^{\circ}1$
 z [m] = 27.300
 P [kN] = 52.00
 α [°] = 2.00

PHASE 2



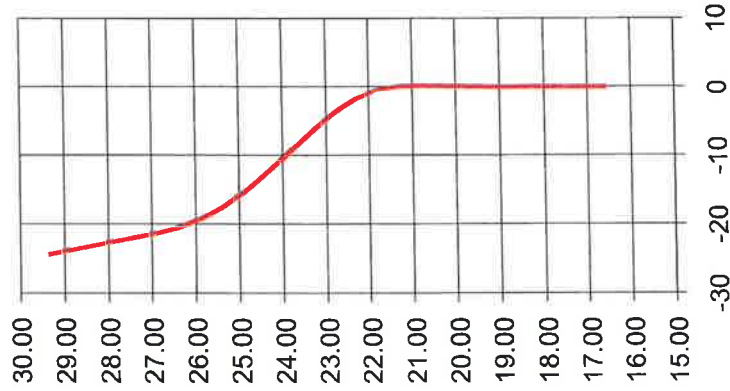
- surcharge de Boussinesq : z [m] = 29.300
 x [m] = 2.400
 L [m] = 3.000
 S [kPa] = 60.00

- mise en place de la force : $n^{\circ}2$
 z [m] = 27.300
 P [kN] = 34.00
 α [°] = 2.00

- surcharge de Boussinesq : z [m] = 29.300
 x [m] = 8.400
 L [m] = 3.000
 S [kPa] = 60.00

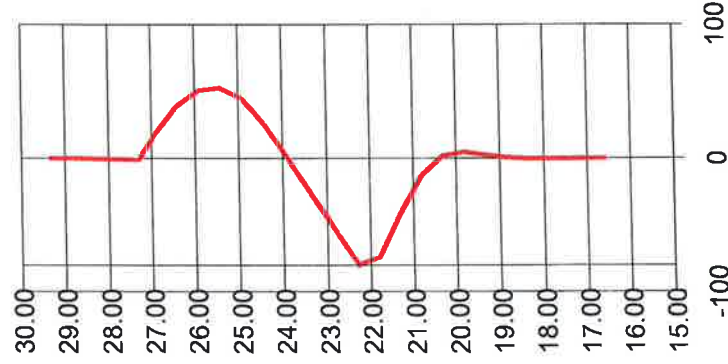
RESULTATS (Phase 1)

Déplacements [mm]



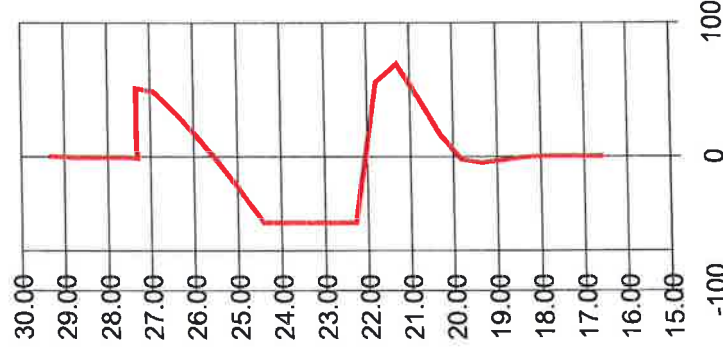
Dmax = 0.100
Dmin = -24.300

Moment [kNm]



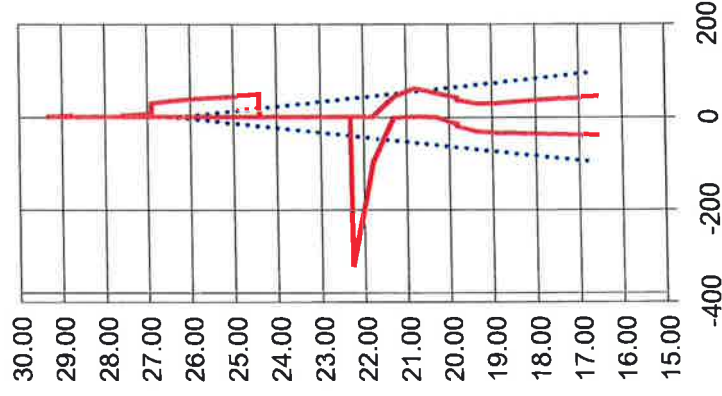
Mmax = 52.46
Mmin = -79.83

Effort Tranchant [kN]



Tmax = 68.50
Tmin = -49.43

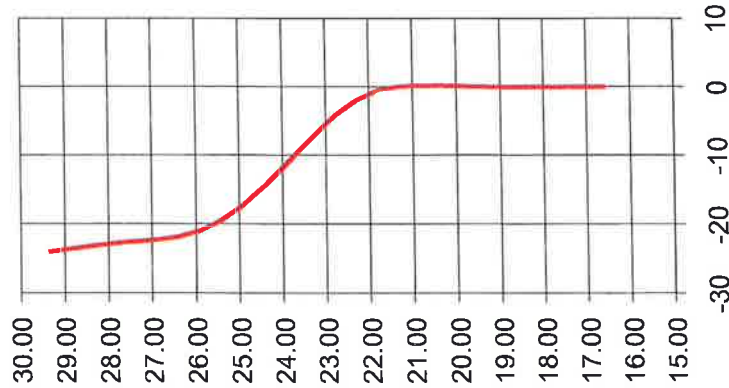
Pression terres/eau [kPa]



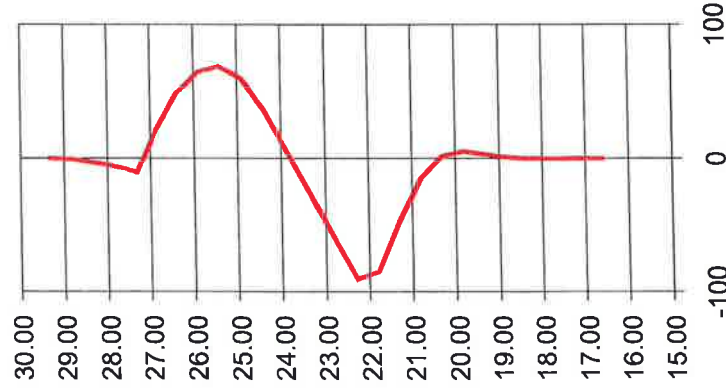
Pmax = 61.18
Pmin = -325.14

RESULTATS (Phase 2)

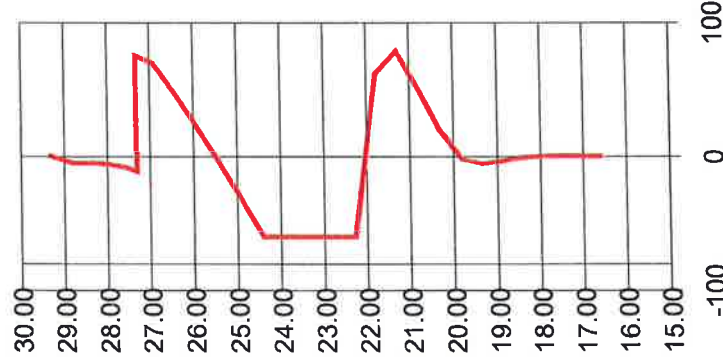
Déplacements [mm]



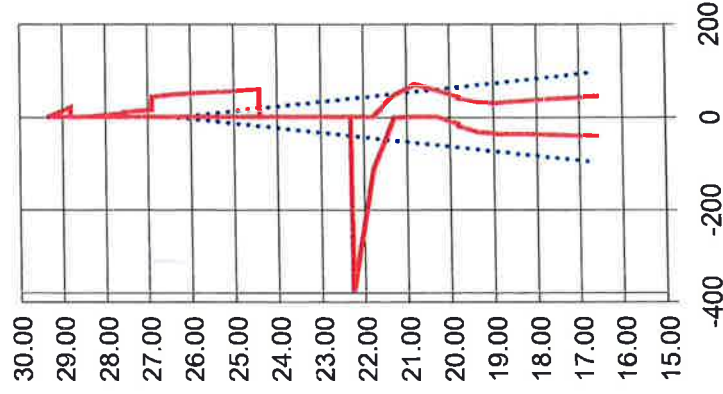
Moment [kNm]



Effort Tranchant [kN]



Pression terres/eau [kPa]





v.2.4.0 du 15.09.2009

AFFAIRE NAM2.B.915

QUAI N°1 - NOGENT/OISE

RESULTATS (Synthèse)

N° phase	Déplac. en tête [mm]	Déplac. max [mm]	Moment max [kNm]	Tranchant max [kN]	Rapport butées
1	-24.30	-24.30	-79.83	68.50	31.311
2	-24.03	-24.03	-90.56	78.08	28.517
Extrema	-24.30	-24.30	-90.56	78.08	28.517

Les efforts résultants du calcul KRea dans les tirants et butons sont à multiplier par (eh/L) pour les obtenir par élément d'ancrage.



Calcul réalisé par : GINGER CEBTP

ANNEXE 3 – MODELISATION QUAI N° 2



v.2.4.0 du 15.09.2009

AFFAIRE NAM2.B.915

QUAI N°2 - NOGENT/OISE

DONNEES

GENERALITES :

Système d'unités : kN.kPa.m
Poids volumique de l'eau : 10.000 kN/m³
Nombre d'itérations par phase de calcul : 10
Pas de calcul : 0.500

Prise en compte du flambement : non
Définition du projet : cote
Affichage du rapport butée mobilisable/mobilisée : oui

CARACTERISTIQUES DES COUCHES DE SOL :

Couche	Z _{toit} [m]	Z _{nappe} [m]	PV ₁ [kN/m ³]	PV _d [kN/m ³]	Phi [°]	c [kPa]	dc [kPa]	k ₀	k _a	k _p	k _d	k _r	c _a	c _p	k _h [kN/m ³]	dk _h [kN/m ³]	d _a /Phi	d _p /Phi
VOIRIE	29.300	26.300	21.000	11.000	34.00	0.000	0.000	0.441	0.283	3.560	0.441	0.441	0.000	0.000	220000	0	0	-0.67
SABLE	28.800	26.300	20.000	10.000	28.00	0.000	0.000	0.531	0.362	2.780	0.531	0.531	1.200	3.330	13600	0	0	-0.33
ARGILE MARRON	27.500	26.300	20.000	10.000	15.00	0.000	0.000	0.741	0.589	1.700	0.741	0.741	1.530	2.610	7200	0	0	-0.33
ARGILE SABLEUSE	25.300	26.300	20.000	10.000	15.00	0.000	0.000	0.741	0.589	1.873	0.741	0.741	0.000	0.000	7200	0	0	-0.33
GRAVE ET SABLE	24.300	26.300	21.000	11.000	40.00	100.000	0.000	0.357	0.217	10.749	0.357	0.357	0.960	10.160	285000	0	0.33	-0.66
GRAVE ET SABLE F	22.300	26.300	21.000	11.000	40.00	100.000	0.000	0.357	0.217	10.749	0.357	0.357	0.960	10.160	191000	0	0.33	-0.66
SABLE ARGILEUX 1	19.800	26.300	22.000	12.000	40.00	100.000	0.000	0.357	0.217	10.749	0.357	0.357	0.960	10.160	308000	0	0.33	-0.66
SABLE ARGILEUX 2	15.300	26.300	22.000	12.000	40.00	100.000	0.000	0.357	0.217	10.749	0.357	0.357	0.960	10.160	3065000	0	0.33	-0.66

CARACTERISTIQUES DE LA PAROI :

Section	Z _{late} [m]	EI [kNm ²]	L [m]	R _c [kN/m ³]
1	29.300	27300	1.000	0

Z_{piéd} = 17.300 m



Calcul réalisé par : GINGER CEBTP



v.2.4.0 du 15.09.2009

AFFAIRE NAM2.B.915

QUAI N°2 - NOGENT/OISE

DONNEES

FORCE	Z [m]	F [kN]	alpha [°]
1	27.300	78.00	2.00
2	27.300	26.00	2.00

SURCHARGE BOUSSINESQ	Z [m]	X [m]	L [m]	S [kPa]
1	29.300	2.400	3.000	45.00
2	29.300	8.400	3.000	45.00

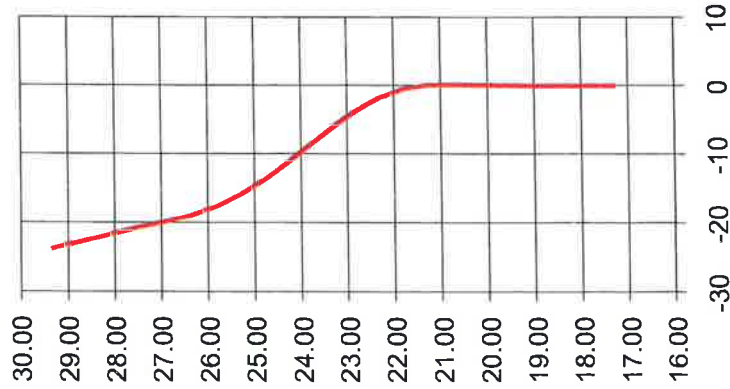


Calcul réalisé par : GINGER CEBTP

<div data-bbox="191 1881 263 2116" data-label="Image"> </div> <div data-bbox="231 1668 263 1870" data-label="Text"> <p>v.2.4.0 du 15.09.2009</p> </div>	<div data-bbox="183 1344 215 1635" data-label="Text"> <p>AFFAIRE NAM2.B.915</p> </div> <div data-bbox="231 1288 263 1635" data-label="Text"> <p>QUAI N°2 - NOGENT/OISE</p> </div>	<div data-bbox="287 1769 327 2116" data-label="Section-Header"> <p>SYNTHESE PHASAGE</p> </div>	<div data-bbox="327 1960 359 2139" data-label="Text"> <p>PHASE INITIALE</p> </div> <div data-bbox="383 1713 774 2094" data-label="Figure"> </div> <div data-bbox="327 1534 359 1635" data-label="Text"> <p>PHASE 1</p> </div> <div data-bbox="375 1209 766 1601" data-label="Figure"> </div> <div data-bbox="319 1041 351 1142" data-label="Text"> <p>PHASE 2</p> </div> <div data-bbox="343 716 758 1097" data-label="Figure"> </div>	<div data-bbox="901 1254 1061 1635" data-label="Text"> <p>- fouille (côté fouille) : z [m] = 22.270 z1 [m] = 26.300</p> <p>- mise en place de la force : n°1 z [m] = 27.300 P [kN] = 78.00 alpha [°] = 2.00</p> </div> <div data-bbox="885 739 1204 1131" data-label="Text"> <p>- surcharge de Boussinesq : z [m] = 29.300 x [m] = 2.400 L [m] = 3.000 S [kPa] = 45.00</p> <p>- mise en place de la force : n°2 z [m] = 27.300 P [kN] = 26.00 alpha [°] = 2.00</p> <p>- surcharge de Boussinesq : z [m] = 29.300 x [m] = 8.400 L [m] = 3.000 S [kPa] = 45.00</p> </div>	<div data-bbox="1436 1780 1516 2116" data-label="Image"> </div> <div data-bbox="1444 604 1484 1086" data-label="Text"> <p>Calcul réalisé par : GINGER CEBTP</p> </div>
---	---	--	--	---	--

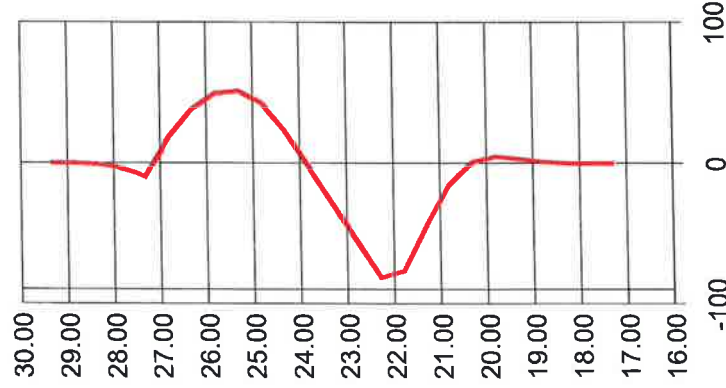
RESULTATS (Phase 1)

Déplacements [mm]



Dmax = 0.090
Dmin = -23.680

Moment [kNm]



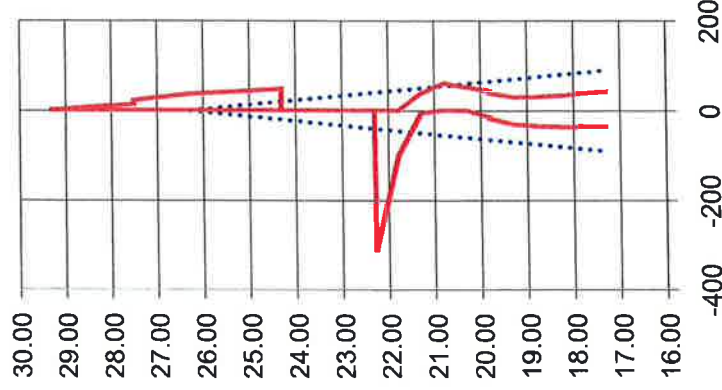
Mmax = 51.04
Mmin = -81.31

Effort Tranchant [kN]



Tmax = 68.79
Tmin = -51.18

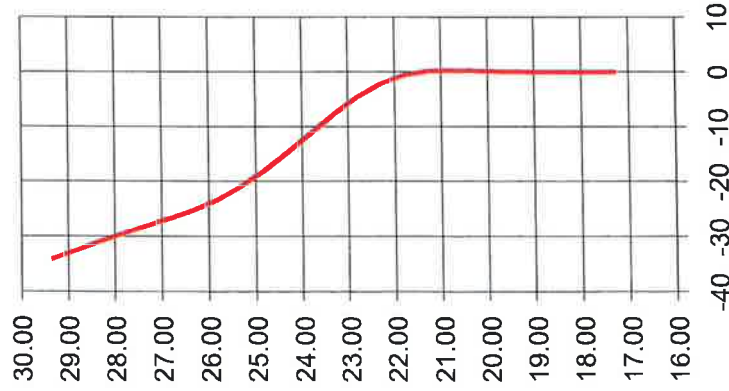
Pression terres/eau [kPa]



Pmax = 59.83
Pmin = -317.34

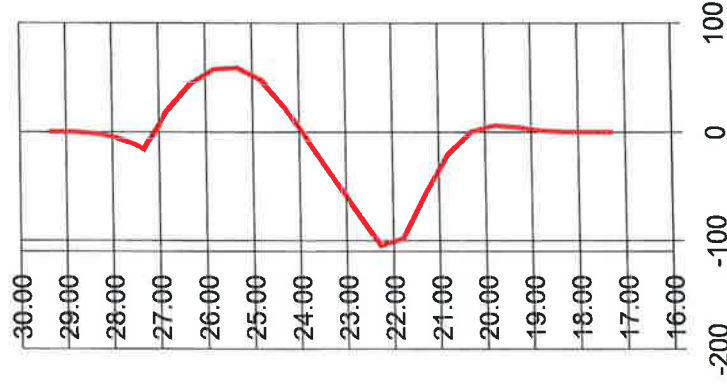
RESULTATS (Phase 2)

Déplacements [mm]



Dmax = 0.140
Dmin = -33.970

Moment [kNm]



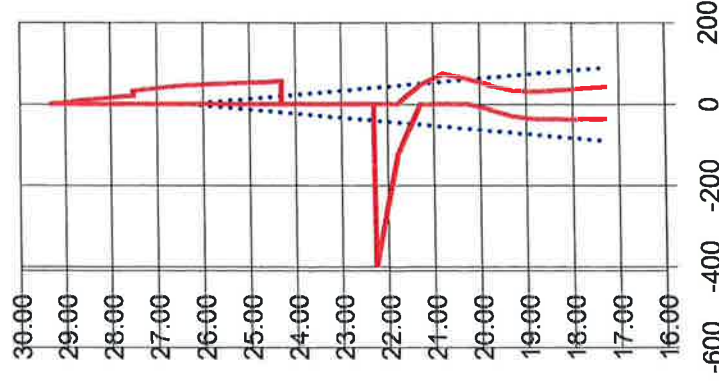
Mmax = 58.66
Mmin = -104.49

Effort Tranchant [kN]



Tmax = 86.69
Tmin = -62.70

Pression terres/eau [kPa]



Pmax = 72.88
Pmin = -401.81



v.2.4.0 du 15.09.2009

AFFAIRE NAM2.B.915

QUAI N°2 - NOGENT/OISE

RESULTATS (Synthèse)

N° phase	Déplac. en tête [mm]	Déplac. max [mm]	Moment max [kNm]	Tranchant max [kN]	Rapport butées
1	-23.68	-23.68	-81.31	68.79	29.925
2	-33.98	-33.98	-104.49	86.69	26.219
Extrema	-33.98	-33.98	-104.49	86.69	26.219

Les efforts résultants du calcul KRea dans les tirants et boutons sont à multiplier par (eh/L) pour les obtenir par élément d'ancrage.



Calcul réalisé par : GINGER CEBTP

ANNEXE 4 – MODELISATION QUAI N° 3



v.2.4.0 du 15.09.2009

AFFAIRE NAM2.B.915

QUAI N°3 - NOGENT/OISE

DONNEES

GENERALITES :

Système d'unités : kN.kPa.m
Poids volumique de l'eau : 10.000 kN/m³
Nombre d'itérations par phase de calcul : 10
Pas de calcul : 0.500

Prise en compte du flambement : non
Définition du projet : cote
Affichage du rapport butée mobilisable/mobilisée : oui

CARACTERISTIQUES DES COUCHES DE SOL :

Couche	Z _{toit} [m]	Z _{nappe} [m]	PV _d [kN/m ³]	PV _s [kN/m ³]	Phi [°]	c [kPa]	dc [kPa]	k ₀	k _a	k _p	k _d	k _r	c _a	c _p	k _h [kN/m ³]	dk _h [kN/m ³]	d _a /Phi	d _p /Phi
REMBLAI SABLEUX 1	29.300	26.300	20.000	10.000	30.00	0.000	0.000	0.500	0.333	3.000	0.500	0.500	0.000	0.000	33000	0	0	-0.67
REMBLAI SABLEUX 2	28.300	26.300	20.000	10.000	30.00	0.000	0.000	0.500	0.333	3.000	0.500	0.500	0.000	0.000	7000	0	0	-0.67
SABLE BEIGE NOIR	27.300	26.300	20.000	10.000	28.00	0.000	0.000	0.531	0.362	2.780	0.531	0.531	0.000	0.000	7000	0	0	-0.33
GRAVE ET SABLE	23.300	26.300	21.000	11.000	40.00	100.000	0.000	0.357	0.217	10.749	0.357	0.357	0.960	10.160	174000	0	0.33	-0.66
SABLE ARGILEUX 1	19.300	26.300	22.000	12.000	40.00	100.000	0.000	0.357	0.217	10.749	0.357	0.357	0.960	10.160	281000	0	0.33	-0.66
SABLE ARGILEUX 2	12.300	26.300	22.000	12.000	40.00	100.000	0.000	0.357	0.217	10.749	0.357	0.357	0.960	10.160	3620000	0	0.33	-0.66

CARACTERISTIQUES DE LA PAROI :

Section	Z _{tête} [m]	EI [kNm ²]	L [m]	R _c [kN/m ³]
1	29.300	52668	1.000	0

Z_{piéd} = 17.300 m



Calcul réalisé par : GINGER CEBTP



v.2.4.0 du 15.09.2009

AFFAIRE NAM2.B.915

QUAI N°3 - NOGENT/OISE

DONNEES

FORCE	Z [m]	F [kN]	alpha [°]
1	27.300	89.00	2.00

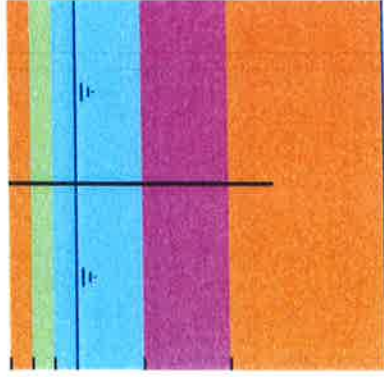
SURCHARGE BOUSSINESQ	Z [m]	X [m]	L [m]	S [kPa]
1	29.300	1.000	3.000	90.00
2	29.300	7.000	3.000	90.00



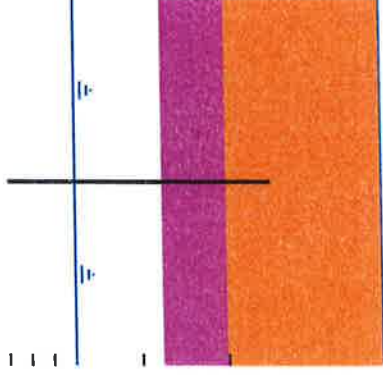
Calcul réalisé par : GINGER CEBTP

SYNTHESE PHASAGE

PHASE INITIALE

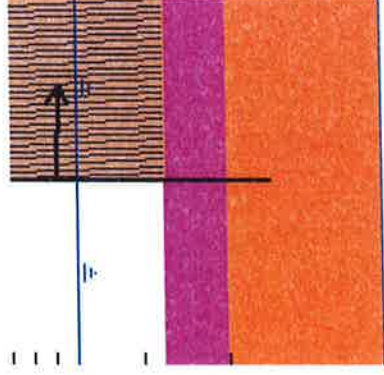


PHASE 1



- fouille (côté fouille) : z [m] = 22.270
z1 [m] = 26.300
- fouille (côté terre) : z [m] = 22.270
z1 [m] = 26.300

PHASE 2



P [kN] = 89.00
alpha [°] = 2.00

- remblai (côté terre) : REMBLAI2
z [m] = 29.300
phi [°] = 34.00
c [kPa] = 0.000
dc [kPa] = 0.000
Pvd [kN/m3] = 10.000
Pvh [kN/m3] = 20.000
zeau [m] = 26.300
kh [kN/m3] = 34000
dkh [kN/m3] = 0.000
ka = 0.283
ca = 0.000
kp = 3.560
cp = 0.000
ki = 0.441
kd = 0.441
kr = 0.441

- mise en place de la force : n°1
z [m] = 27.300

<div data-bbox="199 1899 258 2116" data-label="Image"> </div>	<div data-bbox="231 1680 255 1870" data-label="Text"> v.2.4.0 du 15.09.2009 </div>	<div data-bbox="183 1350 215 1635" data-label="Text"> AFFAIRE NAM2.B.915 </div>	<div data-bbox="231 1305 263 1635" data-label="Text"> QUAI N°3 - NOGENT/OISE </div>	<div data-bbox="287 1780 319 2123" data-label="Section-Header"> SYNTHESE PHASAGE </div>	<div data-bbox="331 2042 359 2139" data-label="Text"> <p>PHASE 3</p> </div> <div data-bbox="359 1720 769 2094" data-label="Figure"> </div>															<div data-bbox="1436 1792 1508 2116" data-label="Image"> </div>	Calcul réalisé par : GINGER CEBTP	<div data-bbox="1508 750 1532 2161" data-label="Page-Footer"> Fichier de sauvegarde du Projet : T:\Dossiers personnels\PG\Chantiers\En cours\NRE2 C.045 Quais à Nogent sur Oise\quai_n°3.P20 imprimé le 02/03/2012 à 12:06 calculé le 2/3/2012 à 11:59 </div> <div data-bbox="1508 156 1532 235" data-label="Page-Footer"> Page : 4 </div>
---	--	---	---	---	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	---	-----------------------------------	--



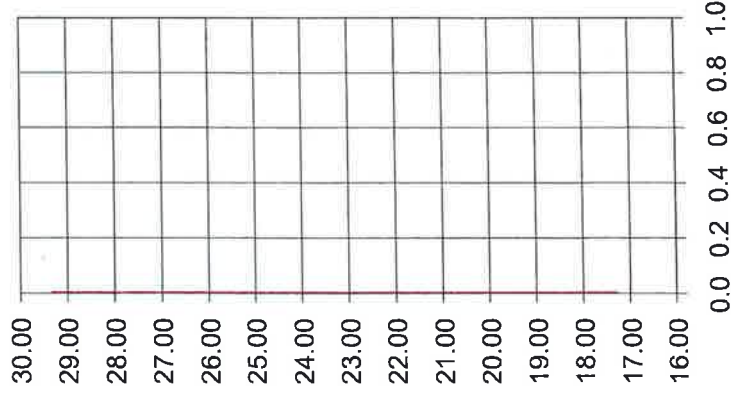
v.2.4.0 du 15.09.2009

AFFAIRE NAM2.B.915

QUAI N°3 - NOGENT/OISE

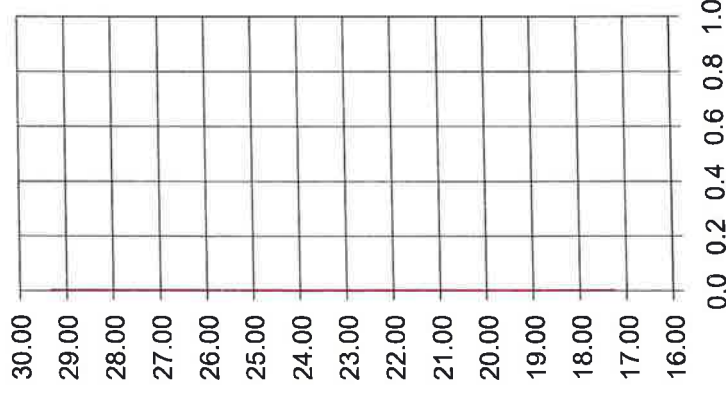
RESULTATS (Phase 1)

Déplacements [mm]



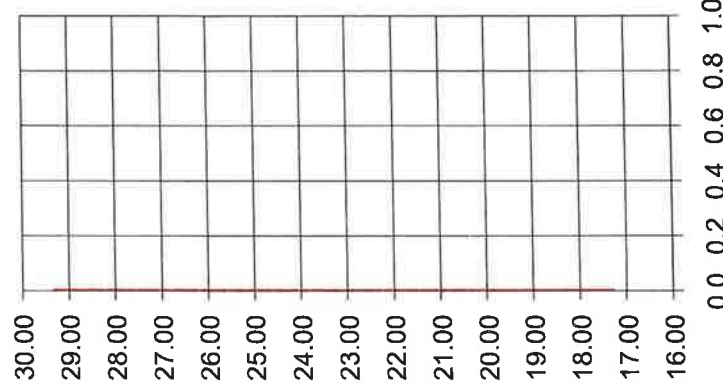
Dmax = 0.000
Dmin = 0.000

Moment [kNm]



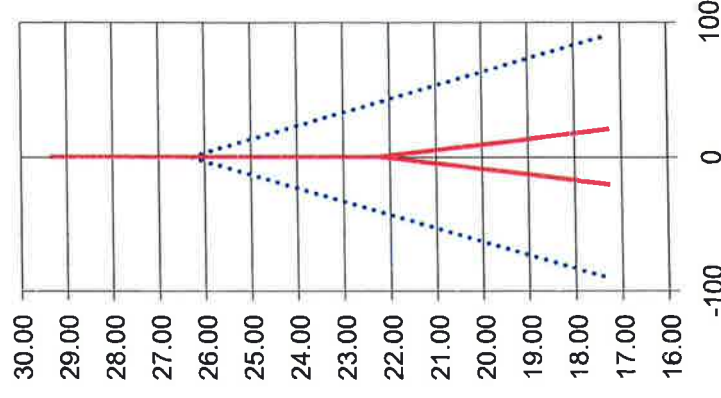
Mmax = 0.00
Mmin = 0.00

Effort Tranchant [kN]



Tmax = 0.00
Tmin = 0.00

Pression terres/eau [kPa]



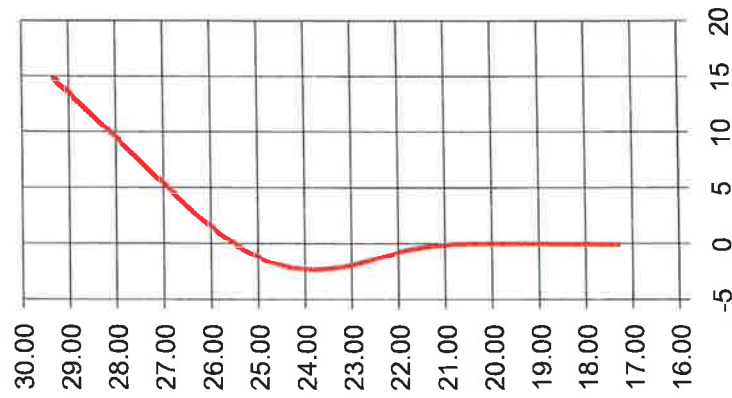
Pmax = 20.23
Pmin = -20.23



Calcul réalisé par : **GINGER CEBTP**

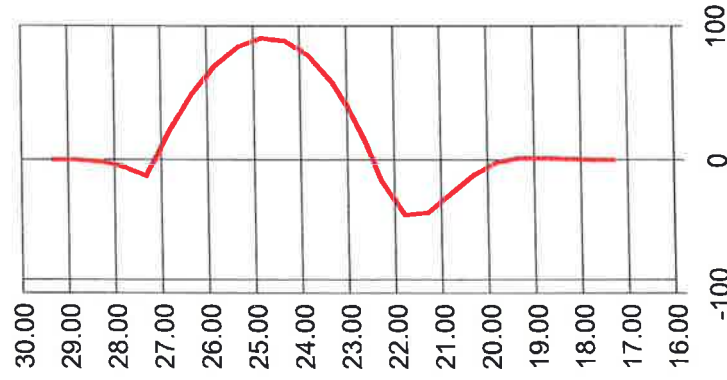
RESULTATS (Phase 2)

Déplacements [mm]



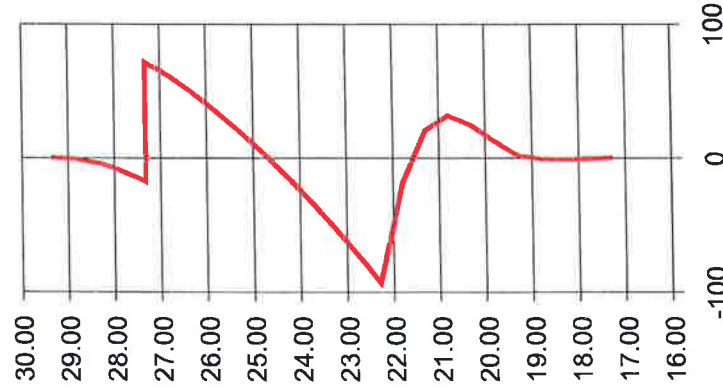
Dmax = 14.760
Dmin = -2.360

Moment [kNm]



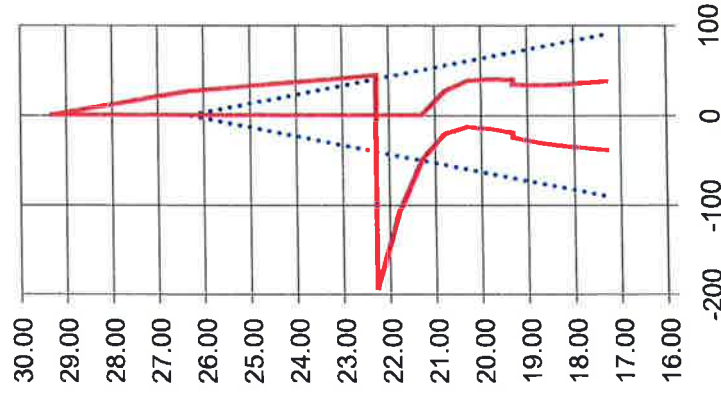
Mmax = 90.89
Mmin = -41.01

Effort Tranchant [kN]



Tmax = 71.31
Tmin = -93.19

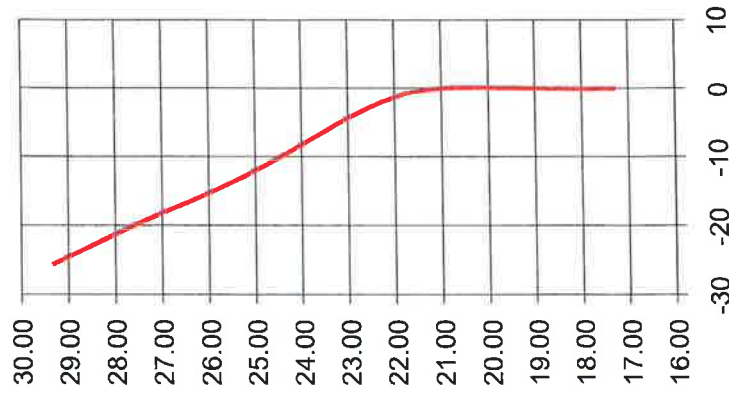
Pression terres/eau [kPa]



Pmax = 44.23
Pmin = -195.19

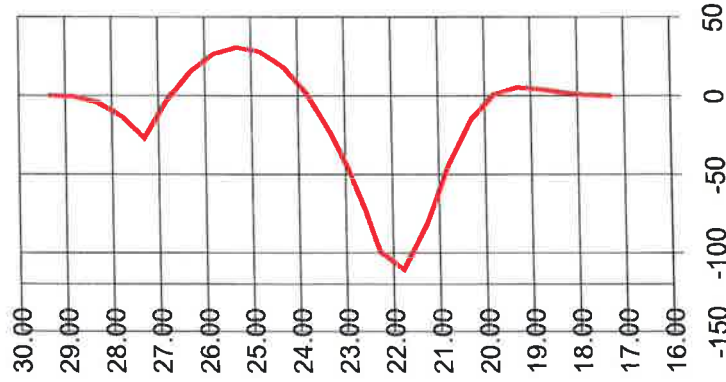
RESULTATS (Phase 3)

Déplacements [mm]



Dmax = 0.060
Dmin = -25.510

Moment [kNm]



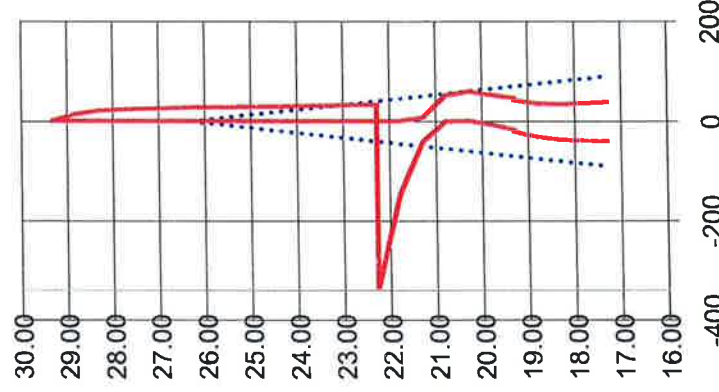
Mmax = 30.74
Mmin = -110.40

Effort Tranchant [kN]



Tmax = 75.31
Tmin = -90.15

Pression terres/eau [kPa]



Pmax = 58.52
Pmin = -337.73



v.2.4.0 du 15.09.2009

AFFAIRE NAM2.B.915

QUAI N°3 - NOGENT/OISE

RESULTATS (Synthèse)

N° phase	Déplac. en tête [mm]	Déplac. max [mm]	Moment max [kNm]	Tranchant max [kN]	Rapport butées
1	0.00	0.00	0.00	0.00	132.712
2	14.76	14.76	90.89	-93.19	29.327
3	-25.51	-25.51	-110.40	-90.15	25.497
Extrema	-25.51	-25.51	-110.40	-93.19	25.497

Les efforts résultants du calcul KRea dans les tirants et boutons sont à multiplier par (eh/L) pour les obtenir par élément d'ancrage.



Calcul réalisé par : GINGER CEBTP