



VENDÉE
CONSEIL GÉNÉRAL

BCEOM
SOCIÉTÉ FRANÇAISE D'INGÉNIERIE

Fax :04 67 65 03 18

STRAPO

STRAP0

Z.I. Les Pissas - 6, Rue Le Corbusier
LE CHATEAU D'OLONNE - B.P. 11850
85118 LES SABLES D'OLONNE Cedex

Tél : 02 51 21 49 53
Fax : 02 51 22 07 98

[illegible]

BALINEAU
SOCIETE ANONYME

18, avenue Gustave Eiffel
33608 PESSAC CEDEX
Tel. : 05 57 89 16 78
Fax : 05 56 07 34 78

25186


N1-01.^R

PORT DES SABLES D'OLONNE
TRAVAUX DE GENIE CIVIL POUR ELEVATEUR
A BATEAUX DE 500 TONNES
GENERALITES
NOTE D'HYPOTHESES GENERALES

SOMMAIRE

I	GENERALITES	1
II	ELEMENTS DE DONNEES	2
III	CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	4
	1- Béton pour béton armé	3
	2- Armatures pour béton armé	3
	3- Palplanches et caissons	4
	4- Pieux	5
IV	CARACTERISTIQUES DES SOLS	6
	1- Coupe sur estacade élévateur	6
	2- Mur de quai	9
	- Caractéristiques des terrains (pour le calcul des soutènements)	11
V	EFFORTS APPLIQUES- COMBINAISONS	12
	1- Charges verticales	12
	2- Efforts d'amarrage	13
	3- Calcul de l'énergie d'accostage	14
	4- Effet de l'accostage sur l'estacade	15
	5- Charges horizontales sur l'estacade	16
	6- Actions climatiques	17
	7- Prise en compte de la corrosion	18
	8- Valeurs caractéristiques et combinaisons d'actions	19
VI	REPRISE DES EFFORTS PAR LES PIEUX DE L'ESTACADE	20
	1- Reprise des efforts horizontaux	20
	2- Reprise des efforts verticaux	21
VII	DONNEES POUR LE CALCUL DES RIDEAUX	23
	1- Coupe	23
	2- Valeurs caractéristiques	24
VIII	TERRE PLEIN - INCLUSIONS - DALLAGE	26

VIII TERRE PLEIN - INCLUSIONS - DALLAGE 28

Annexes a1 a 7 = rapport SOGED EXPERT (extrait) justifiant nos valeurs de cet cf dans le micastuste seen. 

N1.01

PORT des SABLES D'OLONNE
 GENIE CIVIL POUR ELEVATEUR a BATEAUX
 GENERALITES
NOTE D'HYPOTHESES GENERALES

I/ GENERALITES

Cette note a pour but de définir quelques hypothèses générales de calcul des ouvrages de Genie Civil pour les travaux de mise en service de l'élevateur a bateaux de 500 Tonne sur le port des SABLES D'OLONNE.

Cette note d'hypothèses reste très générale ; elle sera complétée à l'avancement des notes de calculs de chaque type d'ouvrage (... estacade pour elevateur, quai, duc d'albe ...). ... les notes de calcul de chaque partie d'ouvrage seront précédés d'une note d'hypothèses de calcul propre a cet ouvrage.

II ELEMENTS de DONNEES

2

Les elements de donnees sont les pieces jointes dans le dossier d'appel d'offres, reconduites dans le dossier de marche :

Pieces ecrites :

- Detail estimatif
- Bordereau de prix
- CCTP . TITRE 1 : Prescriptions communes à tous les travaux
- CCTP . TITRE 2 : Prescriptions spécifiques au Genie Civil
- CCTP . TITRE 3 : Prescriptions spécifiques aux Equipements et réseaux

Plans (du projet)

- Plan n°1 = Vue en plan . Etat existant
- Plan n°2 = Cale de halage et slipway . Etat existant
- Plan n°3 = Batiment OCEA . Atelier réparation 3 Etat existant
- Plan n°4 = Coupes AA, BB, CC Etat existant
- Plan n°5 = Vue en plan . Travaux preparatoires . Demolitions
- Plan n°6 = Darse elevateur
- Plan n°7 = Vue en plan . Etat futur . Phase 1 et phase 2
- Plan n°8 = Vue en plan . Etat futur
- Plan n°9 = Coupes AA . BB . CC . Etat futur
- Plan n°10 = Vue en plan . Etat futur . VRD
- Plan n°10 = Carnet de details Reseau et station de traitement

Elements du DCE de construction de l'elevateur et du chariot

Pour info avec . un CCTP et 7 plans numerotes de 1a7

Elements concernant les ouvrages existants

- Avec des vues en plans et coupes types de murs de maçonnerie et de rideaux de palplanches de remplètement

- Rapport diagnostique 2004 sur les ouvrages du bassin a flot : - Etude diagnostique de J.P. Leullain du 16/9/2004
- avec en PJ le rapport d'inspection subaquatique du 19 au 30/7/2004 de la SARL RONEUF

GEOTECHN. - Rapport de sol de FONDOUEST (n° 00/6762

indice A1 date du 15/06/00
+ note complémentaire concernant les essais en laboratoire (FONDOUEST)
date non lisible

III CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

1) Béton pour béton armé

Classe d'environnement XS3

Classe de résistance minimale: C35/45

Pour le calcul des ouvrages selon le BAEL 91 modifié 99, nous retiendrons

$$f_{cj} = 35 \text{ MPa} \quad f_{ty} = 27 \text{ MPa}$$

Contraintes maximales

a l'ELS $\sigma = 0.6 f_{ty} = 21 \text{ MPa}$

a l'ELU fondamental (sollitations de courte durée)
 $\theta = 0.85 \quad \gamma_b = 1.50 \quad \sigma_{bc} = 23.33 \text{ MPa}$

a l'ELU accidentel

$$\theta = 0.85 \quad \gamma_b = 1.15 \quad \sigma_{bc} = 30.40 \text{ MPa}$$

Module de déformation longitudinal

a court terme

$$E_c = 11000 \sqrt[3]{35} = 35981 \text{ MPa}$$

a long terme

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{35} = 12102 \text{ MPa}$$

2) Armatures pour béton armé

Aciers de béton armé en Fe 500

Aciers de montage ou aciers de maintenance en Fe E 235 (ronds lisses)

Enrobage des armatures = 5 cm (sur certains ouvrages, cet enrobage pourra éventuellement être porté à 6 cm)

A l'ELS, la contrainte maximale des aciers sera limitée en considérant la fissuration très préjudiciable $\sigma_a = 0.8 \{$

$$\} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, \max(0.5 f_e, 110 \sqrt{f_{ty}}) \right)$$

$$= \min(333 \text{ MPa}, \max(250 \text{ MPa}, 228 \text{ MPa})) = 250 \text{ MPa}$$

$$\text{donc } \sigma_a = 0.8 \times 250 = 200 \text{ MPa} \quad \boxed{\sigma_a = 200 \text{ MPa}}$$

De même pour les aciers doux dont la contrainte maximale est calculée à l'ELS

$$\sigma_a = 125 \text{ MPa}$$

Longueurs d'ancrage et de recouvrements

Longueurs d'ancrage et recouvrements
vérifiés à l'ELU $\Rightarrow l_s = 34 \phi$
(art A.6.1.22)

Lorsque la longueur d'ancrage est dimensionnée pour une vérification à l'ELS, la longueur d'ancrage peut être calculée en fonction de la contrainte des aciers (contrainte limitée pour fissuration très préjudiciable). En tenant compte d'une pondération moyenne des charges ELU/ELS de 1.45 (par ex. ci) la longueur l_s peut être ramenée à $34 \phi \times \frac{200}{\frac{500}{1.1} / 1.45} = 22.7 \phi$

soit 23 ϕ

(l'usage de

cette vérification sera limitée aux zones où il devient difficile de respecter les 34ϕ ; p. ex. exemple sur les recouvrements des barres de gros diamètre sur les abouts de poutres préfabriquées mises bout à bout. En fait cette réduction de longueur d'ancrage sera très limitée sinon inutilisée.

(A)

3) Palplanches et caissons

Caractéristiques mécaniques et chimiques des aciers selon la norme NF-EN 10025.

Pratiquement nous rechercherons l'utilisation des produits du groupe ARCELOR

Nuance des palplanches utilisées : S355GP (sauf indication contraire)

Limite élastique = 355 N/mm^2

4) Pieux

Concerne les ouvrages suivants =

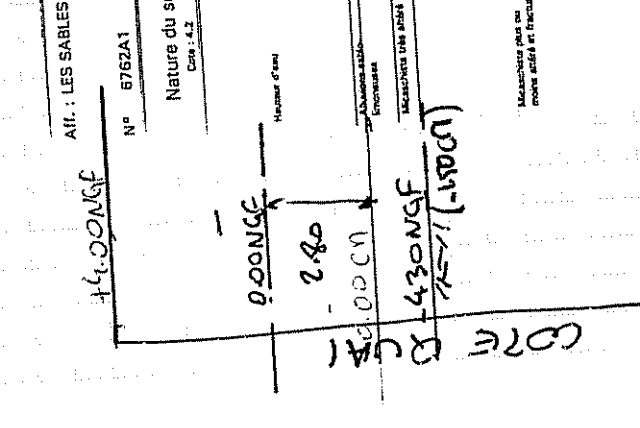
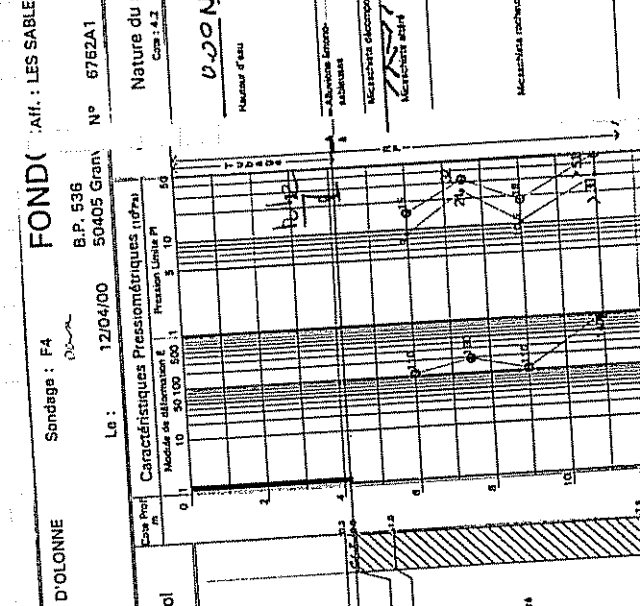
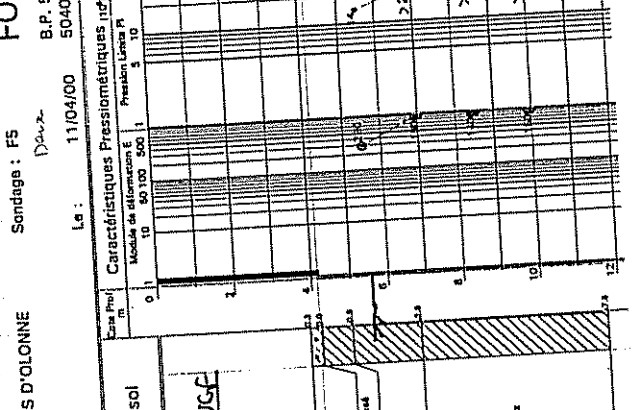
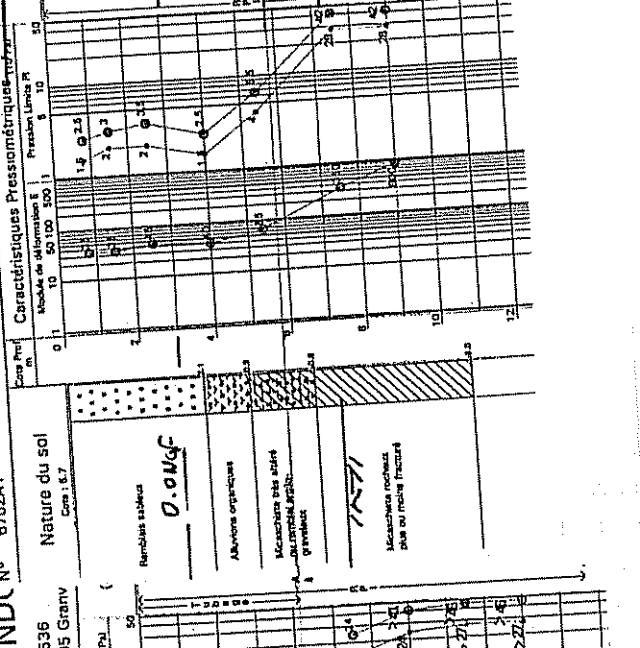
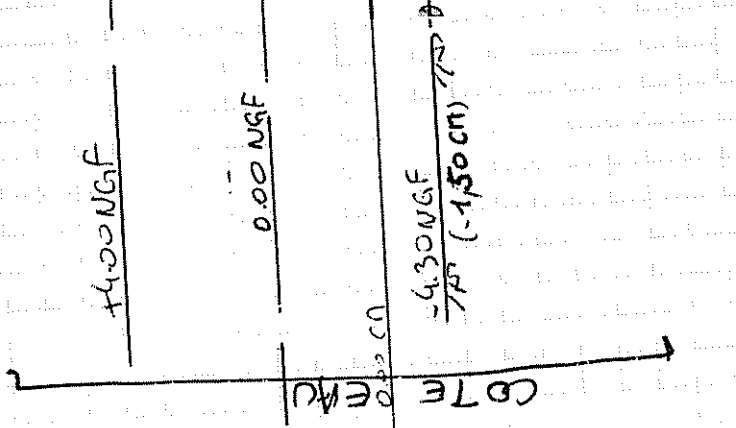
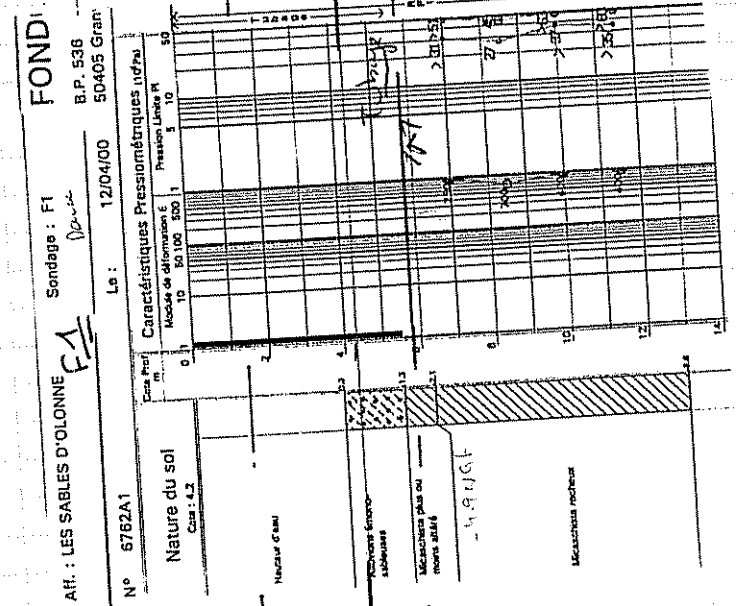
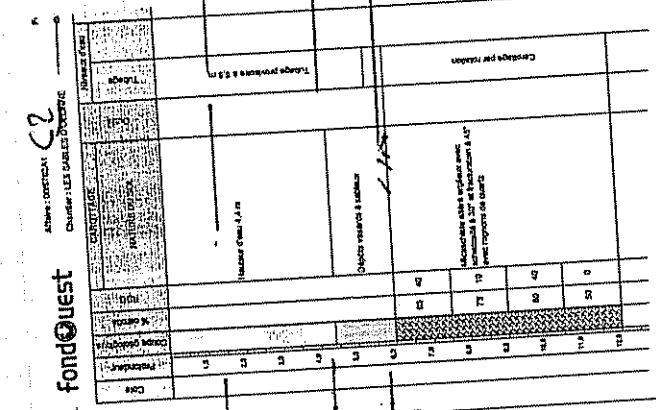
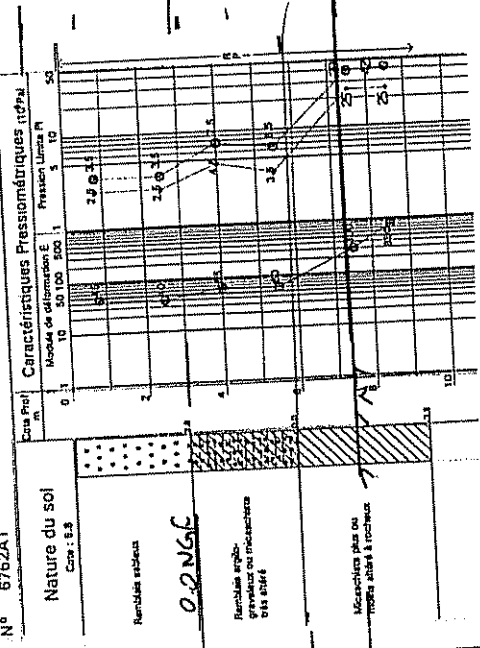
- Pieux pour estacade de l'élevateur
- Duc d'albe du bassin à flot
- Eventuellement les tubes du mur de quai dans l'hypothèse du remplacement du rideau mixte pierre caissons/palplanches par un rideau composé tubes/palplanches.

Diamètres choisis dans une gamme de diamètre courants Ex = $\phi 508/609/813/914/1016/1220$
Epaisseurs suivant disponibilités après vérification de résistance

Nuances	X52 (ou S355)	Limite élastique = 355 N/mm^2 mini
	X60 (ou S420)	" = 413 N/mm^2
	X65	" = 448 N/mm^2
	X70	" = 482 N/mm^2

Nuance à privilégier dans les recherches de disponibilités.

Aff. : LES SABLES D'OLONNE
Sondage : F3
B.P. 536
02.04.00
25/04/00
50405 Gran



En écartant a priori le risque d'incident géologique en s'éloignant de la berge (vers l'extrémité de l'estacade et le duc d'albe du bassin à flot), nous retenons pour le calcul des pieux la coupe type suivante

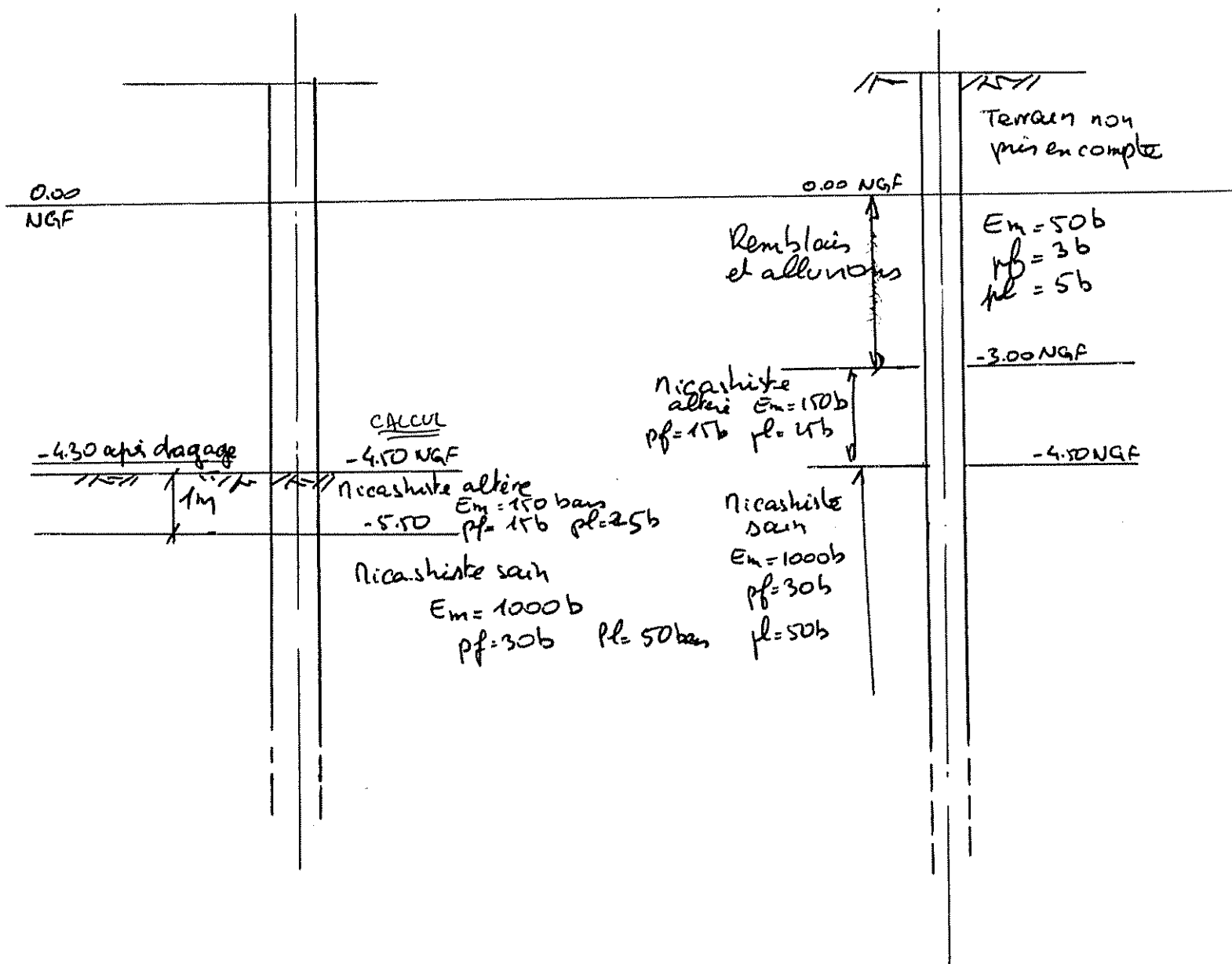
Pieux dans la darse
(y compris pieux de la poutre côté quai existant)

Pieux à terre.
(dans le terre plein).
Pour l'estacade de l'éleveur



4.00 NGF

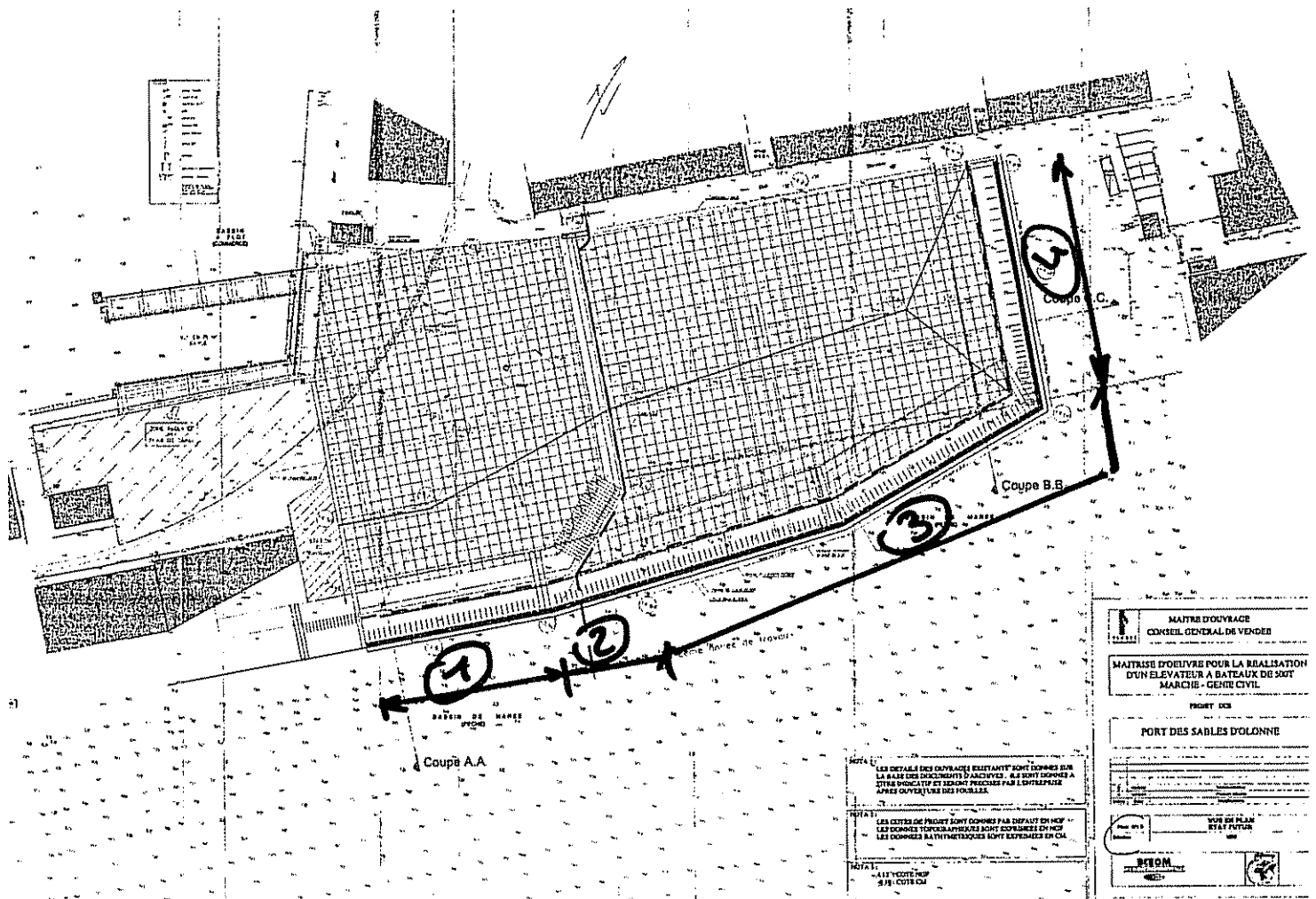
4.00 NGF



2) Mer de Quai

19

Il semblerait que le découpage en zones soit satisfaisant.

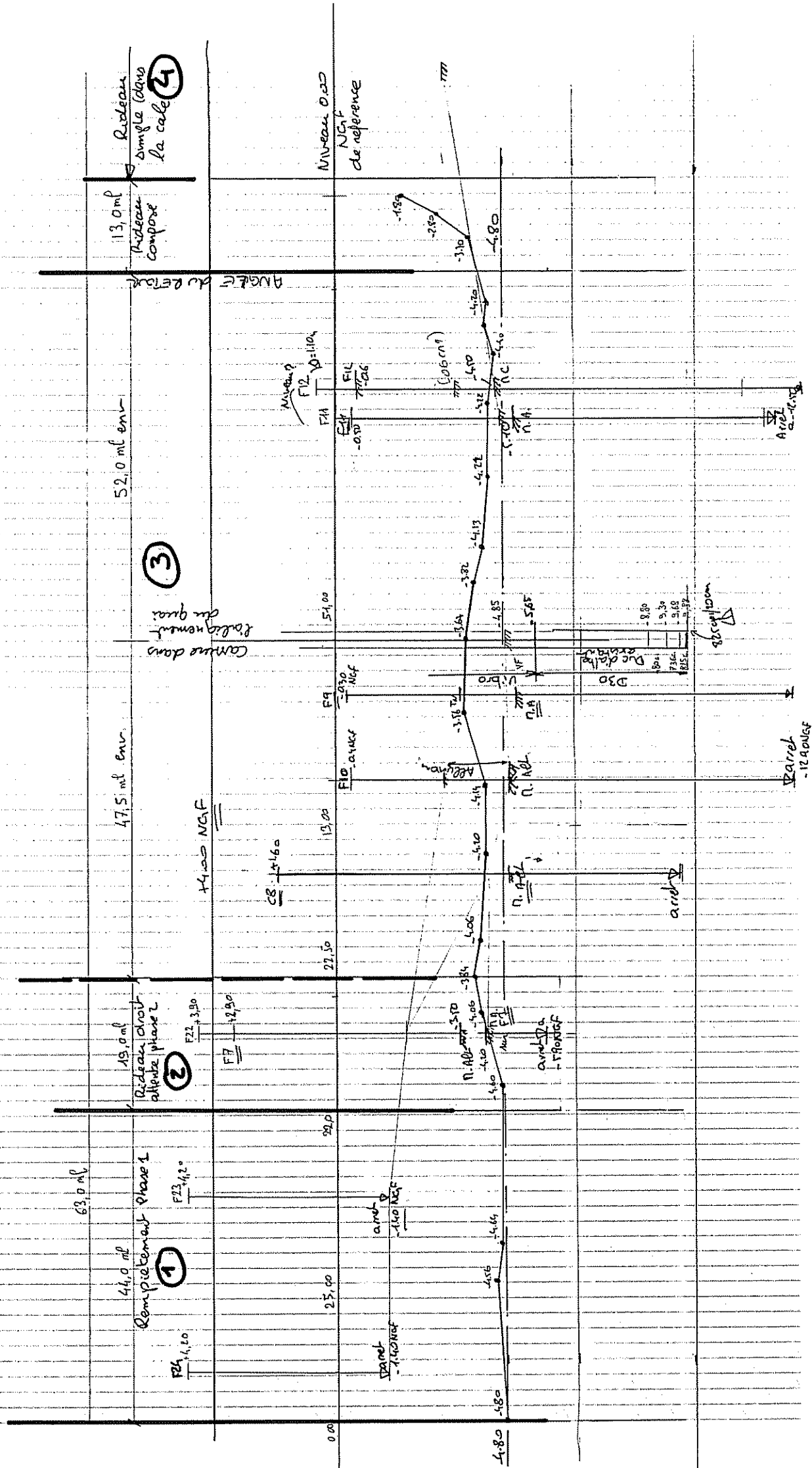


Zone 1 = Rempiement devant le quai en palplanches existant
 Zone 2 = Rempiement en phase 1 pour prevision de raccordement
 avec la phase 2
 Zone 3 = Rempiement sur terrain "libre" en remblai

Zone 4 = Quai de hauteur variable, realise dans la cale existante.

L'elevation de la page ci-apres donne quelques indications sur les niveaux et la geologie du terrain existant.

9



Caracteristiques des terrains (pour le calcul des soutènements).

(voir également page 24)

- Terrains existants dans le terrain plein rempli zone 1 (Sondage F23/F24)

$E_m = 65 \text{ bars}$ $H_f = 2 \text{ bars}$ $H_b = 4 \text{ bars}$.

Pour les verifications eventuelles nous proposons de retenir les caracteristiques a la rupture suivante:

$\gamma = 1.8 \text{ T/m}^3$ $\gamma' = 0.8 \text{ T/m}^3$
 $c = 0$
 $\varphi = 20^\circ$

- Remblais a mettre en place en arriere du quai a construire :

A

Nous retenirons

$\gamma = 1.9 \text{ T/m}^3$
 $c = 0$

$\gamma' = 0.9$ $\gamma' = 1.1 \text{ T/m}^3$ A
 $\varphi = 30^\circ$

- Terrains en place
Nicashiste altere (sur 1m)

$\gamma = 2.2 \text{ T/m}^3$ $E_m = 350 \text{ b}$ $H_f = 18 \text{ b}$ $H_b = 30 \text{ b}$
 $c = 0$ $\varphi = 35^\circ$

cf rapport FONDUEST page 8/11

Concerne le terrain d'ancrage du rideau de mer de quai
A (pieux)

- Nicashiste rocheux

$\gamma = 2.2 \text{ T/m}^3$ $E_m = 1000 \text{ b}$ $H_f = 30 \text{ b}$ $H_b = 50 \text{ b}$
Pour un calcul en soutènement nous retenirons.
 $c = 7 \text{ T/m}^2$ $\varphi = 45^\circ$

A
En annexe la copie du rapport des sol de SOCIÉTÉ EXPERTISE justifiant les valeurs de c et φ que nous avons retenues dans nos calculs.

A noter que cette hypothese de cohesion realisee a proximite avec SABLES D'OLONNE. cette valeur n'est pas tres elevee et dans les calculs que nous ferons, il faudra controler que l'on a bien limite les pressions de reaction des rideaux a des valeurs nettement inferieures aux valeurs de H_b .

1 EFFORTS APPLIQUES - COMBINAISONS

1/ CHARGES VERTICALES

Pour le calcul des rideaux de soutènement

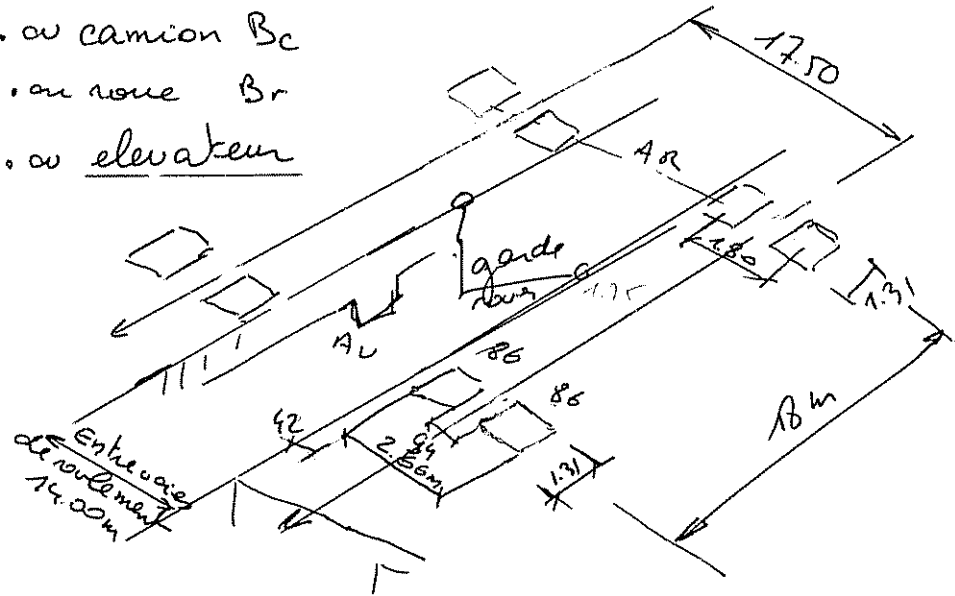
$$q = 2 \text{ T/m}^2$$

Pour le calcul de l'estacade

$$S = 2 \text{ T/m}^2$$

- ou camion B_c
- ou roue B_r
- ou elevateur

sous réserve
d'accord
de SDD

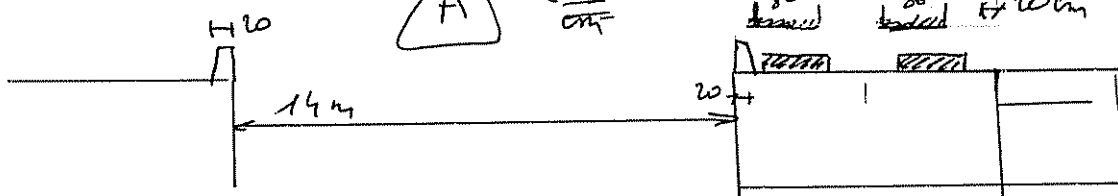


Sur 2 roues jumelées charge

	AV	AR	(Σ pds)
	225T	150T	375T
	188T	188T	375T
ou	150T	225T	375T

A
En raison de la
présence de garde
roues de 20cm de largeur
l'élevateur ne
peut se déplacer
de son chemin théorique
de ± 22 cm soit 44 cm

Latéralement on considérera que le pneu
de l'élevateur reste sur le béton. Donc la "bande"
d'évolution des déplacements latéral
de l'essieu est de 3.50 m



la partie extérieure

de cette poutre ou bande de roulement n'est pas
directement sollicitée par l'élevateur. Mais elle
peut être sollicitée par une surcharge de 2 T/m^2 ou une
roue de camion (sans concomitance avec l'élevateur)

2/ EFFORTS D'ARRAGE.

(Appliqués au droit des bollards)

- Sur le quai rempli à marée

Bollards de 20 tonnes = 15 m env.

Effort considéré dans le calcul

$H = 1T/ml$ (ELS) en tête du quai à +4.00 NGF

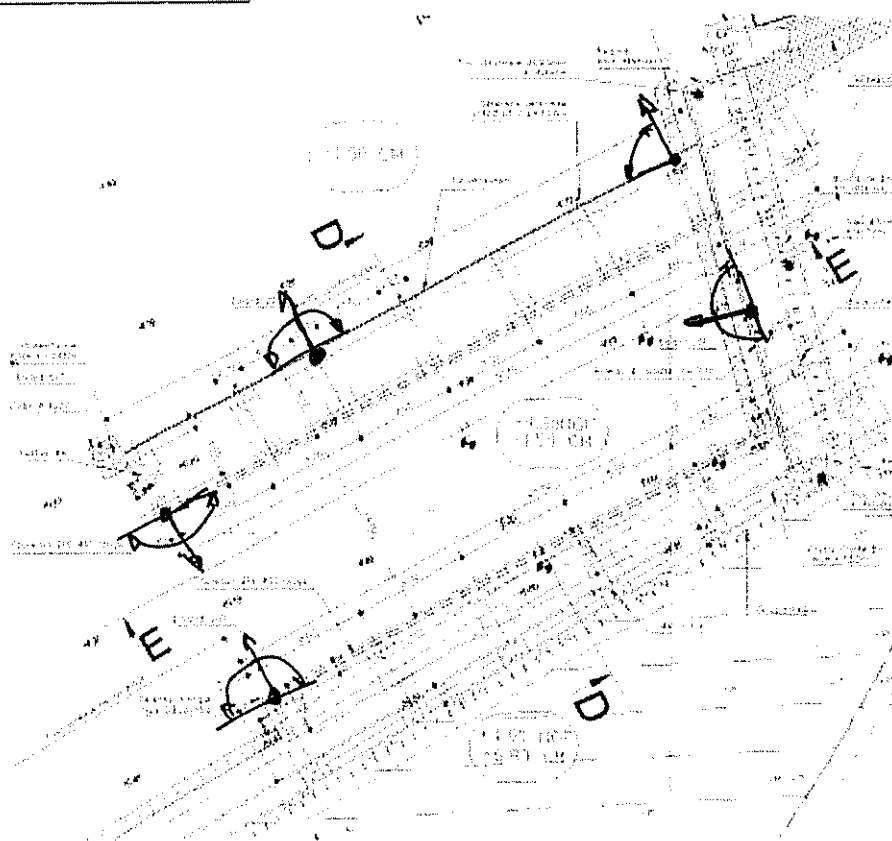
- Sur le duc d'albe

$H = 50T$ ELS

75T ECU

appliqué à +4.25 NGF (direction sans incidence sur le détail des calculs)

- Sur l'estacade 5 bollards de 20T



On distingue = 2 bollards extérieurs

peuvent être sollicités simultanément

$H = 20T$ ELS sur l'un | orientation

$H = 10T$ sur l'autre | en plan

cf croquis ci dessus

et 3 bollards intérieurs à l'effort

est appliqué sur des parties d'ouvrage différentes (concomitance sans incidence)

3. Calcul de l'énergie d'accostage

Concerne :

- le duc d'albe du bassin a flot
- la face latérale externe de l'estacade pour elevator

Caractéristiques du navire projet

longueur = 30m

largeur = 11m

Tirant d'eau = 2.00m

Déplacement = 500T

Vitesse d'accostage = 0.50 m/s

Angle d'accostage $\alpha = 10^\circ$

Calcul de l'énergie d'accostage :

$$E = \frac{1}{2} \frac{M}{g} V^2 \times C_n \times C_e \times C_s \times C_c$$

$M = 500T$

$g = 9.81 \text{ m/s}^2$

$V = 0.50 \text{ m/s}$

C_n = Coefficient de manœuvre

$$C_n = 1 + 2 \times \frac{2.0}{11} = 1.363 \text{ (Méthode Vasco. Costa)} \quad \left. \begin{array}{l} C_n \\ \text{néhiendra} \end{array} \right\} \begin{array}{l} 0.11 \\ \Pi_0 = 1.363 \end{array}$$

$$C_n = 1 + \frac{\Pi \times 2^2 \times 30 \times 1.03}{4 \times 500} = 1.19 \text{ (Méthode STELSON)}$$

$$C_e = \frac{k^2 + (R^2 \cos^2 \gamma)}{k^2 + R^2} \quad \left| \begin{array}{l} k = [0.19CB + 0.11] \times LBP = [0.19 \times 0.735 + 0.11] \times 30 = 7.48 \text{ m} \\ \text{(avec } CB = \frac{\Pi_0}{LBP \times B \times D} = \frac{500}{30 \times 11 \times 2 \times 1.03} = 0.735) \end{array} \right.$$

$$R = \sqrt{\left(\frac{LBP}{2} - x\right)^2 + \left(\frac{B}{2}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{30}{2} - 7.5\right)^2 + \left(\frac{11}{2}\right)^2} = 9.30$$

$$\gamma = 90 - 10 - \text{ASIN} \left(\frac{B}{2R} \right) = 43.74^\circ$$

$$C_s = 1.0 \quad C_c = 1.0 \quad C_e = \frac{7.48^2 + (9.30 \cos 43.74^\circ)^2}{7.48^2 + 9.30^2} = 0.71$$

$$E = \frac{1}{2} \frac{500}{9.81} \times 0.5^2 \times 1.363 \times 0.71 \times 1.0 \times 1.0 = 6.16 \text{ TJ}$$

Nous retrouvons sensiblement la valeur proposée dans le CCTP de 63 kN.m. Nous conserverons cette dernière valeur

$$E_n = 63 \text{ kN.m} \quad \underline{\underline{ELU}}$$

A l'ELS, nous admettrons que la vitesse du bateau est de 0,30 m/s

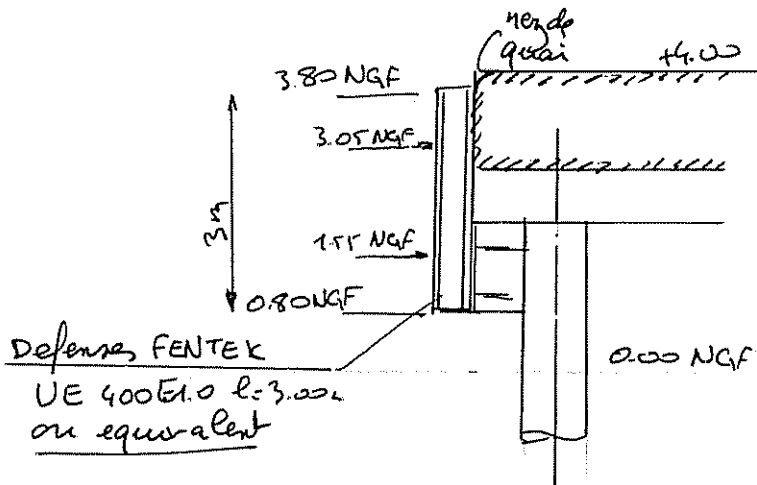
Energie d'accostage correspondante

$$E_n = 23 \text{ kN.m} \quad \underline{\underline{ELS}}$$

4 Effet de l'accostage sur l'estacade

Cet accostage est transmis à l'estacade par l'intermédiaire des défenses

Ces défenses ont une hauteur de 3m entre les niveaux 0.80 NGF et 3.80 NGF



Performance defense
UE 400 E1.0

$E_n = 23 \text{ kN.m}$ } pour 1m
 $R_n = 126 \text{ kN}$ } de defense

On considérera que l'énergie est reprise sur la moitié de la longueur de la defense

Nous retiendrons à l'ELU $R \approx 3.0 \times 126 \approx 378 \text{ kN}$

appliqués à l'estacade (à 3.05 NGF ou 1.55 NGF) déterminant.

Effort tangentiel $378 \times 0.15 \approx 57 \text{ kN}$ (appliqué vers la rive).

À l'ELS Energie de 23 kNm soit $\frac{23}{3 \times 23} = 33\%$ de l'énergie nominale

Reaction $\approx 100\% \times = \text{ kN}$

Effort tangentiel = $0.15 \times 378 = 57 \text{ kN}$

Nota : Contrairement à ce qui demandé dans la N.Ox no 1 et après entretien complémentaire avec le B.C.E.O.P, cet effort d'accostage sera pris sur une hauteur de 1.50m et non de 3.0m qui aurait conduit à doubler cet effort d'accostage

EFFORT D'ACCOSTAGE RETENUS

à l'ELU $R = 378 \text{ kN}$ ⊥ estacade
 $F = 57 \text{ kN}$ effort tangentiel

à l'ELS $R = 378 \text{ kN}$ ⊥ estacade
 $F = 57 \text{ kN}$ effort tangentiel

Effort appliqué à 1.55 NGF ou 3.05 NGF avec points d'accrochage des défenses
1 seul point sollicité

Efforts parallèles à l'estacade = 10% des charges verticales soit $37,5T$ (freinage ou action sur butoir)

Efforts perpendiculaires à l'estacade = il est raisonnable de limiter cet effort horizontal à un effort dû au vent compatible avec l'utilisation de l'élevateur

En retenant une pression de 12 kg/m^2 (correspondant à un vent de 50 km/h , difficilement conservable pour utiliser l'élevateur)

l'effort horizontal total est de l'ordre de

$$[48 \times 11 + 25 \times 6] = 678 \text{ m}^2 \times 12 = 8136 \text{ kg}$$

soit $4,07$ arrondi à $5T$ par essieu

perpendiculaire à l'axe de l'estacade

On retiendra les efforts horizontaux suivants sur l'estacade de l'élevateur (dus à l'élevateur) :

- sens longitudinal = $H = 37,5T$ (pour l'ensemble de 2 essieux AV + AR)

- Sens transversal = $H = 10T$ (soit 5 tonnes par essieu AV + AR)

A confirmer par le S.N.D

A

6/ ACTIONS CLIMATIQUES

- dilatation et retrait
 - gradient thermique.
- Concerne l'estacade pour elevateur.

Temperature et retrait : L'ouvrage étant partiellement réalisé à l'aide d'éléments préfabriqués clés, les efforts dus à la température et au retrait seront les suivants :

- Retrait = $2 \cdot 10^{-4}$ appliqué avec le module différé

- Variation de température $\pm 1 \times 10^{-5} \times 20^\circ = 2 \cdot 10^{-4}$

avec 50% avec module différé
et 50% avec module instantané

A)

Gradient thermique

Gradient de 5°

$$\Delta t = 5^\circ$$

$\alpha = 10^{-5}$ avec module instantané

A)

Module of page 3

7/ PRISE en COMPTE de la CORROSION

Le phénomène de corrosion sera pris en compte pour la vérification des contraintes. Néanmoins, le calcul des efforts sera établi avec les caractéristiques des produits métallurgiques supposés non corrodés :
(En particulier pour le calcul des inerties)

Les réductions d'épaisseur des différents produits pour la prise en compte de la corrosion sont les suivants :

Pieux de l'estacade =

De la tête du pieu jusqu'au niveau -5.30 NGF =
réduction de l'épaisseur du tube de 4 mm
(sur le rayon)

En dessous de -5.30 NGF =
réduction de l'épaisseur du tube de 2 mm.

Rideau mixte

Concerne à la fois les caissons (ou pieux en cas de rideau composé avec des tubes) et les palplanches intercalaires :

sur le
rayon
des pieux



Entre +4.00 NGF et -1.40 NGF = réduction de l'épaisseur de métal de 2 mm
Entre -1.40 NGF et -5.30 NGF = réduction de l'épaisseur de métal de 4 mm (encre) (A)
En dessous de -5.30 NGF = réduction de l'épaisseur de métal de 2 mm

(A) Sur le rideau des 45m phase 1, la corrosion entre -1.40 et +1.20 NGF peut être ramenée à 1 mm. (ce calcul n'est pas déterminant)
Palplanches des rideaux d'ancrage arrière

Réduction de l'épaisseur de métal de 2 mm.

Tirants : Epaisseur sacrifiée à la corrosion = 1 mm
(diamètre du tirant diminué de 2 mm, y compris pour la partie filetée)

Plaques de tirants = épaisseur réduite de 2 mm.

Liernes Pour enter les calculs trop précis, pas forcément très significatifs, les liernes ont été vérifiées avec une contrainte admissible à l'ECS égale à 0.55σ_e (au lieu de 0.67σ_e). Pour une lierne EURN 300, ceci revient à une corrosion de $10 - 10 \times \frac{0.5}{0.67} = 2.5 \text{ mm}$ env.



19/ VALEURS CARACTERISTIQUES DE CALCUL et COMBINAISONS D'ACTIONS
(reprise des valeurs données dans le CCTP)

19

Actions	δq service	δq ultime
Poids propre	1.0	$G_{min} = 1.0$ $G_{max} = 1.35$
Poussée du sol	1.0	$G_{min} = 1.0$ $G_{max} = 1.35$
Poussée de l'eau	1.0	1.15 <u>1.0</u>
Température	1.0	1.35
Accostage	1.0	1.00
Amarage	1.0	1.50
charge terre-plein	1.0	1.50
Charges routières	1.20	1.60
charges éleveurs (onchariot)	1.0	1.50

Combinaisons d'actions

Valeurs des coefficients pour les combinaisons

Actions d'accomp.	ψ_0 Valeur de combinaison	ψ_1 Valeur fréquente	ψ_2 valeur quasi permanente
Température et état	0.60	0.50	
Gradient	0.50		
Vent	0.77	0.20	0
Accostage	0.77 à 1.00	0.50	0
Amarage	0.77 à 1.00	0.50	0.20
Charges d'exploit sur terre-plein	0.77	0.50	0.20
Charges routières	0.77	0.60	0
charges d'élevage	0.77 à 1.00	0.50	0.20

A PRÉCISER PAR TYPE D'OUVRAGE

(!!)

(L'examen de ces coefficients sera réabordé dans la note de calculs spécifique à chaque ouvrage)

VI REPRISE DES EFFORTS PAR LES PIEUX DE L'ESTACADE

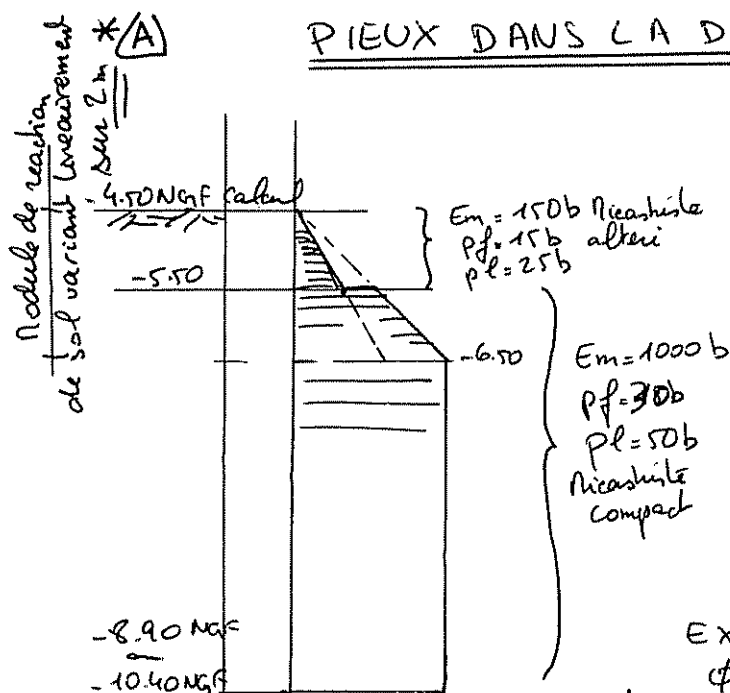
20
A

Le DCE évoque des pieux $\phi 812 \times 15$ et $\phi 914 \times 16$. L'uniformisation éventuelle du diamètre de ces pieux sera abordée ultérieurement si cette possibilité s'avère intéressante.

1) Reprise des efforts horizontaux

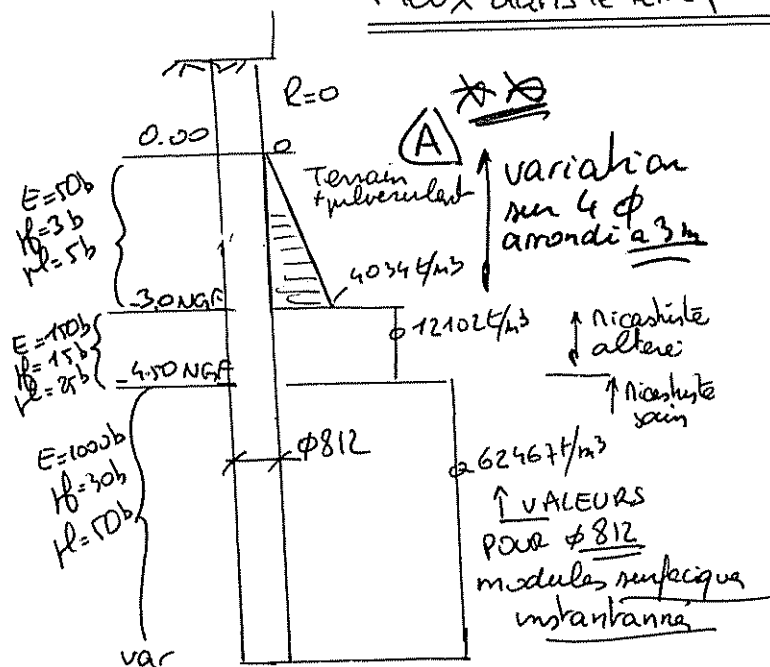
Pieux appuyés horizontalement sur le sol, les modules de réaction sont calculés à l'aide du fascicule 62

PIEUX DANS LA DARSE



(?) (A) On retiendra une variation linéaire sur 2 m, car le comportement des micashistes (même alteres) se rapproche plus d'un terrain cohérent que d'un terrain frottant (2 ϕ arrondi ici à 2m par simplicité) * (A)

Pieux dans le terre plein



PIEUX ESTACADE-ELEVATEUR A BATEAUX

CALCUL DU MODULE DE REACTION DU SOL SUR UN PIEU

B (ou Φ) = 0,812 m

CALCUL PAR LA FORMULE DE FASCICULE 62

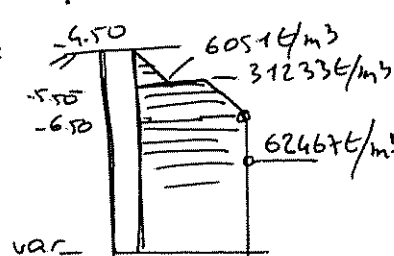
Em t/m ²	α	Kfi t/m ² (lin.)	kfi t/m ³ (surf.)	kfd t/m ³ (surf.)
1500	0,33	9 827	12 102	6 051
10000	0,50	50 723	62 467	31 234

B (ou Φ) = 0,914 m

CALCUL PAR LA FORMULE DE FASCICULE 62

Em t/m ²	α	Kfi t/m ² (lin.)	kfi t/m ³ (surf.)	kfd t/m ³ (surf.)
1500	0,33	10 482	11 469	5 734
10000	0,50	53 131	58 130	29 065

Exemple
 $\phi 812$



valable pour $\phi 812$ pour les modules de réaction surfaciques instantanés

PIEUX ESTACADE-ELEVATEUR A BATEAUX

CALCUL DU MODULE DE REACTION DU SOL SUR UN PIEU

B (ou Φ) = 0,812 m

CALCUL PAR LA FORMULE DE FASCICULE 62

Em t/m ²	α	Kfi t/m ² (lin.)	kfi t/m ³ (surf.)	kfd t/m ³ (surf.)
500	0,33	3 276	4 034	2 017
1500	0,33	9 827	12 102	6 051
10000	0,50	50 723	62 467	31 234

B (ou Φ) = 0,914 m

CALCUL PAR LA FORMULE DE FASCICULE 62

Em t/m ²	α	Kfi t/m ² (lin.)	kfi t/m ³ (surf.)	kfd t/m ³ (surf.)
500	0,33	3 494	3 823	1 911
1500	0,33	10 482	11 469	5 734
10000	0,50	53 131	58 130	29 065

2) Reprise des efforts verticaux

21

Pour la vérification de la reprise des efforts verticaux, il est important de noter préalablement qu'il ne sera pas possible d'obtenir la fiche par battage (refus prématuré, dommages prévisibles sur le tube du pieu et sur les ouvrages environnants.)

Il sera nécessaire de réaliser un curage des pieux (en tout ou partie) pour obtenir l'ancrage mini dans le micashiste sain.

En raison de ce curage et la perte tout au moins partielle du bouchon de refoulement les critères de portance seront les suivants

* En pointe $k_p = 18$
pour $p_l = 506$ en considérant que le pieu est mis en place sans refoulement du sol (Art 3. Annexe C2)

En frottement latéral

Micashiste altéré : On neutralisera 0.50 m de hauteur de cette couche en tête

On retiendra $q_s = 0,075 \text{ MPa}$ (7.5 t/m²) } Micashiste altéré } Carbe Q₂

et $q_s = 0,12 \text{ MPa}$ (12 t/m²) } Micashiste sain } Carbe Q₃

(Ces valeurs de q_s correspondent à celles d'un pieu foré tubé à tube perdu).

Nota : il est nécessaire que la partie curée du pieu soit remplie de béton.

* Ces valeurs pourront être modifiées et reconsidérées au vu des résultats de calcul. En effet ce calcul risque de conduire à des fiches de pieux abusivement allongées. On pourra en particulier se référer aux calculs en mécanique de roche pour estimer une portance plus réaliste.

Exemple de verification de portance d'un pieu $\phi 914$ ancre dans la darse a -8.90 et -10.40 NGF.

$Q_{pu} = 18 \times 0.656 \text{ m}^2 \times 500 = 590,4 \text{ T}$

$Q_{su}(-8.90) = \pi \times 0.914 \times (0.50 \times 7.5 + 3.40 \times 12) = 127,9 \text{ T}$

$Q_{pu}(-10.40) = \pi \times 0.914 \times (0.5 \times 7.5 + 4.90 \times 12) = 179,6 \text{ T}$

Calcul des portances dans differentes conditions

		Pieu fonde a -8.90 NGF	Pieu fonde a -10.40 NGF
	Q_{pe}	+590,4T	+590,4T
	Q_{su}	127,9T	179,6T
	Q_{se}	718,3T	770T
	Q_c 0.5 Q_{pu} + 0.7 Q_{su}	384,7T	420,2T
PORTANCE ELU	Comb fondamentale	$\frac{Q_c}{1.40}$ 513,1T	550T
	Comb. accidentelle	$\frac{Q_c}{1.20}$ 598,6T	641,7T
PORTANCE ELS	Comb. rare	$\frac{Q_c}{1.1}$ 349,7T	382T
	Comb quasi perm.	$\frac{Q_c}{1.40}$ 274,8T	300,1T

cf nra page precedente.

Ces hypothèses ne modifient pas forcément les résultats d'une manière alarmante. Mais ces hypothèses nous semblent incontournables. Une estimation de l'incidence financière de ces hypothèses est à l'étude.

Pour la partie des pieux (ou des caissons) situés en dessous du niveau des palplanches, nous conserverons la même valeur de module de réaction calculée ci dessus.

Par contre nous introduirons dans "RIDO" un coefficient d'affectation des pieux égale a ratio de la largeur du pieu sur le pas de ces pieux. Les butées seront majorées de 50% (élargissement du massif de butée)

$$\text{Exemple} = \frac{b}{e} = \frac{0.636}{2.40} = 0.265$$

↳ " COE -6.80 -10.10 0.265 1.50 "

Les calculs de soutènement seront réalisés a l'aide du logiciel RIDO - Version 4.

VIII INCLUSIONS - DALLAGE

Les hypothèses de calcul de ces ouvrages seront définies ultérieurement, préalablement ~~de~~ à l'étude relative à ces ouvrages.

A

ANNEXE extrait de rapport de sol
"La Petite Garlière" Résidence VILLANARINE (Pansimoulée
réalisée en 2005 par BALINEAU) justifiant les caractéristiques
du micashiste sain pris en compte dans les calculs
(RAPPORT SOGEO EXPERT)

MD/MD/97.D.458.C

Département de la Vendée

ANNEXE A

LES SABLES D'OLONNE

Z.A.C. LES SABLES CENTRE

RESIDENCE "La Petite Garlière"

ETUDE GEOTECHNIQUE

La construction d'un bâtiment à usage de logements est envisagée sur un terrain situé dans la ZAC Sables Centre aux SABLES D'OLONNE. La reconnaissance du sous-sol dans son emprise et l'examen des problèmes géotechniques posés par le projet ont été confiés au Bureau *SOGEO Expert*, 3 rue Leclanché - 86000 POITIERS.

Cette intervention a été effectuée dans le cadre d'une mission G12 USG (Norme NF P 94-500 du 5 juin 2000) du 31 mars au 2 avril 2004 pour le compte et à la demande de BOUYGUES IMMOBILIER ATLANTIQUE, 33 Place Viarme - B.P. 69025 - 44090 NANTES Cedex 1 (fax de commande du 2 Mars 2004), SOCOTEC Agence de LA ROCHE SUR YON étant contrôleur technique de l'opération.

Le terrain intéressé par le projet correspond au lot E1 de la ZAC les Sables Centre. L'altimétrie au niveau de nos points de sondage est actuellement comprise entre 4,30 et 4,60 NGF.

Etant donné le contexte géologique de l'opération mis en évidence par l'Etude Générale SOGEO *Expert* n°97.F.458.A du 27 janvier 1998, la nature du sous-sol a été contrôlée par 3 forages de reconnaissance de 15 m ayant permis la réalisation d'essais de portance pressiométrique. Ils ont été complétés par 2 pénétromètres dynamiques P descendus au refus à 1000 bars. Nous avons également joint le diagramme du du pénétromètre Pi extrait de la campagne générale (voir plan et coupes en Annexe).

A – RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE


A cet endroit, le sous-sol est constitué par les schistes du Briovérien surmontés par des alluvions et des remblais d'aménagement. Nous distinguerons donc 3 ensembles géotechniques :

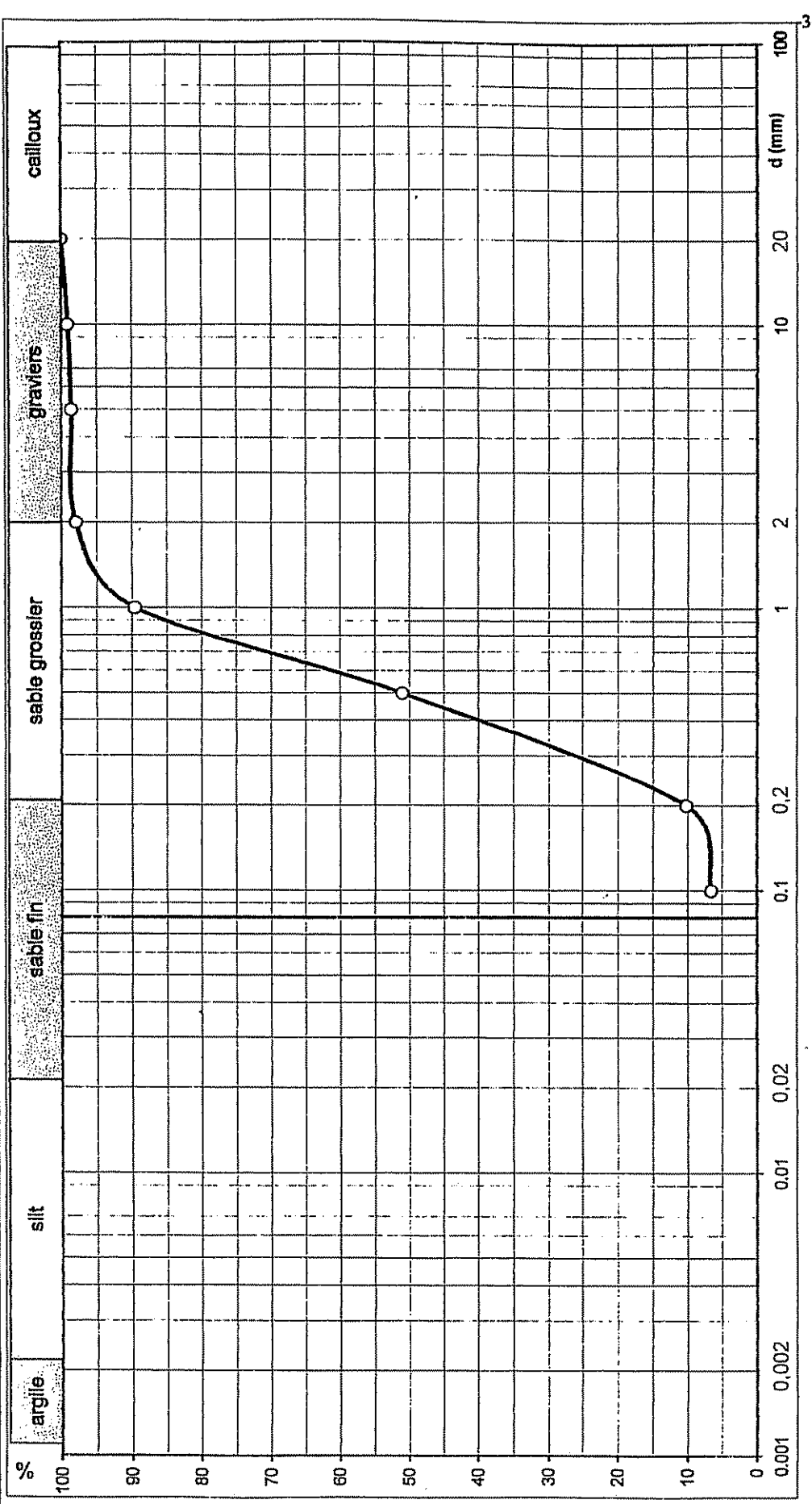
1) Remblais

Les sondages débutent par des remblais constitués de sables grossiers ocre devenant graveleux en partie inférieure. Ils renferment localement des blocs de nature diverse (démolition, etc...). La courbe granulométrique de la page 3 montre que ces matériaux ont été empruntés à des sables dunaires et sont extrêmement bien triés. Ils renferment très peu voire pas de fines avec un pourcentage d'éléments inférieurs à 80 microns de 6 (Filler). On a donc des matériaux pulvérulents sans aucune cohésion, ce qui avait d'ailleurs provoqué des phénomènes de cavitation lors de la réalisation de nos sondages superficiels à la pelle en 1998 (impossible de dépasser 1,50 m de profondeur en moyenne compte tenu de la cote de la nappe phréatique). La base des remblais est en majorité entre 1 et 3 mètres avec une moyenne significative d'environ 2 mètres. Des surprofondeurs locales à plus de 3 mètres restent néanmoins probables.

En ce qui concerne les caractéristiques mécaniques, les remblais sont hétérogènes et moyennement compacts à compacts. En effet, les résistances dynamiques R_d déterminées en continu au pénétromètre sont de 100 à 500 bars et les pressions limites p_l de 7 à 15 bars.

23

		LES SABLES D'OLONNE 04.092.A				RESULTATS DE LABORATOIRE.						
Echantillon		Paramètres granulométriques					wn %	Limites d'Atterberg			GTR	N° laboratoire
Sondage	Cote m/TN	Nature du terrain	% 80 µm	% 2 µm	D50 mm	wL		wP	IP			
F2	0,30/2,00	sable grossier	6	0	0.49	6.2	-	-	-	-	11710	



2) Alluvions

Sous les remblais, les alluvions flamandaises sont principalement composées par des sables argileux gris mais des argiles sableuses de mêmes teintes sont également présentes au sein de cette formation. Les analyses granulométriques de 2001 avaient montré que le pôle sableux renfermait 45 % d'éléments inférieurs à 80 microns (filler) et 26 % de particules argileuses de moins de 2 microns, ce qui n'est pas négligeable. Le pôle argileux contenait quant à lui plus de 40 % d'argile (courbe 10632). Dans ce dernier cas on avait d'ailleurs plutôt une courbe moyenne car le faciès se présente dans la réalité comme une alternance de lits sableux et argileux. La base des alluvions se place de manière assez homogène entre 3,50 et 4,60 m/Terrain Naturel soit $0,35 \text{ NGF} \pm 0,45 \text{ m}$.

Les alluvions forment un horizon compressible très peu compact car les R_d s'abaissent entre 3 et 5 bars. A l'exception d'une pl de 2 bars en F2, les données pressiométriques sont un peu plus favorables avec des valeurs comprises entre 4 et 9 bars.

3) Substratum

Les schistes et micaschistes du Briovérien sont sondés entre 3,50 et 4,60 m de profondeur et donc entre -0,10 et + 0,80 NGF comme le montre le tableau récapitulatif ci-dessous.

	Point	Toit des Schistes	
		/TN	NGF
2004	F1	4,30 m	+ 0,10
	F2	3,50 m	+ 0,80
	P3	4,00 m	+ 0,50
	F4	4,50 m	+ 0,00
	P5	4,60 m	- 0,10
1998	Fi	4,00 m	+ 0,30

Les résultats des divers essais *in situ* permettent néanmoins de diviser le substratum en deux entités du point de vue des caractéristiques mécaniques :

⇒ au sommet, *une frange décomprimée* qui apparaît très nettement sur les pénétrogrammes avec des R_d passant de 50 à 700 bars. Les pressions limites pl sont de 16 à 35 bars environ au niveau de cet horizon qui est donc moyennement compact à compact,

⇒ à partir d'environ $6,00 \pm 0,70$ m de profondeur soit une cote indicative moyenne de $-1,70$ NGF, on passe à la formation saine très compacte où les pl dépassent 40 bars. A noter que les schistes sont métamorphiques et de plus contiennent des bancs de grès.

B- PROBLEMES GEOTECHNIQUES POSES PAR LE PROJET

La construction sera un R+4 avec deux niveaux de sous-sol, la cote basse étant fixée à $-0,15$ NGF. La structure enterrée occupera tout le lot et aura une emprise supérieure à l'élévation construite.

1) Hydrogéologie

Il existe une nappe phréatique dont le niveau était entre $2,20$ et $3,40$ m de profondeur au moment de notre intervention en mars 2004 soit à $+1,55$ NGF $\pm 0,65$ mètre. Les informations recueillies dans notre Rapport de janvier 1998 et recouvrant une période comprise entre juillet 1966 et janvier 1998 montrent que les niveaux les plus significatifs sont compris entre $+2,30$ NGF et $+2,90$ NGF soit $1,90$ à $2,50$ m/TN. Les suivis de 1966 et 1976 ont par ailleurs montré que l'aquifère n'était pas influencé par les marées. Pour le projet, nous conseillons de retenir une cote de $3,00$ NGF pour l'étude de l'ouvrage. En ce qui concerne l'agressivité vis-à-vis des bétons, nos conclusions de 1998 font état d'une classe A1 mais nous demandons d'actualiser ce paramètre en faisant exécuter deux analyses conformes à la norme NF P18-011.

2) Conception de l'infrastructure enterrée

En considérant le niveau -2 à $-0,15$ NGF, la fouille d'environ 5 mètres de hauteur se placera au sommet ou dans la frange décomprimée des schistes. Ces derniers ne peuvent pas être considérés comme imperméables car la schistosité constitue une discontinuité qui favorise les circulations d'eau.

Les terrassements devront se faire à l'abri d'un soutènement définitif dont l'exécution doit intégrer le contexte géologique. En particulier, la cote du fond de fouille implique l'absolue nécessité de réaliser un ancrage dans les schistes sains métamorphiques à bancs gréseux. A ce sujet, remarquons que lors des tranches précédentes des refus ont été constatés à l'utilisation d'une tarière creuse.

Par rapport à cet ensemble de remarques, une technique de parois moulées est adaptée au contexte avec de plus les avantages potentiels suivants :

→ la perméabilité de l'écran sera faible, aussi on pourrait peut être éviter la réalisation d'un cuvelage moyennant un traitement des joints. Par contre, ceci suppose d'accepter quelques suintements,

→ en agissant sur l'ancrage les arrivées d'eau en fond de fouille pourront être limitées. On peut d'ailleurs prévoir des injections au bordereau afin de neutraliser d'éventuelles zones faillées en fond de fouille ce qui permettrait de réaliser un radier drainant avec pompage permanent.

3) Paramètres mécaniques de dimensionnement

Pour le calcul de l'écran, nous proposons le découpage et les caractéristiques mécaniques ci-dessous pour les justifications de court et long terme de l'ouvrage de soutènement :

Horizon	Cote moy. m/TN	γ_h (t/m ³)	K_0	Court terme		Long terme		α	Em (bars)
				c (t/m ²)	φ	c' (t/m ²)	φ'		
Remblai	1,00/2,00	2,0	0,50	0	32°	0	32°	0,33	60
Alluvions	2,00/4,50	1,7	0,66	2,5	0	0	26°	0,66	15
Schiste altéré	4,50/6,00	2,1	0,50	2,0	30°	2,0	30°	0,50	200
Schiste sain	≥ 6,00	2,2	0,33	7,0	45°	7,0	45°	0,50	1000

Les alluvions constituent le seul cas où les caractéristiques de cohésion et d'angle de frottement diffèrent sur le long terme, sachant que nous avons privilégié le pôle fin. Compte tenu du fait qu'il existe également des sables, on fera les calculs dans la couche d'alluvions avec deux jeux de caractéristiques :

⇒ celles données ci-dessus (comportement de sol fin),

⇒ avec $K_0 = 0,50$, $c = 0$ et $\varphi = 31^\circ$ en court et long terme (comportement du pôle sableux).

Pour chaque phase, on retiendra la situation la plus pessimiste sur le court terme (en long terme le jeu avec 26° sera forcément le plus dimensionnant). A noter que ces caractéristiques sont extraites d'un essai de cisaillement CD sur les remblais sableux complétées par notre étude concernant la nouvelle Mairie (essais UU et CD réalisés sur des matériaux d'origine géologique et de granulométrie équivalentes). A noter qu'un butonnage de tête devra être réalisé pour contribuer à la stabilité, raison pour laquelle nous ne fournissons pas d'éléments relatifs au dimensionnement de tirants d'ancrage. Nous restons néanmoins à la disposition des divers interlocuteurs techniques pour examiner ce point si besoin est.

4) Principe de fondation

Dans la mesure où un écran de soutènement de type paroi moulée sera mis en œuvre, il sera porteur en phase définitive. Dans les schistes sains au-delà de 6,00 m/TN moyen (6,70 m/TN en F1), la pression limite servant de base au calcul de la capacité portante est de 40 bars.

En partie interne, les charges seront reportées aux mêmes schistes sains dont le toit moyen est vers -1,70 NGF. Les contraintes de référence découlant du DTU 13-12 "Règles pour le calcul des fondations superficielles" sont élevées au regard de la pression limite précédente aussi nous retiendrons :

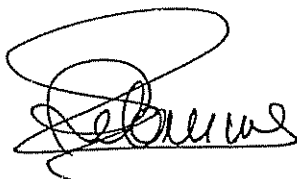
Sollicitations	Contrainte de calcul
Etat Limite Ultime	10,5 bars
Etat Limite de Service	7,0 bars

En considérant un encastrement de 40 cm minimum dans l'assise porteuse, la base théorique moyenne des appuis se placera vers -2,10 NGF. On pourra donc retenir des semelles filantes ou isolées sur gros béton de rattrapage. Les déformations différentielles sous contrainte de service seront alors négligeables.

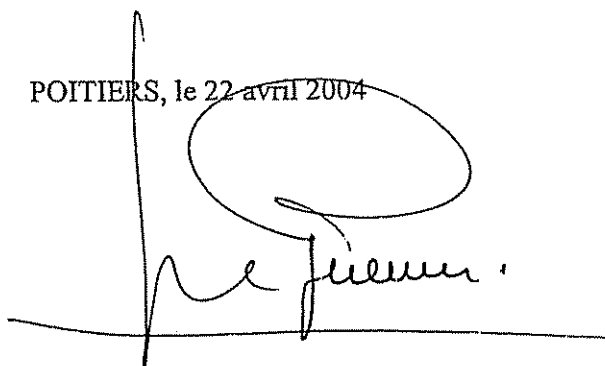
* *
*

Nous restons à la disposition des responsables techniques du projet pour tout renseignement complémentaire et contrôler les fondations si une difficulté quelconque survenait au moment de l'exécution.

POITIERS, le 22 avril 2004



M. DELOMME



J. LE GUERNIC