



UNIVERSITE ABDERRAHMANE MIRA DE BEJAIA.

FACULTE DE TECHNOLOGIE.

Département de Génie Civil

**Mémoire de fin de Cycle
Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie civil**

Option : Géotechnique

Thème

**Etude de fondations d'un viaduc de 392 m sur la pénétrante de Jijel
(Port de Djen- Djen vers l'autoroute Est Ouest) (Pk 15+694-16+086).**

Réalisé par :

BELAKA Zineddine

HANI Mohand Arezki

Soutenu le 21/09/2016 devant le jury composé de :

Mme : BOUICHE. L

Président

Mr : SADAOUI. O

Encadreur

Mr : KHEFFACH. T

Examineur

REMERCIEMENTS

A l'issu de cette étude, Tout d'abord Nous tenons à exprimer nos vifs remerciements« Allah », qui nous a donné la force et le courage de mener ce travail à son terme. à toutes les personnes qui nous ont aidé tout au long de notre travail.

Notre reconnaissance va plus Particulièrement à :

Notre promoteur Monsieur SADAOUI Omar pour avoir accepté de nous encadrer, nous lui exprimons par la présente toute notre gratitude pour la confiance qu'il nous a prodigué, pour ses encouragements continus, pour le suivi de près de notre travail et pour ses qualités humaines.

Notre respect aux membres de jury qui nous feront l'honneur d'apprécier notre travail.

L'ensemble des enseignants qui nous ont suivi dur-ant notre cycle d'étude.

Monsieur Y. KIRAT le directeur de la direction des travaux public Taher, Jijel.

Messieurs BICHER, N. KOUISSA. N pour ses appréciations et ses remarques.

A tous les employeurs de l'ANA wilaya de Jijel ainsi la société RIZZANI DE ECCHER,

Z. BELAKA & M. HANI

Dédicaces

A qui je dédie cet humble travail si ce n'est à mes chers parents, dot le sacrifice, la tendresse, l'amour, la patience, le soutien l'aide et les encouragements sont l'essence de ma réussite, sans eux, je ne serais pas ce que je suis aujourd'hui. Aucune dédicace ne pourrait exprimer mon respect, ma considération et mes profonds sentiments envers eux, je prie le bon Dieu de les bénir, de veiller sur eux, en espérant qu'ils seront toujours fiers de moi.

A mes grandes mères que je leur souhaite une bonne et longue vie.

A mes frères Islam et Mohamed Amine qui ont toujours été présent pour moi.

A ma sœur Meriem qui m'a toujours soutenu.

A mes oncles et leurs femmes qui ont toujours été présent pour moi.

A mes tantes et leurs maris qui ont toujours été présent pour moi.

A mes cousins Yacine, Yazid, Yanis, Aissam, Amir, Nassim et Hamza.

A mes cousines Ahlem, Mona, Chayma, Ines, Sihem, Hiba, Asma et Mayssa,

A mon binôme Fawzi

A tous mes amis Ahmed, Adlane, Mohamed, Choayb, Charaf, Omar, Oussama, Housseem, Nasro, Samir, Lamine, Nidal, Oualid) et mes collègues: Ils vont trouver ici le témoignage d'une fidélité et d'une amitié infinie.

A la mémoire de mes grands-parents que Dieu vous accorde sa miséricorde.

BELAKA Zineddine

Dédicaces

*A ma mère et mon père, mes frères et
sœurs Luisa, Belkacem, Lila, Samir,
Samira*

A toutes mes nièces

A toute ma famille

*A tous mes amis et mes proches et
A toute personne qui m'a encouragé pour
finaliser ce modeste travail de près ou de
loin.*

Mohand Arezki

Table des matières

Table des matières	pages
Sommaire	I
Liste des figures.....	II
Liste des tableaux	III
Liste des symboles.....	IV
Introduction générale	1
Chapitre I : Méthodes de dimensionnement des pieux sous sollicitation horizontale	
I.1. Comportement du sol et du pieu sous chargement horizontal.....	2
I.2. Méthodes de dimensionnements.....	3
I.2.1. Théorie classique rigide-plastique.....	3
I.2.2. Méthode des éléments finis.....	4
I.2.2.1. Modélisation bidimensionnelle.....	5
I.2.2.2. Modélisation axisymétrique.....	5
I.2.3. Méthode au module de réaction.....	6
I.2.3.1. Principe général	6
I.2.3.2. Expressions du module de réaction E_S	8
A. Méthode de Terzaghi (Terzaghi, 1955).....	8
B. Méthode de Poulos (1971).....	8
C. Méthode Gilbert (1995).....	9
D. Méthode Menard, Bourdon et Ganbin (1969).....	9
E. Méthode de Matlock & Reese (1960).....	10
F. Vesic (1961)	10
G. Méthode de Broms (1964).....	11
I.2.3.3. Les courbes (P-y).....	11
A. Fascicule 62 (1993).....	12
B. Méthode API et DNV.....	15
C. Méthode de Port and Harbour Research Institute 1980	17
D. Méthode de Georgiadis & al 1992	17
E. Méthode Kouda et Al (1998)	18
F. Méthode de Mizazigh (1995).....	19
G. Méthode de Li Yan et Byrne (1992).....	19

Table des matières

I.2.3.4. Méthodes du continuum élastique	20
A. Méthode de Poulos.....	20
B. Méthode de Banerjee & Davis.....	20
I.3. Calcul de la capacité portante des fondations profondes.....	21
I.3.1. Méthodes de calcul de la force portante d'un pieu battu sous charge axiale.....	22
I.3.2. Méthodes de calcul de la capacité portante d'un pieu foré sous charge axiale.....	23
I.3.2.1. Formule statique	23
I.3.2.2. Calcul de Q_1 à partir de l'essai au pressiomètre.....	26
I.3.2.3. Calcul à partir de l'essai au pénétromètre.....	27
I.4. Comportement d'un groupe de pieux.....	28
I.3. Etude de fondation	28
I.3.1. Fonctions des fondations	28
I.3.2. Différents types de fondations.....	30
I.3.2.1. Fondations Superficielles.....	30
I.3.2.2. Fondations profondes.....	30
I.3.3. Facteurs de choix du type de fondation	30
Conclusion.....	30
Chapitre II : Reconnaissances géotechnique	
II.1. Géologie et géomorphologie.....	31
II.1.1. Géologie.....	31
II.1.2. Géomorphologie du secteur étudié.....	32
II.2. Contexte sismique de la région.....	25
II.3. Reconnaissance de sol.....	33
II.3.1. Sondage carotté (Reconnaissances géotechniques. Mars 2010).....	34
II.3.2. Mesures piézométriques (NF P 94-157-1).....	35
II.3.3. Essais in-situ.....	36
II.3.3.1. Essai SPT (Standard Pénétration Test), (NF P 94-116).....	36
II.3.3.2. Essais de perméabilité.....	37
II.3.3.3. Essais pressiométriques.....	38
II.3.4. Essais de laboratoire.....	42
II.3.4.1. Essais physiques.....	42
a. Teneur en eau : (NF P 94-050).....	42
b. Densité et saturation : (NF P94-053/ NF P 94-050).....	42
c. Analyse granulométriques : NF P 94-056/ NF P 94-057.....	43

Table des matières

d. Limites d'Atterberg, Plasticité (NF P 94-051).....	44
II.3.4.2. Essais mécaniques.....	44
a. Essai de cisaillement: (NF P 94-074, Octobre 1994).....	45
b. Essai (UU) non consolidé non drainé.....	45
c. Essai de compressibilité à l'œdomètre : (XP_ P 94-090-1).....	46
II.3.4.3. Analyse Chimique :(NF P99-009, NF P94-048, NF T 90-008).....	47
Conclusion.....	47
Chapitre III : Conception et dimensionnement des fondations	
III.1. Définitions d'un pont et de ses différentes parties.....	48
III.1.1. Définition d'un pont.....	48
III.1.2. Différentes parties d'un pont.....	48
III.2. Description de l'ouvrage.....	49
III.3. Définition des charges et surcharges.....	49
III.3.1. Largeur rouable (L_r).....	49
III.3.2. Largeur chargeable (L_c).....	49
III.3.3. Dimensionnement du nombre de voies.....	49
III.3.4. Classe des ponts routes.....	49
III.3.5. Descente de charge.....	50
III.3.5.1. Charges permanentes (G).....	50
A. Poids propre de la structure (Ps).....	50
III.3.5.2. Surcharge routières.....	50
a. Système de charge type A(L).....	51
b. Système de charges type B.....	52
c. Coefficients dynamiques des charges du type B.....	54
III.3.5.3. Surcharges militaires.....	56
a. Charge type M_{c120}	56
b. Charges type M_{e120}	56
c. Charges type D.....	57
d. Charge piétonnière.....	58
III.4. Actions thermiques.....	59
III.4.1. Variations uniformes.....	59
III.4.2. Gradient thermique.....	60
III.4.3. Actions de la température dans les piles.....	60
III.4.3.1. Combinaisons de charges.....	60

Table des matières

III.4.3.2. Poids propre de la pile.....	60
III.4.3.3. Composante horizontale du séisme suivant l'axe (x) E_x	60
III.4.3.4. Composante horizontale du séisme suivant l'axe (Y) E_y	60
III.4.3.5. Calcul des efforts internes dans la pile.....	61
a. Sous la réaction d'appui N_R	61
b. Sous le poids propre de la pile P_p	61
c. Sous la composante horizontale du séisme E_x	62
d. Sous la composante horizontale du séisme E_y	62
e. Sous la force de freinage.....	63
f. Sous la charge du vent W	63
III.4.4. Principe de justification d'une semelle superficielle.....	64
III.4.4.1. Pression limite équivalente P_{le}^*	65
III.4.4.2. Hauteur d'encastrement équivalente D_e	65
III.4.4.3. Evaluation des Tassement.....	68
III.4.4.4. Calcul des tassements sous la pile 06.....	69
III.4.5. Fondation profonde.....	73
III.4.5.1. Nombre de files de pieux.....	73
III.4.5.2. Capacité portante des pieux.....	73
A. Calcul de la charge admissible pour les pieux sous la pile 6.....	73
III.4.5.3. Effet d'un groupe de pieux.....	79
III.5. Ferrailage de la semelle.....	81
III.5.1. Calcul du ferrailage à l'ELU.....	81
III.5.2. Calcul du ferrailage à l'ELS.....	81
III.5.3. Calcul du ferrailage à l'ELA.....	82
III.6. Ferrailage des pieux.....	83
III.6.1. Calcul de M, N, T dans un pieu isolé.....	84
III.6.1.1. Effort revenant à chaque pieu.....	84
III.6.2. Calcul des moments par la formule de WARNER.....	87
III.6.3. Détermination des coefficients.....	88
III.6.4. Ferrailage longitudinal.....	88
III.6.5. Armatures transversales.....	89
III.7. Tassement d'un pieu isolé.....	89
III.7.1. Tassement Pieux forés.....	90
III.7.2. Tassement d'un groupe de pieux.....	90

Table des matières

Chapitre IV : Calcul numériques

IV.1. Présentation du logiciel.....	91
IV.2. Procédure d'entrée des données.....	91
IV.2.1. Programme d'entrée des données (Input).....	91
IV.2.1.1. Géométrie (Geometry).....	91
IV.2.1.2. Chargements et conditions aux limites (loads).....	92
IV.2.1.3. Propriétés des matériaux (Matériau).....	92
a. Sol et Interfaces (soil & interfaces).....	92
b. Matériaux des plaques (Plates).....	93
IV.2.1.4. Génération du maillage (Mesh).....	93
IV.2.1.5. Conditions initiales (Initial conditions).....	93
IV.2.2. Programme de calcul (Calculate).....	93
IV.2.3. Programme de résultats (output).....	94
IV.2.4. Programme des courbes (curves).....	94
IV.3. Modélisation.....	94
IV.3.1. Modèle du sol.....	94
IV.3.2. Modèle du groupe de pieux.....	95
IV.3.3. Modèle du chevêtre.....	96
IV.3.3.1. Chargements et conditions aux limites.....	96
IV.4. Conditions initiales et génération du maillage.....	97
IV.5. Phase de calcul.....	99
IV.5.1. Affichage des résultats.....	100

Chapitre V : Méthodes d'exécutions et essais de contrôle des pieux

V.1. Modes de réalisation des pieux.....	102
V.1.1. Pieu foré.....	102
V.1.1.1. Pieux forés simples.....	102
V.2. Contrôle de réalisation.....	103
V.2.1. Vérification de la plate-forme de travail.....	103
V.2.2. Vérification du positionnement des pieux.....	103
V.2.3. Contrôle de la profondeur.....	103
V.2.4. Curage quel que soit le type de pieux forés.....	103
V.2.5. Contrôle du bon centrage des armatures.....	103
V.2.6. Contrôle du bétonnage.....	103
V.2.7. Contrôle de la géologie attendue.....	103

Table des matières

V.2.8. Contrôle du recépage.....	104
V.3. Essais réalisés sur les pieux.....	104
V.3.1. Essai sonique par transparence : norme [NF P 94-160-1].....	104
V.3.1.1. Principe de la méthode.....	104
V.3.1.2. Mise en place et disposition des tubes de réservation.....	105
V.3.1.3. Equipement de mesure.....	105
V.3.2. Essai d'impédances mécanique : norme [NF P 94-160-4].....	108
V.3.2.1. Principe de la méthode.....	108
V.3.3. Essai de compression du béton : norme (NF P 18-406).....	109
V.3.3.1. But de l'essai	109
V.3.3.2. Principe de l'essai.....	109
V.3.3.3. Equipement de mesure.....	110
Conclusion.....	111
Conclusion générale.....	112
Références bibliographiques.....	113

Liste des figures

Liste des figures	pages
Chapitre I : Méthodes de dimensionnement des pieux sous sollicitation horizontale	
Figure I.1. Pression et réaction du sol (Frank, 1995).....	3
Figure I.2. Courbe de réaction du sol (Frank, 1995).	3
Figure I.3. Effort horizontal limite H_u en tête d'un pieu (cas d'un duc-d'Albe) calcul à la rupture..	4
Figure I.4. (a) Modèle de Winkler dans le cas d'une sollicitation transversale, (b) Courbes de réaction : (P-y).	12
Figure I.5. Courbe (P-y) dans le cas de sollicitations de courte durée en tête dominantes (Frank, 1995).	13
Figure I.6. Courbe P-y dans le cas de sollicitations accidentelles très brèves en tête dominantes (Frank, 1995).	14
Figure I.7. Loi de mobilisation de la réaction tangentielle (Frank, 1995)	14
Figure I.8. Coefficients C1, C2 et C3 en fonction de l'angle de frottement interne ϕ' (A.P.I, 1993).	16
Figure I.9. Valeurs de k en fonction de la densité relative D_r et de l'angle de frottement interne ϕ' (A.P.I, 1993).	16
Figure I.10. Force portante d'un pieu.....	21
Chapitre II : Reconnaissances géotechnique	
Figure II.1. Formations géologiques présentes dans le site du viaduc (substrat rocheux du miocène).	31
Figure II.2. Formations géologiques présentes dans le site du viaduc (dépôts quaternaires).....	31
Figure II.3. Morphologie caractéristique du secteur du viaduc.	32
Figure II.4. Carte de zonage sismique du territoire national (RPOA. 2008).	33
Figure II.5. Caisse de carottage.	34
Figure II.6. Schéma descriptif d'un piézomètre.	35
Figure II.7. Résultats de l'essai piézométrique.	36
Figure II.8. Courbe enveloppes des variations de NSPT en fonction de la profondeur.	37
Figure II.9. Résultats des essais pressiométriques (pression limite P_l et module pressiométrique E_M).	39
Figure II.10. Résultats des essais pressiométriques (pression de fluage P_f et E_M / P_l).....	40

Liste des figures

Figure II.11. Résultats de l'analyse granulométrique.....	43
Figure II.12. Résultats limites d'Atterberg.....	44
Chapitre III : Conception et dimensionnement des fondations	
Figure III.1. Différentes parties d'un pont.....	48
Figure III.2. Composante du tablier et les dimensions du voussoir.....	50
Figure III.3. Disposition de la charge Système B_C	53
Figure III.4. Disposition de la charge type B_T	53
Figure III.5. Disposition de la charge type B_r	54
Figure III.6. Schéma de la disposition longitudinal de la charge B_c	55
Figure III.7. Schéma de la disposition longitudinal de la charge B_t	55
Figure III.8. Schéma de la disposition longitudinal de la charge B_r	55
Figure III.9. Système de surcharges militaires M_{c120}	56
Figure III.10. Système de surcharges militaires M_{c120}	57
Figure III.11. Système de la surcharge type D.....	58
Figure III.12. Le convoi type D280.....	58
Figure III.13. Pile sous le poids du tablier.....	61
Figure III.14. Pile sous son poids propre.....	61
Figure III.15. Pile sous la composante de séisme E_x	62
Figure III.16. Pile sous la composante de séisme E_y	62
Figure III.17. Pile sous l'effort de freinage.....	63
Figure III.18. Action du vent sur la pile.....	63
Figure III.19. Formules de Ménard : découpage du sol d'assise en tranches.....	69
Figure III.20. Modules piézométriques dans les différentes couches.....	70
Figure III.21. Modules piézométriques dans les différentes couches.....	72
Figure III.22. Valeur de frottement latérale unitaire.....	75
Figure III.23. Fondation (sous la pile) sur quatre files de pieux.....	80
Figure III.24. Disposition des pieux.....	80
Figure III.25. Ferrailage de la semelle.....	83
Figure III.26. Système statique des pieux.....	86
Figure III.27. Ferrailage du pieu.....	89
Figure III.28. Zone d'influence pour tassement.....	90
Chapitre IV : Calcul numériques	
Figure IV.1. Passage du cas réel au model sur Plaxis.....	95
Figure IV.2. Modèle sol-fondations sous le nouveau.....	97
Figure IV.3. Maillage du modèle sous plaxis.....	97

Liste des figures

Figure IV.4. Mise en place de la nappe phréatique.....	98
Figure IV.5. Première phase réservé pour le sol en place seul.....	99
Figure IV.6. Deuxième phase on active les pieux.....	99
Figure IV.7. Troisième phase on active le chevêtre.....	100
Figure IV.8. Troisième phase on active le chevêtre (déformation du modèle à l'ELS).....	100
Figure IV.9. Troisième phase on active le chevêtre (déformation du modèle à l'ELU).....	101
Figure IV.10. Déplacement total.....	101

Chapitre V : Méthodes d'exécutions et essais de contrôle des pieux

Figure V.1. Exécution d'un pieu foré simple.	102
Figure V.2. Principe de fonctionnement de l'essai sonique par transparence.	104
Figure V.3. Disposition des tubes d'auscultation sonique.....	105
Figure V.4. Matériels d'auscultation sonique.....	106
Figure V.5. Résultat d'auscultation sonique pour le pieu 03 pile 03.....	107
Figure V.6.Principe de fonctionnement de l'essai d'impédance mécanique.....	108
Figure V.7. Appareil de mesure.....	109
Figure V.8. Le matériel utilisé dans l'essai de compression du béton.....	110
Figure V.9. Résultats de l'essai de compression du béton (pieu 03 de la pile03).....	110

Liste des tableaux

Liste des tableaux	pages
Chapitre I : Méthodes de dimensionnement des pieux sous sollicitation horizontal	
Tableau I.1. Valeur du coefficient A en fonction de la densité du sable (Terzaghi 1955).....	8
Tableau IV.2. Chargements appliqués dans le modèle.....	9
Tableau I.2. Valeur moyenne E_s pour des sables (Poulos, 1971).....	9
Tableau I.3. Facteur rhéologique α pour divers types des sols d'après (Fascicule 62 (1993).....	10
Tableau I.4. Valeur de coefficient m (Broms 1964a).....	11
Tableau I.5. Valeurs maximales du coefficient β pour quelques pieux (DTU 13.2).....	25
Tableau I.6. Valeurs de K et φ_a pour quelques pieux en fonction de φ	25
Chapitre II : Reconnaissance géotechnique	
Tableau II.1. Coefficient d'accélération de zone A (RPOA 2008).....	32
Tableau II.2. Valeurs des essais de perméabilité Lefranc réalisés (Rapport géotechnique).....	38
Tableau II.3. Valeurs du module élastique de Young E'.....	39
Tableau II.4. Caractéristiques géotechniques des sites (RPOA 2008).....	41
Tableau II.5. Catégories du site selon les essais pressiométriques.....	42
Tableau II.6. Résultats de la densité et les degrés de saturation.....	43
Tableau II.7. Résultats de l'essai de cisaillement consolidé drainé (CD).....	45
Tableau II.8. Résultats de l'essai de cisaillement non consolidé non drainé (UU).....	46
Tableau II.9. Résultats de l'essai de compressibilité à l'odomètre.....	46
Tableau II.10. Résultats exprimé en % et en poids.....	47
Chapitre III : Conception et dimensionnement des fondations	
Tableau III.1. Classe de pont (Fascicule 61 titre II).....	49
Tableau III.2. Poids propre de la structure.....	50
Tableau III.3. Résultats des systèmes de charge A(L).....	51
Tableau III.4. Coefficient de dégressivité transversale de la charge (Fascicule 61 titre II).....	51
Tableau III.5. Les réactions à retenir.....	60
Tableau III.6. Sollicitations après les combinaisons.....	64
Tableau III.7. Valeur du coefficient de portance K_p	65
Tableau III.8. Valeurs des pressions limite nette.....	66
Tableau III.9. Valeur de σ_{adm}	67
Tableau III.10. Valeur de σ_{adm}	68
Tableau III.11. Valeurs des coefficients de forme λ_c , λ_d	68

Liste des tableaux

Tableau III.12. Valeurs de $\frac{E}{P_1}$	69
Tableau III.13. Choix des courbes pour le calcul du frottement latéral unitaire q_s	75
Tableau III.14. Valeurs du facteur de portance.....	76
Tableau III.15. Valeurs de P_1^*	77
Tableau III.16. Distribution des efforts sur les pieux (ELU).....	84
Tableau III.17. Distribution des efforts sur les pieux (ELS).....	85
Tableau III.18. Distribution des efforts sur les pieux (ELA).....	86

Chapitre IV : Calcul numériques

Tableau IV.1. Caractéristiques des couches du sol.....	95
Tableau IV.2. Chargements appliqués dans le modèle.....	96

Liste de symboles

Liste de symboles

P : force répartie sur le pieu (kN/m).

P : Réaction du sol(N/m).

E_S : Module de réaction du sol pour une profondeur ($N \cdot m^{-2}$).

$y(z)$: Déplacement du pieu pour une profondeur (m).

l_0 : Longueur de transfert du pieu.

D : Longueur de fiche.

γ : Poids volumique du sol.

A : Coefficient adimensionnel fonction de la densité du sable.

C_{UU} : Résistance au cisaillement non drainée.

B_0 : diamètre de référence qui égale à 0,6 m.

E_{50} : Module de réaction mesuré à l'essai triaxial à 50 de niveau de chargement.

E' : Module d' Young du matériau constituant le sol.

ϑ : Coefficient de poisson.

E'_{pieu} : Module d' Young du pieu.

I_{pieu} : Moment d'inertie du pieu.

L : Longueur du pieu.

B : Diamètre du pieu.

α : Coefficient rhéologique du sol.

L_S : Longueur sur laquelle est calculé le frottement latéral.

q_S : Frottement latéral unitaire limite.

P_u : Réaction ultime du sol à la profondeur H (KN/m).

K : Module initial de la réaction du sol (KN/m^3).

z : Profondeur (m) .

P_{us} : Réaction ultime du sol en surface.

P_{ud} : Réaction ultime du sol pour des couches profondes.

K_S : Module de réaction latérale dans un sable.

K_c : Module de réaction latérale dans une argile.

k : Raideur initiale de la courbe (P-y).

σ'_v : Pression effective verticale.

ϕ' : Angle de frottement interne du sable.

Liste de symboles

- K_0 : Coefficient de pression des terres au repos.
- K_a : Coefficient de pression des terres actives.
- K_h : Module initial de réaction à profondeur Z .
- P_{max} : Pression limite à la profondeur Z .
- n : Accélération centrifuge.
- y_S : Vecteur de colonne des déplacements de sol.
- p : Vecteur de colonne du chargement horizontal entre le sol et le pieu.
- K_L : coefficient perméabilité locale.
- K : Coefficient de perméabilité [m/s].
- E_M : Un module de déformation du sol.
- P_f : pression de fluage.
- P_l : pression limite.
- \bar{P}_l Pression limite harmonique .
- \bar{E}_p Module pressiométrique harmonique .
- P_w : Poids de l'eau.
- P_s : Poids des grains solides.
- S_r : Le degré de saturation .
- I_c : Indice de consistance.
- C : la cohésion apparente.
- φ : l'angle de frottement interne.
- c_{uu} : la cohésion apparente.
- φ_{uu} : l'angle de frottement apparent .
- p : Charge maximal.
- S : Section de l'éprouvette.
- F_c : résistance à la compression.
- S_t : Tassement total.
- C_c : Indice de compression.
- C_s : Indice de gonflement.
- S_c : Tassement volumique.
- S_d : Tassement deviatorique.
- λ_1 et λ_2 : Coefficient de forme de la fondation.
- α_2 : Coefficient rhéologique dépendant de la nature du sol.
- E_c et E_d : Modules pressiométriques équivalant.

Liste de symboles

W : Teneur en eau.

W_L : Limite de liquidité.

I_p : Indice de plasticité.

γ_h : Poids volumique humide.

γ_d : Poids volumique sec.

S_r : Degré de saturation.

ν : Coefficient de poisson.

E_{oed} : Module œdométrique.

L_r : Largeur rouable.

L_c : Largeur chargeable .

N : nombre de voies.

G : Charges permanentes.

P_s : Poids propre de la structure.

S : Poids des charges accidentelles du type B.

F_A : Force de freinage.

q'_u : Contrainte effective de rupture de la semelle sous une charge verticale centrée.

q'_0 : Contrainte verticale effective initiale du sol au niveau de la fondation.

F_s : Coefficient de sécurité.

P_{le}^* : Pression limite nette équivalente du sol.

K_p : Coefficient de proportionnalité appelé coefficient de portance.

ψ : L'angle de dilatance.

Introduction générale

Dans le cadre du développement économique, l'Algérie a connue une augmentation considérable du nombre de véhicules, cette augmentation a engendré une insuffisance du réseau routier à satisfaire la circulation automobile. Pour y remédier, on est amené à élargir le réseau routier en construisant des ponts. Un Pont est une construction permettant de franchir un obstacle ou une brèche (cours d'eau, route, voie ferrée) entre deux points.

En général, un pont soutient une voie de circulation. Il peut également supporter des canaux ou conduites d'eau : il s'agit alors d'un aqueduc. Un viaduc est un ouvrage routier ou ferroviaire de grande longueur, constitué de travées et permettant le franchissement à grande hauteur d'une brèche. Et pour cela et avec toute cette variation des types d'ouvrages, la conception de ces derniers reste la phase la plus importante pour un ingénieur.

L'exécution des fondations d'un pont doit faire l'objet d'une surveillance particulièrement attentive, car la qualité des fondations sert essentiellement pour la bonne tenue et l'immortalité de l'ouvrage. Elle comporte des aléas sérieux, car on n'est jamais absolument certain des caractéristiques réelles du sol, et l'on découvre parfois qu'elles ne correspondent pas exactement à ce qu'on attendait, même lorsque les études géotechniques préalables ont été bien faites.

Ce mémoire de fin d'étude a pour objectif l'étude et le dimensionnement de fondations d'un viaduc sur la pénétrante de Jijel qui relie le port de Djen- Djen et El Eulma. Pour cela, nous avons scindé le présent travail en cinq chapitres :

Le premier chapitre est destiné à présenter les différentes méthodes de dimensionnement des pieux sous sollicitation horizontales.

Le deuxième chapitre est consacré à présenter le site en question, à savoir la localisation de ce dernier, nous avons décrit la géologie régionale du projet, aussi on a traité les résultats des essais in-situ et au laboratoire.

Le troisième et le quatrième chapitre traitent le calcul des fondation par des méthodes analytiques ainsi les méthodes numériques.

Enfin on termine notre travail par une explication des méthodes d'exécution et de contrôle des pieux.

Introduction

Les ouvrages de Génie Civil sont souvent réalisés sur des sols de différentes caractéristiques. Lorsque le sol situé immédiatement sous les ouvrages, ne présente pas des qualités de portance suffisantes pour supporter le poids de la structure, les ingénieurs doivent choisir des fondations profondes, qui permettent de reporter les charges de la structure sur des couches plus profondes et parmi ces fondations les pieux.

Les pieux sont des éléments de construction longs, à section circulaire ou polygonale. Ils sont mis en place par fonçage ou forage. Leur pointe est soit libre, soit encastrée dans une couche de sol porteuse (substratum rocheux par exemple). Pour résister à des chargements horizontaux, on était autrefois contraint à ajouter des pieux inclinés.

Aujourd'hui, les pieux verticaux sont conçus pour reprendre aussi les sollicitations horizontales. Celles-ci peuvent être de type quasi-statique (choc d'accostage d'un navire, freinage brusque d'un convoi sur un pont) ou dynamique (houle, effet du vent sur les structures, séisme...).

La réponse d'un pieu soumis à une charge horizontale est influencée par les caractéristiques mécaniques du pieu, par la nature et le comportement linéaire et non linéaire du sol et par la loi de chargement.

Une méthode efficace pour le dimensionnement nécessite donc :

- Une loi de comportement du sol (linéaire ou non linéaire).
- Une modélisation de l'interaction sol-pieu (courbes P-y) : avec prise en compte de la géométrie du pieu et du sol ainsi que du mode de chargement et des conditions aux limites.
- Une technique pour la résolution numérique.

Dans la majorité des cas, le critère de dimensionnement n'est pas la capacité horizontale ultime du pieu mais les déplacements maximums en tête. Sur ces bases, diverses méthodes ont été établies pour l'analyse de pieux sous charges horizontales. Ainsi avant d'aborder une procédure simplifiée de conception, nous allons faire une récapitulative générale de ces méthodes.

I.1. Comportement du sol et du pieu sous chargement horizontal

Un pieu soumis à un chargement horizontal en tête, résiste à ces charges soit en subissant un déplacement d'ensemble sans se déformer, soit en fléchissant, ce qui entraîne dans le sol des réactions qui vont équilibrer ce chargement (voir figure1). Dans le premier cas, le pieu est dit rigide, alors que dans le cas contraire, le plus fréquent, il est dit souple.

Ainsi, le comportement d'un pieu sous chargement horizontal passe par le développement d'une famille de courbe (P-y), définissant la réaction du sol (P) en fonction de déplacement horizontale du pieu (y) (Figure 2) [10]. On définit le module de réaction du sol par la pente:

$$E_s = \frac{P}{y} \tag{I.1}$$

Où :

P = force répartie sur le pieu (kN/m)

y = déplacement du pieu (m)

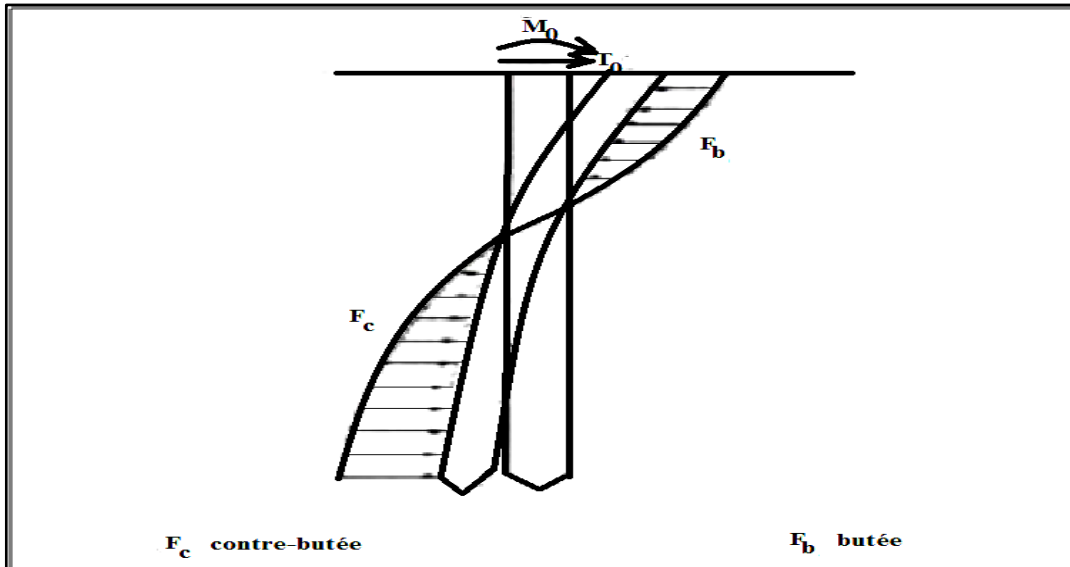


Figure I.1. Pression et réaction du sol [12]

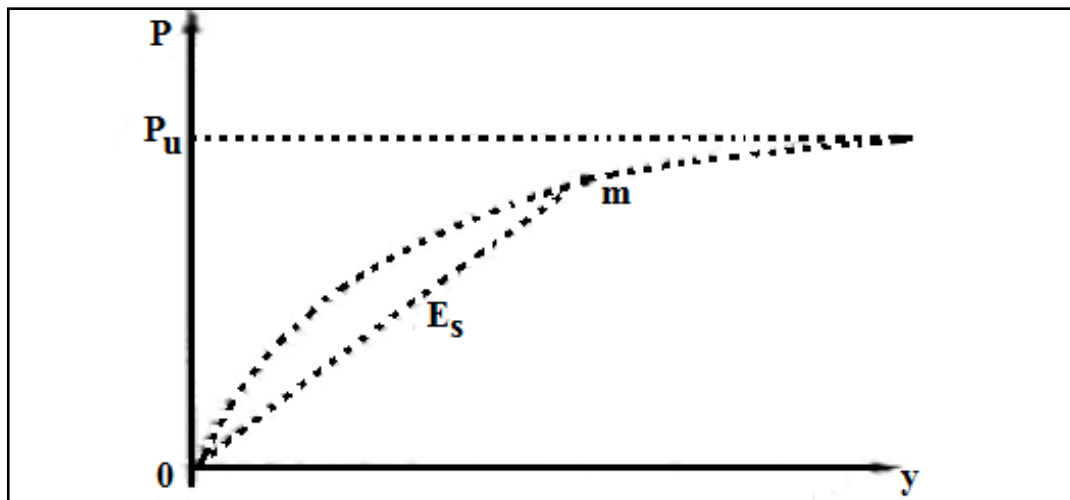


Figure I.2. Courbe de réaction du sol [12]

I.2. Méthodes de dimensionnements

I.2.1. Théorie classique rigide-plastique

Le calcul classique des pieux sous sollicitations horizontales suppose que le sol est entièrement à l'état de rupture dans les zones de butée et de contrebutée [33]. On peut ainsi calculer une charge limite en tête $T_0 = H_u$ correspondant à des diagrammes de pression ultime tels que celui représenté sur (la figure I.3) pour un duc-d'Albe ; on applique ensuite un coefficient de sécurité (2 ou

3) pour avoir la charge applicable en tête, mais elle ne représente pas le comportement du pieu en déplacements. Par contre, dans le cas d'un groupe, elle ne prend pas en compte la présence d'un ou plusieurs pieux voisins et tend alors à surestimer la charge limite.

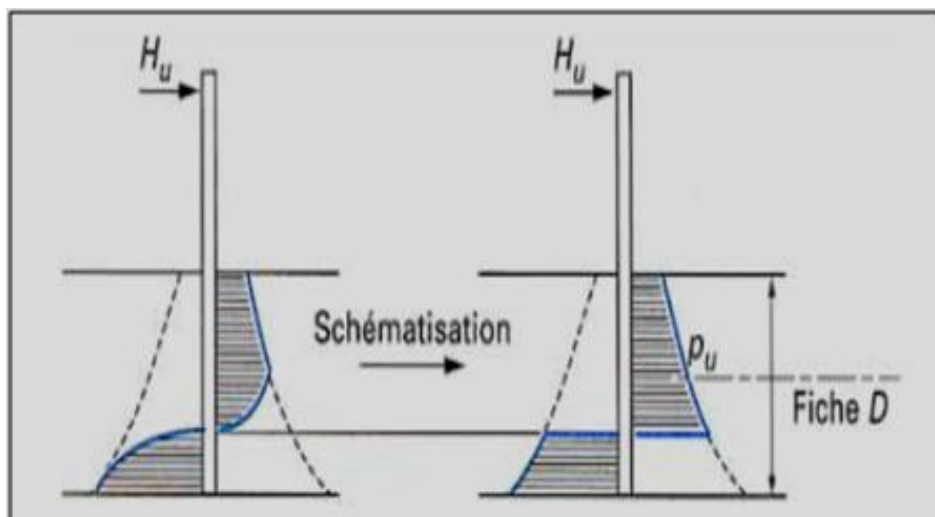


Figure I.3. Effort horizontal limite H_u en tête d'un pieu (cas d'un duc-d'Albe) calcul à la rupture [33].

La pression ultime P_u est calculée à partir des caractéristiques de cisaillement c et ϕ du sol. Bien que ces méthodes ne correspondent pas au comportement réel d'un pieu sous charge latérale et ne permettent pas, par ailleurs, de déterminer les déplacements sous une charge en tête donnée, on peut néanmoins avoir besoin d'y faire appel pour définir une charge limite plus ou moins conventionnelle.

La méthode qui est proposée dans le présent paragraphe est basée sur le calcul en déplacement. Cette méthode est dérivée de la théorie du module de réaction de Winkler, Poulos et Davis proposent diverses solutions pour le pieu isolé correspondant à différentes conditions aux limites. Ainsi dans le cas de contrainte plane, on considère que l'ensemble sol-pieu se comporte comme un bloc rigide et que la charge limite de l'ensemble est celle d'une semelle enfouie verticalement [31].

I.2.2. Méthode des éléments finis

Dans la réalité, la prédiction de la réponse d'un pieu sous sollicitations horizontales est en général difficile à évaluer analytiquement parce que la réponse du sol n'est pas toujours une fonction linéaire de la charge. Un grand nombre d'études existe dans la littérature pour l'analyse numérique linéaire de l'interaction du sol avec la structure, et parmi ces méthodes la méthode des éléments finis.

La méthode des éléments finis (MEF) est la plus performante des méthodes numériques. Elle est utilisée largement dans différents domaines : aérospatiale, nucléaire, génie civil, construction navale, mécanique, technique off-shore, etc.

La méthode des éléments finis est utilisée depuis longtemps pour étudier le comportement linéaire ou non linéaire des sols. Les solutions dépendent du modèle des éléments de l'interface sol-pieu, du modèle rhéologique introduit pour le sol et des conditions imposées sur les éléments de l'interface sol-pieu. Elle a la capacité de modéliser des interactions sol-pieu sous des cas de charges quelconques. Elle convient également pour l'analyse des groupes de pieux [33].

I.2.2.1. Modélisation bidimensionnelle

La majorité des études sont effectuées en utilisant une modélisation bidimensionnelle ou "axisymétrique" (en symétrie de révolution). Beaucoup d'auteurs ont modélisé numériquement, par la méthode des éléments finis, le comportement des pieux sous chargement latéral en tenant compte de l'interface au contact sol-pieu. En pratique il n'est malheureusement pas possible de décrire avec précision le mécanisme qui caractérise l'élément interface. L'interface n'est ni parfaitement lisse, ni parfaitement rugueuse mais elle est dans une situation intermédiaire. Il est donc nécessaire de considérer successivement ces deux cas extrêmes ou bien en faisant varier dans une plage raisonnable les caractéristiques de l'interface.

La présence de l'élément interface influe considérablement sur la réponse du système sol-pieu. Aujourd'hui, ils existent plusieurs logiciels aux éléments finis utilisés pour les calculs des ouvrages en interaction avec le sol.

Chaque logiciel aux éléments finis a ses propres algorithmes, méthodes de résolutions et paramètres de modélisation. Les paramètres géotechniques ne sont pas les mêmes pour chaque méthode de calcul. Les principaux logiciels utilisés, sont :

- **CESAR (LCPC)** : Logiciel 2D ou 3D, spécialement en géomécanique.
- **PLAXIS** : (logiciel hollandais développé par l'équipe du Pr. Vermeer) Logiciel 2D dédié à la géotechnique.
- **GROUP** : logiciel développé par (Reese et al, 2000).
- **ABAQUS** : un programme en éléments finis, (HKS, 1989).

I.2.2.2. Modélisation axisymétrique

La modélisation du comportement des pieux par la méthode des éléments finis peut être réalisée par un modèle en symétrie de révolution tridimensionnelle. La condition de symétrie de révolution (ou "axisymétrique") est généralement utilisée dans le cas d'un pieu cylindrique isolé, l'axe de symétrie étant l'axe du pieu. La condition tridimensionnelle reste l'approche la plus réaliste ; en revanche, elle requiert des moyens importants pour la réalisation du maillage autour des pieux.

Lors d'une modélisation axisymétrique, le pieu est supposé cylindrique et plein. Des caractéristiques équivalentes sont alors cherchées pour les surfaces, les modules et les densités pour les pieux à section non circulaire ou non pleine, en conservant généralement les rigidités axiales et les diamètres extérieurs ou les longueurs des pieux réels.

En général, une équivalence de la surface latérale est privilégiée par rapport à la surface en pointe ou la surface de la section moyenne. En connaissant le rayon équivalent du pieu, il faut affecter au matériau constituant le pieu un module d'Young tel qu'il assure une rigidité équivalente à celle du pieu réel.

Pour la modélisation d'un pieu isolé, il convient de fixer les limites verticales du maillage ($u = 0$) à au moins deux fois la longueur L_p du pieu et la limite horizontale inférieure à au moins 2,5 fois la longueur L_p en dessous de la pointe (condition $v = 0$ ou $u = v = 0$), soit $3,5L$ depuis la surface [24].

Par ailleurs, le maillage d'un pieu isolé doit être relativement resserré au voisinage des interfaces, c'est-à-dire à la pointe et le long du fût.

I.2.3. Méthode au module de réaction

Cette méthode est la plus couramment utilisée, elle est basée sur le modèle de Winkler. Elle consiste à modéliser l'interaction entre le sol et le pieu par une série de ressorts indépendants entre eux et de raideur variable [7].

Ce modèle énoncé en 1867, définit le sol comme étant un empilement des tranches indépendantes. Chaque tranche de sol est modélisée par un ressort horizontal sur lequel s'appuie le pieu.

La raideur permet de relier directement le comportement du sol (réaction du sol (P)) au comportement du pieu (déplacement (y)) sous un chargement avec un coefficient de proportionnalité dit le module de réaction (E_s) (l'équation I.3).

I.2.3.1. Principe général

Dans le modèle défini par Winkler, une poutre verticale sur une fondation élastique est utilisée, des ressorts horizontaux linéaires transmettent les efforts au sol. La pression P et le déplacement y en un point du massif sont reliés par un coefficient de réaction du sol, appelé K_h dans le cas d'un chargement horizontal [36]:

$$P = K_h(z) \cdot y \quad (I.2)$$

D'où:

K_h : Est exprimé en $(N \cdot m^{-3})$.

Cette équation est aussi exprimée sous la forme:

$$P = E_S(z) \cdot y(z) \quad (I.3)$$

Avec :

P: Réaction du sol(N/m).

E_S : Module de réaction du sol pour une profondeur ($N \cdot m^{-2}$).

$y(z)$: Déplacement du pieu pour une profondeur (m).

Le comportement de la poutre, en flexion dans le plan (y, z) se résume à :

$$M = E_P I_P \frac{\partial^2 y}{\partial z^2} \quad (I.4)$$

L'effort tranchant est égal à :

$$T = \frac{\partial M}{\partial z} \text{ et } \frac{\partial T}{\partial z} = -P \quad (I.5)$$

A partir des équations (I.3), (I.4) et (I.5) on peut écrire l'équation d'équilibre statique sur un tronçon de pieu.

$$E_P I_P \frac{\partial^4 y}{\partial z^4} = -P \iff E_P I_P \frac{\partial^4 y}{\partial z^4} + E_S y(z) = 0 \quad (I.6)$$

Le premier terme de cette équation est un terme d'amplification et le second d'atténuation.

Dans le cas d'un sol sec et homogène où le module de réaction du sol est constant quelle que soit la profondeur considérée, il est possible de résoudre l'équation (I.6) [9]. La solution générale de cette équation différentielle est :

$$y(z) = e^{\frac{z}{l_0}} \left(\alpha \cos \frac{z}{l_0} + \beta \sin \frac{z}{l_0} \right) + e^{-\frac{z}{l_0}} \left(\gamma \cos \frac{z}{l_0} + \delta \sin \frac{z}{l_0} \right) \quad (I.7)$$

Avec :

α, β, γ et δ : Les constantes d'intégration déterminées à partir des conditions limites (en tête et en pied) ;

l_0 : Longueur de transfert du pieu;

L'expression de la longueur de transfert l_0 est la suivante :

$$l_0 = \sqrt[4]{\frac{4 E_P I_P}{E_S}} \quad (I.8)$$

Remarque:

Le pieu peut être considéré comme :

$$\text{souple (ou long) si } \frac{D}{l_0} > 3, \text{ et rigide (ou court) si } \frac{D}{l_0} < 1 \quad (I.9)$$

Avec :

D : Longueur de fiche;

Dans le cas d'un sol non homogène, pour lequel la réaction du sol n'est plus constante sur toute la profondeur, l'équation (I.6) ne peut plus être résolue de manière analytique.

Le recours au calcul numérique est nécessaire. Plusieurs solutions sont explicitées dans la littérature. En effet, le problème principal est de déterminer le module de réaction du sol E_S .

I.2.3.2. Expressions du module de réaction E_S

La définition du module de réaction E_S est la difficulté principale de la méthode au module de réaction. Il dépend en effet de nombreux paramètres tels que la rigidité du pieu, le niveau du chargement, la nature du sol.etc.

En France, les résultats d'essais pressiométriques sont d'usage courant pour le dimensionnement des fondations. Hadjadji recense la plupart des formulations publiées dans la littérature et il conclut que le module de réaction E_S du sol peut être déterminé si on a obtenu le module d'Young E par des essais en laboratoire ou le module pressiométrique E_M par des essais en place [9].

On retiendra:

a. Méthode de Terzaghi [35]

$$\frac{E_S}{E} = \frac{1}{1,35} = 0,74 \quad \text{Pour les sables.} \quad (\text{I.10})$$

Avec :

$$E = A \cdot \gamma \cdot z \quad (\text{I.11})$$

D'où :

γ : Poids volumique du sol.

A : Coefficient adimensionnel fonction de la densité du sable (tableau I.1).

Tableau I.1. Valeur du coefficient A en fonction de la densité du sable [35].

Densité du sable	Lâche	Moyen	Dense
A	100-300	300-1000	1000-2000

Dans le sol cohérent :

$$E_S = 67 C_U \quad (\text{I.12})$$

Avec :

C_U : Résistance au cisaillement non drainée.

b. Méthode de Poulos (1971)

Poulos propose pour des sables (sols sans cohésion) une valeur moyenne du module de réaction E_S en fonction du type de sol (tableau I.2) ce module est déterminé à partir d'essais sur des pieux réels réalisés par Broms (1964) dans des sols non cohérents.

Tableau I.2. Valeur moyenne E_S pour des sables [29].

Densité du sable	Intervalle de la valeur E_S (kg/m ³)
Lâche	91400-210920
Moyen	210920-421840
Dense	421840-984300

Poulos a établi que le rapport entre le module de réaction du sol E_S et le module d'Young du matériau E constituant le sol est égale à :

$$\frac{E_S}{E} = 0,82 \quad (\text{I.13})$$

c. Méthode Gilbert (1995)

Relie aussi le module de réaction à la résistance de pointe q_c de l'essai pénétrométrique par une formule empirique couramment utilisée :

$$E_S = 4,5q_c \quad (\text{I.14})$$

Dans le cas d'un sol homogène Frank présente un formulaire des solutions générales dans le cas de pieu souple ou rigide pour différentes conditions aux limites [6].

d. Méthode Menard, Bourdon et Ganbin (1969)

Ces auteurs proposent de calculer le rapport entre le module de réaction E_S et le module pressiométrique E_M en fonction d'un coefficient rhéologique α , du diamètre du pieu B et d'un diamètre de référence B_0 qui égale à 0,6 m (équation I.15) [22].

Le coefficient rhéologique α est donné en fonction de la nature du sol (tableau I.3).

$$\frac{E_S}{E} = \begin{cases} \frac{18}{4(2,65)^\alpha + 3\alpha} \text{si } B < B_0 \\ \frac{3}{\frac{2}{3}(2,65 \frac{B}{B_0})^\alpha + \frac{\alpha}{2}} \text{si } B > B_0 \end{cases} \quad (\text{I.15})$$

Tableau I.3. Facteur rhéologique α pour divers types des sols d'après[27].

	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Gravier	
TYPES	α	E_m/pl	α	E_m/pl	α	E_m/pl	α	E_m/pl	α
Sur consolidé ou très serré	-	>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3
Normalement consolidé ou normalement serré	1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4
Sous-consolidé altéré et remanié ou lâche	-	7-9	1/2	5-8	1/2	5-7	1/3	-	-

	Type	Très peu fracturé	Normal	Très fracturé	Très altéré
Rocher	α	2/3	1/2	1/3	2/3

e. Méthode de Matlock & Reese (1960)

Cette méthode permet de déterminer le module de réaction du sol E_S à partir d'une analyse non linéaire des courbes expérimentales qui fait intervenir la notion de module sécant en chaque point de la courbe [21].

Matlock et Reese proposent relation pour les sols cohérents :

$$E_S = 1,8E_{50} \tag{I.16}$$

Avec:

E_{50} : Module de réaction mesuré à l'essai triaxial à 50 de niveau de chargement.

f. Vesic (1961)

Vesic propose comme relation pour les sols cohérents:

$$E_S = \frac{0,65E}{1-\vartheta^2} \sqrt[12]{\frac{EB^4}{E_{\text{pieu}} I_{\text{pieu}}}} \quad (\text{I.17})$$

Avec:

E: Module d' Young du matériau constituant le sol;

ϑ : Coefficient de poisson;

E_{pieu} : Module d' Young du pieu;

I_{pieu} : Moment d'inertie du pieu.

g. Méthode de Broms (1964)

Dans les sols pulvérulent : même expression que celle de Terzaghi (1955) Dans les sols cohérents :

$$E_S = \frac{1}{m(1-\vartheta^2)} \sqrt{\frac{B}{L}} \quad (\text{I.18})$$

Avec:

m: Coefficient adimensionnel en fonction de l'élancement du pieu sont données dans le (tableau I.4).

ϑ : Coefficient de poisson.

B: Diamètre du pieu.

L: Longueur du pieu.

Tableau I.4. Valeur de coefficient m [3].

Elancement du pieu L/B	1	1,5	2	3	5	10	100
m	0,95	0,94	0,92	0,88	0,82	0,71	0,37

I.2.3.3. Les courbes (P-y)

La méthode (p-y) est une généralisation du modèle de Winkler. Elle est pratique pour tenir compte du comportement non linéaire des sols pour étudier les pieux sous les charges latérales. C'est une méthode semi-empirique parce que, la prévision et la construction des courbes de réaction pour l'étude d'un pieu isolé se fait à partir d'essais au laboratoire ou d'essais de charge de pieux sur chantier. Chaque sol est représenté par une série de courbes (p-y) non linéaires qui varient avec la profondeur et avec la nature du sol.

Cette méthode contient aussi des limites : les courbes sont indépendantes les unes des autres et sont pour un seul type de sol. Le sol est assimilé à des appuis élastiques linéaires ou non-linéaires

(communément appelés ressorts), traduit par des diagrammes (p-y) (figure I.4), c'est-à-dire par des relations entre la pression de réaction globale p et le déplacement y. Ces diagrammes sont appelés courbes de réaction (p-y).

Comme la réaction du sol n'est pas linéaire, le module de réaction horizontale est aussi une fonction non linéaire du déplacement ou des contraintes dans le sol autour du pieu, qui se dégrade de plus avec l'augmentation du déplacement.

Cette méthode a été élaborée et développée par de nombreux chercheurs par diverses approches : essais in situ, essais de laboratoire, modélisation physique ou modélisation numérique. La diversité de ces approches conduit à autant de courbes de réaction (p-y).

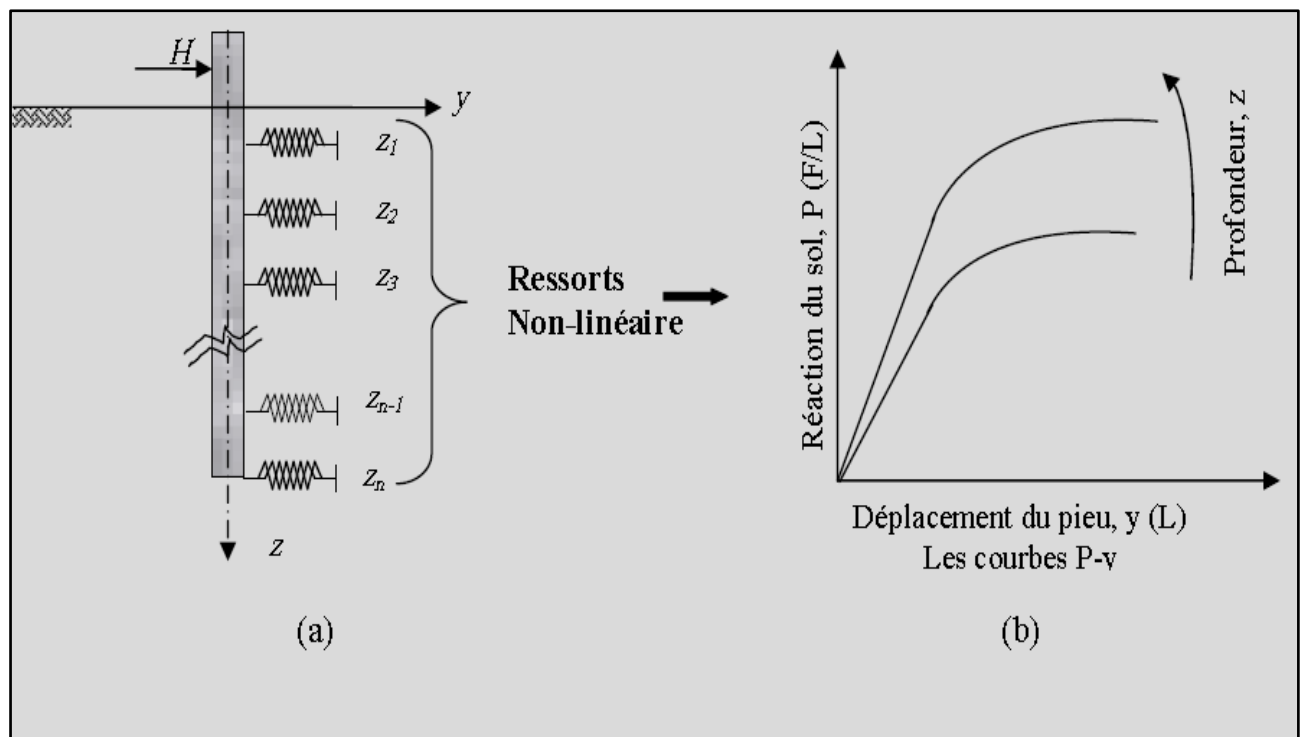


Figure I.4. (a) *Modèle de Winkler dans le cas d'une sollicitation transversale*, (b) *Courbes de réaction : (P-y)[7]*.

a. Fascicule 62 (1993)

Les articles du Fascicule 62 concernant les courbes (P-y) ont été rédigés à partir de l'interprétation faite des essais in-situ au pressiomètre (C.T.R.E. N°4 - Pressiomètres, 1991).

Ménard fait l'analogie entre le tassement d'une fondation superficielle uniformément chargée et un pieu chargé latéralement [22].

On définit un module K_F égale à deux fois le module de réaction E_S .

Il est calculé par la formule suivante :

$$K_f = \begin{cases} \frac{12E_M}{\frac{4B_0}{3B}(2,65\frac{B_0}{B})^\alpha + \alpha} & \text{Pour } B > B_0 \\ \frac{12E_M}{\frac{4}{3}(2,65)^\alpha + \alpha} & \text{Pour } B < B_0 \end{cases} \quad (\text{I.19})$$

D'où:

$$B_0 = 0,60 \text{ m};$$

α : Coefficient rhéologique caractérisant le sol (tableau I.3).

On admet que le sol exerce en chaque section de l'élément une réaction perpendiculaire à l'axe de celui-ci, fonction du déplacement transversal de la section considérée. Dans le cas de pieux de sections carrés ou circulaires, on considère que cette réaction se compose uniquement de pressions frontales. La pression frontale est modélisée par une pression uniforme s'exerçant sur la largeur de l'élément perpendiculairement au sens du déplacement, notée B .

La loi de mobilisation de la réaction frontale en fonction du déplacement du pieu est définie par :

- Un segment de droite passant par l'origine et de pente K_f .
- Un palier P_f égale à $B \cdot P_f$.

Cette loi est illustrée par (la figure I.5) dans le cas de sollicitations de courte durée en tête dominantes.

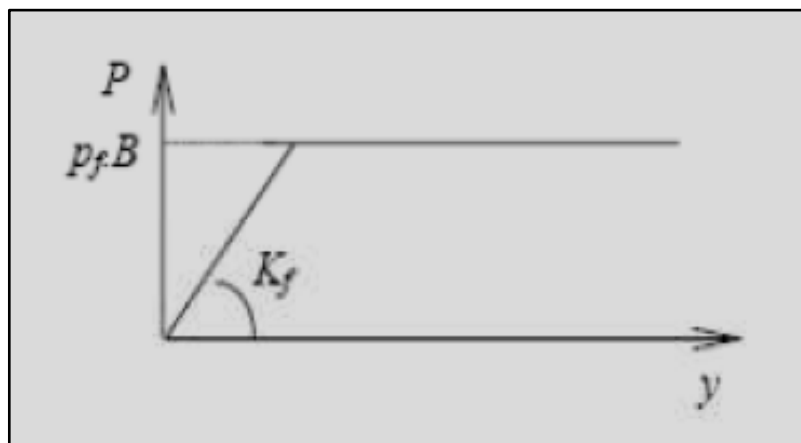


Figure I.5. Courbe (P - y) dans le cas de sollicitations de courte durée en tête dominantes [17].

Pour certains calculs, par exemple vis-à-vis des sollicitations accidentelles très brèves (chocs), les justifications peuvent être menées à partir d'un diagramme d'interaction tel que celui représenté par la (figure I.6).

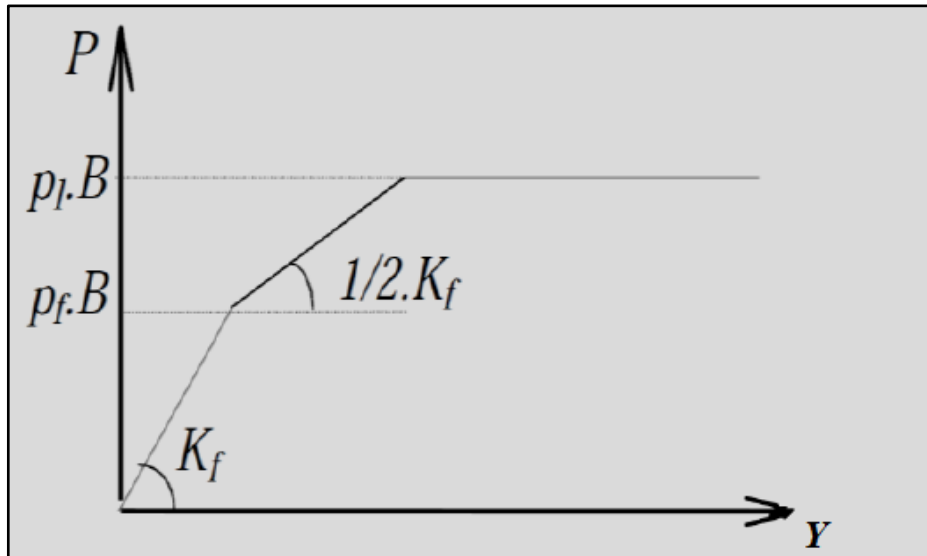


Figure I.6. Courbe P - y dans le cas de sollicitations accidentelles très brèves en tête dominantes [17].

Dans le cas de fondations allongées, de type barrettes, un frottement se développe sur les surfaces latérales des éléments. La courbe de réaction globale (P - y) est décomposée en deux courbes : une courbe de réaction frontale comme définie précédemment et une courbe de réaction tangentielle (figure I.7) définie par :

- Un segment de droite passant par l'origine et de pente K_S ,
- Un palier P_S .

Le module K_S est pris égale au module de réaction frontale K_f défini précédemment. Le palier P_S , est pris égale à :

$$P_S = 2 \cdot L_S \cdot q_S \quad (I.20)$$

D'où :

L_S : Est la longueur sur laquelle est calculé le frottement latéral et q_S le frottement latéral unitaire limite.

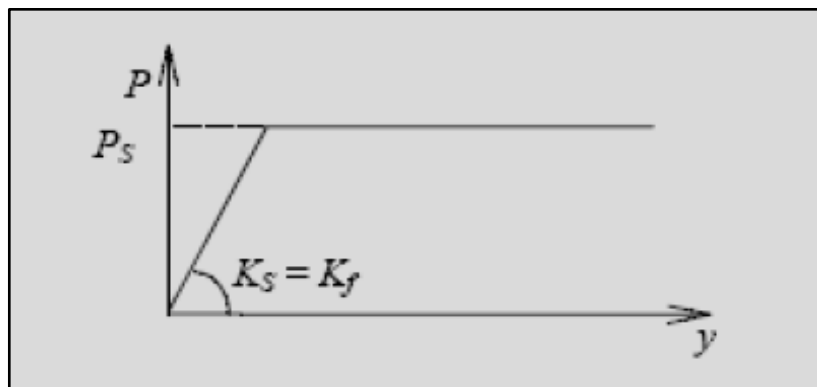


Figure I.7. Loi de mobilisation de la réaction tangentielle [17].

Dans les deux cas de fondations (pieux ou barrettes), le module de réaction du sol et le palier doivent être minorés pour les zones proches de la surface. La profondeur z_c sur laquelle s'applique cette minoration, comptée à partir de la surface du sol après travaux, est prise égale à $2B$ pour les sols cohérents et $4B$ pour les sols frottants.

Pour $z < z_c$, les lois effort déplacement définies précédemment sont modifiées par une affinité :

- d'axe y ,
- de direction P ,
- de rapport : $0,5 \left(1 + \frac{z}{z_c}\right)$

b. Méthode API et DNV

Les deux règlements américains et norvégien, l'American Petroleum Institute [1] et Det Norske Veritas [4] regroupent l'ensemble des recommandations pour le dimensionnement des fondations, notamment dans le milieu offshore.

Le rapprochement du code américain et norvégien pour le calcul de fondations profondes, au début des années 1990, a débouché sur une recommandation pour la détermination des courbes $P-y$ dans un sable. Les lois permettant de déterminer les courbes $(p-y)$ sont déduites d'essais grandeur nature à Mustang Island au Texas [33]. Ces règlements distinguent deux types de sols, le sable et l'argile, pour la création des courbes $(p-y)$.

Dans le sable par exemple, la réaction du sol est définie comme étant une fonction non linéaire (tangente hyperbolique) ayant comme asymptote pour les grands déplacements la réaction ultime du sol.

$$P = AP_u \tanh\left(\frac{K \cdot z}{AP_u} y\right) \quad (\text{I.21})$$

D'où :

A : Facteur prenant en compte le type de sollicitations :

$$\begin{cases} A = 0,9 & \text{Pour un chargement cyclique.} \\ A = \left(3 - 0,8 \frac{z}{B}\right) \geq 0,9 & \text{Pour un chargement statique.} \end{cases} \quad (\text{I.22})$$

P_u : Réaction ultime du sol à la profondeur H (KN/m) ;

K : Module initial de la réaction du sol (KN/m^3) déterminés à partir d'abaques qui sont fonction de l'angle de frottement interne du sable Φ' et la densité relative D_r (figure I.8).

z : Profondeur (m) ;

y : Déplacement latéral (m);

P_u : Plus faible valeur de :

$$\begin{cases} P_{us} = (C_1z + C_2B)\gamma z & (I.24) \\ P_{ud} = C_3\gamma z & (I.25) \end{cases}$$

Avec :

P_{us} : Réaction ultime du sol en surface ;

P_{ud} : Réaction ultime du sol pour des couches profondes ;

B: Diamètre du pieu;

γ : Poids volumique du sol ;

C_1, C_2 et C_3 des coefficients déterminés à partir d'abaques qui sont fonction de l'angle de frottement interne du sable Φ' (Figure I.8).

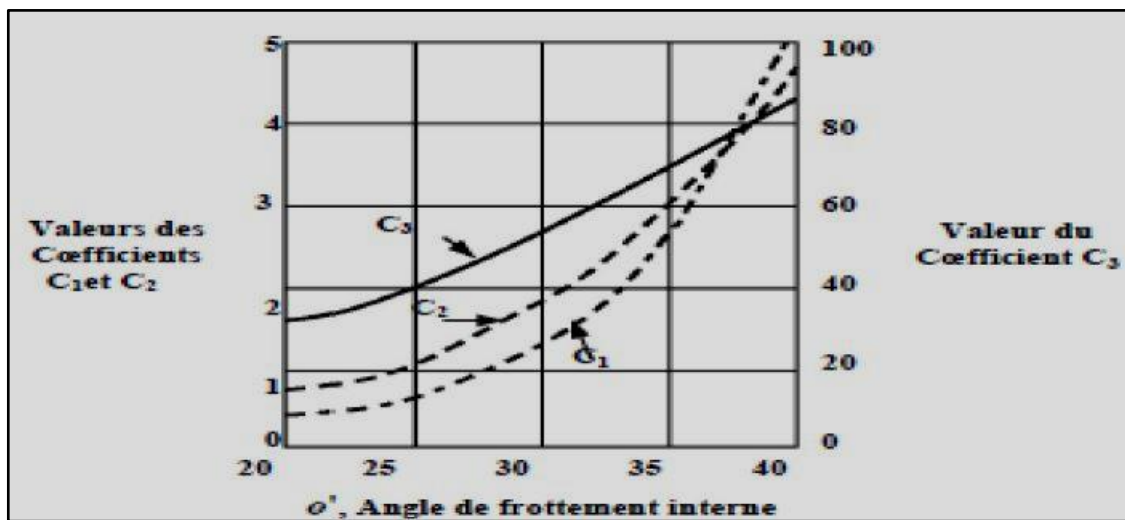


Figure I.8. Coefficients C_1 , C_2 et C_3 en fonction de l'angle de frottement interne ϕ' [1].

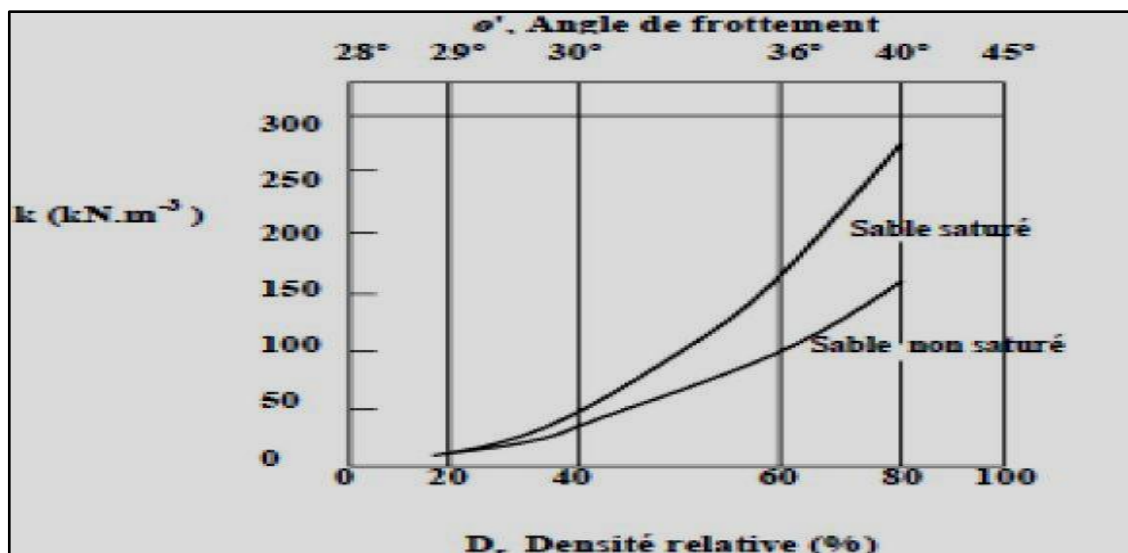


Figure I.9. Valeurs de k en fonction de la densité relative Dr et de l'angle de frottement interne ϕ' [1].

c. Méthode de Port and Harbour Research Institute 1980

La construction de la courbe P-y par le règlement japonais (P.H.R.I) est déduire d'essais in situ des pieux chargés horizontalement et confirmée par des essais effectués sur des modèles réduits centrifugés [28].

$$P = K_S \cdot z \cdot y^{0,5} \quad \text{Pour un sable.} \quad (I.26)$$

$$P = K_C \cdot z \cdot y^{0,5} \quad \text{Pour une argile.} \quad (I.27)$$

D'où :

K_S : Module de réaction latérale dans un sable.

K_C : Module de réaction latérale dans une argile.

Une loi simple est proposée pour le calcul du module de réaction, K_S inversement proportionnelle à la racine carrée du diamètre B du pieu jusqu' à un diamètre proche de 80 cm .

d. Méthode de Georgiadis & al 1992

L'équipe de Georgiadis a réalisé des essais sur un modèle réduit centrifugé de pieu dans un sable très dense , compacté manuellement et de poids volumique $16.3(\text{KN}/\text{m}^3)$,le pieu modèle instrumenté de jauges de déformation a l'échelle $1/50^{\text{ème}}$ est chargé latéralement , les courbes de réaction en fonction du déplacement (P – y).

La forme des courbes (P – y) obtenue est donnée par expression suivante :

$$P_u = \frac{y}{\frac{1}{k} + \frac{y}{P_u}} \quad (I.28)$$

Avec :

k : Raideur initiale de la courbe (P-y).

P_u : Résistance ultime du sol.

y : Déplacement latéral.

Pour les sables, en basant sur la théorie de Terzaghi (1955), les auteurs établissent que les valeurs de K augmentent proportionnellement avec la profondeur :

$$K = z \cdot nh \quad (I.29)$$

D'où:

n: Coefficient dépendant de la densité du sable. Pour la résistance ultime P_U , la valeur est le minimum de celles établies par [8].

$$P_{u1} = A\sigma'_v z \left[\frac{K_0 z \tan \varphi' \sin \beta}{\tan(\beta - \varphi') \cos \alpha} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \varphi')} [B + z \tan \beta \tan \alpha] + K_0 z \tan \beta (\tan \varphi' \sin \beta - \tan \alpha) k_0 B \right] \quad (I.30)$$

$$P_{u2} = A\sigma'_v z B [K_a (\tan^2 \beta - 1) + K_0 \tan \varphi' \tan^4 \beta] \quad (I.31)$$

Avec :

σ'_v : Pression effective verticale,

φ' : Angle de frottement interne du sable,

K_0 : Coefficient de pression des terres au repos,

K_a : Coefficient de pression des terres actives,

$$\alpha = \varphi/2 \quad (I.32)$$

$$\beta = 45^\circ + \varphi/2 \quad (I.33)$$

A : Facteur de profondeur qui dépend du rapport Z/D (compris entre 0.9 et 3).

e. Méthode Kouda et Al (1998)

A la suite du tremblement de terre de Kouda (1995); cette équipe de chercheurs a travaillé sur des modèles réduits centrifugés sont la base expérimentale de l'étude. Il a été mis en avant des problèmes lors du calcul des pieux soumis a des grands déplacements.

Le pieu modèle est constitue de 13 cylindriques indépendants et joints. Le dispositif expérimental permet d'appliquer une même charge a chaque tronçon indépendamment. Les déplacements de chaque élément du pieu sont aussi mesures. Ainsi à chaque palier de chargement, les conditions aux limites d'un tronçon est connue, permettant une analyse aisée ses courbes de chargement.

Le principe d'interprétation des données expérimentales n'est malheureusement pas d'écrits .la courbe de réaction a pour expression [19] :

$$\frac{P}{n\gamma D} = \frac{\frac{K_h \cdot \gamma}{n\gamma D}}{1 + \frac{K_h \cdot \gamma}{P_{max} \cdot D}} \quad (I.34)$$

Avec :

K_h : Module initial de réaction à profondeur Z.

P_{max} : Pression limite à la profondeur Z.

γ : Poids volumique du sol.

D : Diamètre du pieu.

n: Accélération centrifuge.

Ces essais mis œuvre ne correspondent pas à des essais représentatifs d'un prototype mais ils utilisent un procédé original permettant d'obtenir de grands déplacements du pieu sur toute la longueur du pieu.

f. Méthode de Mizazigh (1995)

L'étude réalisée par Mizazigh sur des modèles réduits centrifuges de pieux sous charge latéral dans un sable sec et dense (le poids volumique 16.1KN/m^3) à proximité de talus à permis de modéliser les courbes (P – y) par une fonction puissance.

Pour les couches superficielles au-dessus de la profondeur critique les courbes (P – y) peuvent être représentées par :

$$P \cdot B = K \left(\frac{y}{B} \right)^\alpha \quad (\text{I.35})$$

Avec :

B : Diamètre du pieu.

K : Module de réaction du sol.

$\alpha = 0.7$

Pour un sol horizontal, $\alpha < 0.7$ en proximité du talus.

g. Méthode de Li Yan et Byrne (1992)

Repose sur des essais sur des modèles réduits sur du pieu isolé chargé latéralement, dans un sable. Le but était d'étudier l'interaction sol-pieu en termes de courbes de réaction (P – y) comparant leurs résultats au règlement (A.P.I), ils ont proposé une nouvelle expression de lissage des courbes (P – y) en deux segments pour une profondeur supérieure à un diamètre de pieu [20].

Le premier segment est une droite passant par l'origine de pente E_{\max} :

$$\frac{P}{E_{\max} B} = \frac{y}{B} = \alpha \left(\frac{1}{1-\beta} \right) \quad (\text{I.36})$$

Où :

$$E_{\max} = 2G_{\max} (1 + \vartheta) \quad (\text{I.37})$$

$$\alpha = 5(D_r)^{-0.8} \quad (\text{I.38})$$

G_{\max} : Module de cisaillement maximal.

ϑ : Coefficient de poisson choisi égal à 0,2.

α : Coefficient fonction de la densité relative D_r .

B : ayant une valeur proche de 0,5.

Le second segment est une courbe de la forme parabolique d'expression :

$$\frac{P}{E_{\max} B} = \alpha \left(\frac{y}{B} \right)^\beta \quad (\text{I.39})$$

I.2.3.4. Méthodes du continuum élastique

La méthode du continuum élastique est au contraire basée sur la solution des équations de Mindlin (1936).

a. Méthode de Poulos

Il a décrit le pieu dans ce massif comme une plaque verticale rectangulaire de largeur, de longueur L et raideur constante $E_P I_P$. Le pieu est divisé en n éléments d'égale longueur, chaque élément étant soumis à une contrainte horizontale p constante sur sa largeur [30].

A partir de cette modélisation et après résolution des équations de Mindlin, Poulos donne une expression du déplacement ρ et de la rotation θ du pieu. Les paramètres régissant ces expressions sont principalement l'élancement du pieu L/d et le facteur de flexibilité du pieu K_R défini par :

$$K_R = \frac{E_P I_P}{E_S L^4} \quad (I.40)$$

Des abaques établis en fonction de ces paramètres ainsi que des conditions de liaison et chargement en tête du pieu permettent de calculer le déplacement et la rotation du pieu en tête.

Poulos (1971a, 1971b) suppose que le sol est une masse semi-infinie idéale, élastique, homogène, isotrope, ayant les paramètres élastiques E_S et ν_S .

Le pieu est idéalisé comme faisceau mince, avec des débattements horizontaux de pieu évalués à partir de l'intégration de l'équation classique de Mindlin pour le chargement à fleur de terre horizontal. On suppose que Les déplacements horizontaux des pieux sont égaux aux déplacements horizontaux du sol. Les déplacements de sol sont exprimés comme :

$$\{y_S\} = \frac{d}{E_S} [I_d] \{P\} \quad (I.41)$$

D'où :

(y_S) : Vecteur de colonne des déplacements de sol,

(p) : Vecteur de colonne du chargement horizontal entre le sol et le pieu,

(I_d) : le $n + 1$ par la matrice $n + 1$ des facteurs d'influence de déplacement de sol déterminés en intégrant l'équation de Mindlin, en utilisant des analyses d'élément de frontière [30]. La méthode peut être adaptée pour expliquer le comportement non-linéaire du sol et fournit des moyens de la détermination immédiate et les mouvements totaux finals de la méthode du pieu.

b. Méthode de Banerjee & Davis

Cette méthode utilise la solution analytique des équations de Mindlin (1936). On suppose que le module d'élasticité E_S varie linéairement avec la profondeur; deux variables adimensionnelles k_R

et X permettent, à partir d'abaques, de déterminer les déplacements du pieu ainsi que les moments [2].

Cette méthode, très proche de celle de Poulos (1971) présente les mêmes inconvénients (obtention de E_s). Toutefois, la simplicité d'utilisation des abaques permet un dimensionnement aisé du pieu si on admet un comportement élastique linéaire du sol.

I.3. Calcul de la capacité portante des fondations profondes

La force portante d'un pieu est définie comme la charge maximale Q_I qu'il peut supporter, Au-delà de cette charge se produit la rupture du sol. La capacité portante maximale q_I sera la charge par unité de surface, encore appelée pression [10].

Pour le cas des fondations profondes, on sépare la résistance verticale limite Q_I supportée par le pieu en deux composantes: la résistance de pointe Q_p et la résistance au frottement Q_f .

$$Q_I = Q_p + Q_f \quad (I.42)$$

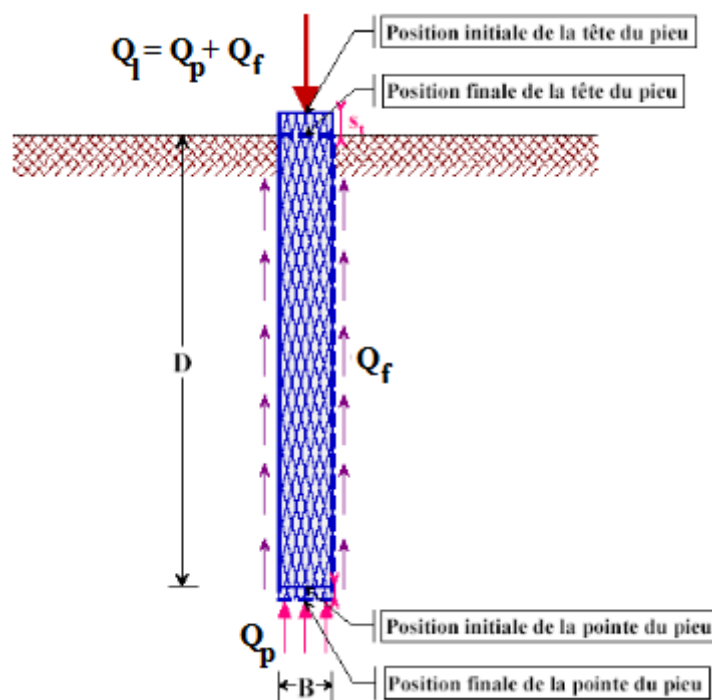


Figure I.10. Force portante d'un pieu[14]

Plusieurs méthodes ont été élaborées pour la détermination de la force portante d'un pieu dont:

- La formule dynamique déduite du résultat de battage,
- La formules statiques basées sur la théorie des fondations superficielles.
- L'interprétation des résultats des essais exécutés au pénétromètre ou au pressiomètre.

Dans la suite, nous nous contenterons d'exposer ces trois méthodes.

I.3.1. Méthodes de calcul de la force portante d'un pieu battu sous charge axiale

Ces pieux sont préfabriqués et fichés dans le sol par battage à l'aide d'un mouton et d'une sonnette.

Les essais de battage de pieux donnent des résultats plus fiables dans le cas d'un massif pulvérulent relativement compact et perméable. Par contre, les résultats sont trop faibles pour le cas d'un milieu cohérent peu perméable, Il est d'usage de mesurer l'enfoncement moyen du pieu, mesuré sous un certain nombre de coups en général 10 coups. On désigne par refus, l'enfoncement du pieu correspondant au dernier coup de mouton. Mais il est plus difficile à exprimer, c'est pourquoi on exprime en général un refus moyen observé au cours de la dernière volée de 10 coups de moutons. Ainsi l'obtention d'un certain refus est généralement une condition nécessaire mais non suffisante pour arrêter le battage. Il arrive, en effet, que le refus soit incertain à cause de la présence d'un obstacle[11].

a. Formule des Hollandais

On l'utilise de préférence pour des refus importants supérieurs à 5 millimètres[4].

$$Q_{ad} = \frac{1}{F} \times \frac{M^2 \times H}{e(M+P)} \times g \quad (I.43)$$

avec :

Q_{ad} = Charge portante admissible du pieu en N.

H = hauteur de chute du mouton.

M = masse du mouton en kg.

P = Masse frappée (pieu + casque + accessoire) en kg.

e = Enfoncement permanent ou refus moyen en m.

g = Accélération de la pesanteur en m/s^2 .

F = Coefficient de sécurité pris égal à 6 en pratique.

b. Formule de Crandall

On l'utilise pour des refus inférieurs à 5 millimètres [4].

$$Q_{ad} = \frac{1}{F} \times \frac{M^2 \times H}{(e + \frac{e_1}{2})(M+P)} \times g \quad (I.44)$$

Le refus est mesuré sur un enregistrement graphique du mouvement de la tête du pieu.

Cette formule n'est autre que celle des Hollandais pour laquelle on tient compte du raccourcissement élastique e_1 du pieu exprimé en m.

On prend dans ce cas $F = 4$.

I.3.2. Méthodes de calcul de la capacité portante d'un pieu foré sous charge axiale

L'utilisation des pieux forés nécessite l'exécution préalable d'un forage aux moyens mécaniques (tarière, benne, etc.). Le forage qui peut être tubé est rempli de béton. Pour la détermination de la charge portante totale Q_I du pieu, il y a lieu de distinguer ici le terme de pointe Q_p , qui est la force limite supportée en résistance de pointe et le terme de frottement latéral Q_f qui est le frottement des parois latérales du pieu contre le terrain. En général le terme Q_p , est peu influencé par le type de pieu, ce qui n'est pas le cas pour le terme Q_f qui est fonction du matériau constitutif du sol, du pieu et de son mode de mise en place[27].

D'ailleurs, il est le plus difficile à évaluer et on s'attache à la détermination de la force portante verticale Q_p . Plusieurs méthodes ont été élaborées soit à la base des calculs théoriques (formule statique) ou à la base d'interprétation des résultats d'essais in-situ (pénétromètre ou pressiomètre).

Pour le calcul de la charge admissible Q_{ad} , comparer avec la charge résultante des descentes de charges, les termes Q_p , et Q_f seront minorés par des coefficients dits de sécurité.

I.3.2.1. Formule statique [27]

a. Expression générale de la force portante Q_I

Cette méthode nécessite la connaissance des caractéristiques mécaniques (C et φ) du sol, qui sont déterminés au laboratoire.

$$Q_I = P \times \sum_i^n h_i \times q_{fi} + A \times q_p = Q_f + Q_p \quad (I.45)$$

Q_I : Capacité portante ou pression limite du pieu en unité de force, soit en kN.

q_{fi} = frottement latéral unitaire de la couche i en kPa, déterminé à partir des abaques.

n : nombre de couches traversées par le pieu.

P : périmètre du pieu en m.

A : section droite du pieu en m^2 .

h_i = épaisseur de la couche i en m ($h_i = D =$ longueur du pieu lorsque le sol est homogène sur toute la profondeur d'ancrage).

q_p = capacité portante brute sous la pointe en KPa.

En général pour un pieu fiché dans un sable, la capacité portante nette est pratiquement la même que la portance brute.

b. Calcul de la pression limite q_p sous la pointe

La méthode la plus ancienne pour déterminer la pression limite est fondée sur les formules de Terzaghi pour la capacité portante des fondations superficielles.

Ainsi pour le cas des semelles circulaire de rayon r , ancrée à une profondeur D , l'expression

de la capacité portante brute $q_d = q_p$ devient:

$$q_p = 0,6 \times \gamma \times r \times N_\gamma + \gamma \times D \times N_q + 1,3 \times C \times N_c \quad (I.46)$$

$$q_p = 0,6 \times \gamma \times r \times N_\gamma + \sigma_v \times N_q + 1,3 \times C \times N_c \quad (I.47)$$

q_p = c'est la capacité portante ultime unitaire.

r = rayon de pieu.

γ = poids volumique du sol de fondation.

σ_v = contrainte des terres au dessus de la base de fondation.

Les trois coefficients N_γ , N_q et N_c ne dépendent que des angles ψ et φ . On les appelle les facteurs de capacité portante.

N_γ : est le terme de surface.

N_q est le terme de profondeur.

N_c est le terme de cohésion.

C = cohésion du sol sous la base de la fondation en unité de pression.

φ = angle de frottement interne du sol ou le coefficient des terres au repos. La valeur minimale de ψ est donnée par : $\psi = \varphi + \pi$ selon Caquot et Kerisel.

C et φ sont des paramètres intrinsèques du sol et sont déterminés à partir de l'essai triaxial ou l'essai de cisaillement direct à la boîte. Ils dépendent de sa nature, de son degré de saturation et des conditions de drainage à court terme et à long terme.

c. Calcul du frottement latéral Q_f

C'est la résistance au cisaillement (contrainte tangentielle) qui peut être mobilisée au contact du pieu et du sol pendant leur déplacement relatif.

Le frottement latéral est assez difficile à évaluer et on s'intéressera aux cas de sollicitations particulières. Il se calcule par:

$$Q_f = P \times \sum_i^n h_i \times q_{fi} \quad (I.48)$$

Dans une argile saturée ou sol purement cohérent, le frottement latéral unitaire est donné par :

$$q_f = \beta \times C_u \quad (I.49)$$

β est un coefficient réducteur (Voir Tableau ci-dessous) et C_u est la cohésion non drainé du sol.

Tableau I.5. Valeurs maximales du coefficient β pour quelques pieux (DTU 13.2)

TYPE DE PIEU	NATURE DE PIEU	β
Puits et pieux forés de gros diamètre	• Fut en béton	• 06
pieux forés	• Fut en béton • Fut en métal	• 07 • 05
Pieux battus	• Fut en béton • Fut en métal	• 07 • 05
Pieux injectés	• Faible pression • Forte pression	• 1 • 1.5

Pour un sol non cohérent (pulvérulent ou grenu) le frottement latéral est estimé par :

$$q_f = K \times tg\varphi_a \times \sigma'_v = \sigma'_h \times tg\varphi_a \tag{I.50}$$

Où σ'_v et σ'_h sont respectivement les contraintes effectives verticale et horizontale à mi-hauteur de la couche où l'on calcule le frottement latéral (contrainte moyenne).

K et φ_a sont respectivement le coefficient de poussé du sol sur le pieu et l'angle de frottement sol-pieu. Ils sont déterminés par Broms pour différents types de pieux.

Tableau I.6. Valeurs de K et φ_a pour quelques pieux en fonction de φ . [20]

TYPE DE PIEU	Q_a	(k) Compacité faible	(k) Compacité forte
Pieu acier	20	0.5	1
Pieu battus en béton rugueux	3/4 φ	1	2
Pieu battus en béton lisse	3/4 φ	0.5	1
Pieu foré		0.5	0.5
Pieu en bois conique	3/4 φ 2/3 φ	1.5	4

Remarques:

- A titre indicatif, on adopte pour le frottement unitaire des sols non cohérents (pulvérulents), les valeurs suivantes:

- limon, sable lâche ou craie molle: $q_s = 35$ kPa.

- sable moyen à très compact: $q_s = 80$ kPa à 120 kPa.

- craie altérée: $q_s = 80$ kPa à 150 kPa.

De façon général, on peut exprimer le frottement unitaire d'un sol en prenant pour le facteur $K \times tg\varphi_a$ les valeurs suivantes:

Sol pulvérulent: 0.30

Argiles et vases: 0.20 à 0.25

Pieux battus dans les argiles très molles: 0,10.

Pieux métalliques ou chemisés enduites de bitumes: 0,05.

- Lorsque le frottement latéral le long du pieu est positif (le pieu tasse plus que le sol et c'est le cas le plus général), le frottement latéral est dirigé vers le haut et participe à la résistance du pieu. On dit que le frottement latéral est positif :

$$Q_I = Q_p + Q_f \quad (I.51)$$

- Lorsque le frottement latéral est négatif (le sol tasse plus que le pieu et surcharge le pieu au lieu de le soutenir), le frottement latéral est dirigé vers le bas et la force portante est égale à l'effort de pointe diminué du frottement latéral: on dit que le frottement latéral est négatif :

$$Q_I = Q_p - Q_f \quad (I.52)$$

I.3.2.2. Calcul de Q_I à partir de l'essai au pressiomètre [27]

La résistance à la pointe Q_p , et le frottement latéral Q_f se calculent à partir des pressions limites mesurées au pressiomètre. Cet essai a été déjà décrit dans la partie concernant le dimensionnement des fondations superficielles. Cet essai est recommandé pour les milieux cohérents, compressibles (vase, tourbe, marnes...). Nous avons également la même équation (I.51).

a. Calcul du terme de pointe q_p

Le calcul du terme de pointe d'un pieu se fait par application d'une formule semi-empirique liant directement la pression limite P_{le} de l'essai pressiométrique à la pression de rupture sous la pointe.

$$q_p = K(P_{le} - P_0) + q_0 \quad (I.53)$$

p_0 et q_0 sont respectivement les pressions horizontales et verticales totales des terres au niveau considéré, termes qui peuvent être le plus souvent négligés d'où:

$$q_p = K \times P_{le}^* \quad (I.54)$$

$$P_{le}^* = \sqrt[n]{P_{l1}^* \times P_{l2}^* \times \dots \times P_{ln}^*} \quad (I.55)$$

Les trois valeurs P_{l1}^* , P_{l2}^* et P_{ln}^* représentent les pressions limites mesurées au dessus de la pointe.

Pour une couche uniforme $P_{l1}^* = P_{l2}^* = P_{ln}^*$

k : est appelé facteur de portance.

b. Calcul du frottement latéral Q_f

Le frottement latéral unitaire q_f est obtenu directement sous forme d'abaques à partir de la pression limite P_1 mesurée au pressiomètre et du type de sol. (voire figure III.19).

$$Q_f = P \sum_i^n h_i \times q_{fi} \quad (I.56)$$

I.3.2.3. Calcul à partir de l'essai au pénétromètre[27]

L'essai de résistance pénétrométrique le plus fiable pour les fondations profondes est l'essai au pénétromètre statique. L'enfoncement des tiges dans le sol se fait à vitesse constante et lente au moyen de vérins. Mais il n'est quasi pratiqué dans la sous région. Quant à l'essai de pénétration dynamique que nous avons présenté dans le cas des fondations superficielles, il donne essentiellement des indications qualitatives sur les caractéristiques du sol. On effectue au voisinage de l'emplacement du futur pieu un ou plusieurs essais au pénétromètre.

a. Calcul de la pression limite q_p sous la pointe

La pression limite sous la pointe du pieu est déterminée à partir de la valeur de la résistance de pointe q_c du pénétromètre statique.

L'effort total mobilisable sous la pointe est donnée par

$$Q_p = A \cdot q_c \quad (I.57)$$

avec:

A : aire de la section droite de la pointe du pieu

q_c : contrainte limite .

b. Calcul du frottement latéral q_f

Le frottement latéral le long du pieu est difficile à évaluer partir du frottement mesuré lors de l'essai pénétrométrique. C'est pourquoi on préfère relier le frottement latéral aux caractéristiques de résistance de cisaillement du sol. A partir des résultats de l'essai au pénétromètre, on détermine :

$$q_f = \frac{q_c}{\alpha} \quad (I.58)$$

Avec :

a = 100 (sables denses)

a = 75 (sables lâches)

a = 60 (sols intermédiaires)

a = 50 (argiles)

c. Charge admissible nette Q_{ad} d'un pieu foré

On appelle charge admissible d'un pieu la charge maximale que l'on puisse lui appliquer sans risque de rupture et sans que les tassements dépassent une certaine valeur appelée tassement limite.

Elle sera comparée à la charge résultante de la descente de charge. On introduit donc la notion des facteurs de sécurité. Suivant les règles BAEL, les deux efforts de pointe et de frottement latéral sont majorés par des coefficients réducteurs suivants [12]:

$$\text{ELS} : Q_{adm} = \frac{Q_p}{3} + \frac{Q_f}{2} \quad (\text{I.59})$$

$$\text{ELU} : Q_{adm} = \frac{Q_p}{2} + \frac{3Q_f}{4} \quad (\text{I.60})$$

Q_p : Force portante nette à la pointe du pieu.

Q_f : force de frottement mobilisable par le pieu.

I.4. Comportement d'un groupe de pieux

Jusqu'à présent, nous avons traité de la force portante d'un pieu isolé. Mais dans la pratique les pieux sont pratiquement battus ou forés par groupe. Il convient donc d'étudier l'influence d'un pieu voisin sur la force portante de chaque pieu du groupe afin de mobiliser tout le frottement latéral. Ainsi, dès que l'entraxe de deux pieux est inférieur à un dixième de leur longueur, il faut tenir compte de cette influence. La capacité portante d'un pieu du groupe se trouve donc diminuée. On introduit donc la notion de coefficient d'efficacité, noté f qui minore la vraie valeur de la capacité portante du pieu. Nous proposons la formule de « Los Angeles » [18].

$$f = 1 - \frac{B}{L} \times \frac{1}{m.n.\pi} [m(n-1) + n(m-1) + \sqrt{2}(m-1)(n-1)] \quad (\text{I.61})$$

Avec:

n : nombre de rangées de pieux suivant le plus petit côté.

m : nombre de pieux par rangée

B : dimension du pieu ou diamètre

L : entraxe des pieux d'une même rangée

f : coefficient d'efficacité.

La charge portante limite Q_I' du groupe de pieux est donnée par: $Q_I' = N.f. Q_I$ (I.62)

N : étant le nombre de pieux du groupe.

I.5. Etude de fondation

On appelle fondation, la partie d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage.

I.5.1. Fonctions des fondations

Elles doivent reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

I.5.1.1. Assurer la stabilité de l'ouvrage

- ✓ Les tassements du terrain d'assise ne doivent pas autoriser de désordres graves des fondations et de l'ouvrage.
- ✓ Limitation des tassements compatibles avec l'utilisation de l'ouvrage (ordre de grandeur : quelque mm de 5 à 22 mm).
- ✓ Eviter ou, au pire, limiter les tassements différentiels.
- ✓ Tenir compte de la présence d'eau dans le sol (poussée d'Archimède).
- ✓ L'ouvrage ne doit pas se déplacer sous l'action des forces horizontales ou oblique appliquées à la structure (vent, poussées des terres, poussées hydrostatiques).
- ✓ Prendre les dispositions constructives adaptées à chaque cas (Utilisation de bèches, frottements sol/ béton suffisant, tirants ou clous,....).
- ✓ Eviter les glissements de l'ouvrage pour les constructions réalisées sur un terrain en pente et ne pas charger les semelles avoisinantes avec la semelle étudiée (laisser une distance entre les deux ouvrages).
- ✓ Drainage périphérique.

I.5.1.2. Assurer la résistance des massifs de fondations

- ✓ Les actions qui sollicitent les fondations ne doivent pas entraîner leur rupture.
- ✓ Respecter les règles en vigueur et le dimensionnement correct des fondations en fonction des types de l'ouvrage, des charges et surcharges supportées par la structure, de la nature du terrain, du type de fondations et des matériaux employés.

I.5.1.3. Vérifier la résistance du terrain de fondations

Les actions qui sollicitent le sol de fondations ne doivent pas entraîner son poinçonnement ni des déformations incompatibles avec l'utilisation de l'ouvrage supporté.

I.5.1.4. S'assurer de la durabilité des fondations

- ✓ La résistance des massifs de fondations doit être assurée pendant toute l'existence de l'ouvrage.
- ✓ Les massifs de fondation doivent être protégés de l'oxydation, de l'affouillement, de la décomposition chimique, de l'action du gel.
- ✓ Le sol devra être stable à l'érosion, au glissement de terrain, à la dissolution de certaines particules dans l'eau (gypse,...) , au gel.

I.5.1.5. Trouver la solution la plus économique

On recherchera des solutions qui seront les plus économiques en fonctions du type d'ouvrage, des préconisations de l'étude de sols, de l'accessibilité au terrain (engins TP, de forage,....).

I.5.2. Différents types de fondations

Il existe deux types de fondations :

I.5.2.1. Fondations Superficielles

Une fondation superficielle est définie par les caractéristiques géométriques décrites ci-après :

B : La largeur d'une semelle est le plus petit côté de la semelle.

L : La longueur de la semelle rectangulaire correspond au grand côté.

Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à faible profondeur semelles isolées sous poteaux, semelles filantes sous murs, radiers.

I.5.2.2. Fondations profondes

Les fondations profondes sont caractérisées par la manière dont le sol est sollicité pour résister aux charges appliquées. (lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur : Puits, pieux.).

I.5.3. Facteurs de choix du type de fondation

- ✓ La nature de l'ouvrage à fonder : pont, bâtiment d'habitation, soutènement....
- ✓ La nature du terrain : connaissance du terrain par sondages et définition des caractéristiques.
- ✓ Le site : urbain, campagne, montagne, bord de mer, ...
- ✓ La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence d'eau....
- ✓ Le coût des fondations : facteur important mais non décisif.

Conclusion

On a présenté dans ce chapitre les différentes méthodes de calcul des pieux sous sollicitations horizontales ainsi axiales, où nous avons trouvé qu'il existe deux méthodes essentielles qui sont: la méthode du continuum élastique et la méthode au module de réaction sans oublier la méthode utilisée dans notre projet qui est la méthode pressiométrique.

La méthode du continuum élastique est aujourd'hui très peu utilisée vue ses hypothèses qui supposent que le sol est un milieu élastique continu et adhère au pieu au cours du chargement. Cette dernière hypothèse présente une certaine résistance à la traction du sol qui, dans la réalité est faible.

Par contre la méthode au module de réaction qui, est aujourd'hui la base de toutes les réglementations internationales. Elle décrit l'interaction sol-pieu par une loi de réaction du terrain en fonction du déplacement horizontal (courbe P-y).

II.1. Géologie et géomorphologie

II.1.1. Géologie

La wilaya de Jijel se localise dans la partie nord-est de l'Algérie, ou elle fait partie de la frange tellienne. Notre terrain d'étude est situé à l'Est de la wilaya de Jijel dans la région de Kaous, celle-ci est limitée par la plage de Jijel au nord, Béni Ahmed à l'ouest, Texenna au sud, Emir Abdelkader au sud-est et Taher à l'est.

Le viaduc se situe entre le pk 15 + 694 et le pk 16 + 086, en surmontant l'oued de Mencha à proximité de la localité Sidi Bourun.

Du point de vue géologique, ce secteur se caractérise par la présence de dépôts alluvionnaires actuels et récents de l'oued Mencha qui sont généralement caractérisés par sédiments fins, argilo-limoneux ou sablo-limoneux, avec niveaux plus grossiers (blocs et galets arrondis enrobés dans une matrice graveleuse et sableuse), très abondants en particulier dans les oueds principaux.

Au-dessus un substrat rocheux du miocène marin qui se caractérise principalement par des marnes bleues ou grises fossilifères passant en surface aux argiles marneuses verdâtres jaunâtres en raison d'un profil d'altération de nature argileuse bien développé selon les secteurs et qui peut atteindre une épaisseur supérieure au 15 m. Intercalations de grès grossiers sableux et graviers, peuvent être rencontrées dans la série sédimentaire marneuse.



Figure II.1 : Formations géologiques présentes dans le site du viaduc (substrat rocheux du miocène).



Figure II.2 : Formations géologiques présentes dans le site du viaduc (dépôts quaternaires).

II.1.2. Géomorphologie du secteur étudié

Le secteur du viaduc en étude se localise dans le bassin El Kabîr, qui présente un réseau hydrographique sub-dendritique, avec la rive gauche caractérisée par des cours d'eau bien développés et de grande longueur. Les affluents de la rive droite sont généralement moins étendus et ils montrent une géométrie droite.

Le cours d'eau principal présente une géométrie courbée, avec quelque coude bien prononcé, probablement pour effet de la technique qui affecte la chaîne montagneuse.

Le viaduc en objet est situé dans un secteur caractérisé par une morphologie collinaire; avec versants peu à moyennement inclinés aux bords de la vallée de l'oued Mencha. Dans cette zone la rivière présente un caractère sinueux.



Figure II.3 : Morphologie caractéristique du secteur du viaduc.

Le long de la vallée on retrouve un ordre de terrasses alluviales, identifiés dans la carte géologique comme alluvions récentes, ayant une épaisseur variable entre 8-10m environ.

II.2. Contexte sismique de la région

Selon les règlements techniques des ouvrages d'art (RPOA 2008), la wilaya de Jijel dans laquelle se localise notre projet, est caractérisé par une sismicité moyenne.

Tableau II.1. Coefficient d'accélération de zone A (RPOA 2008).

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

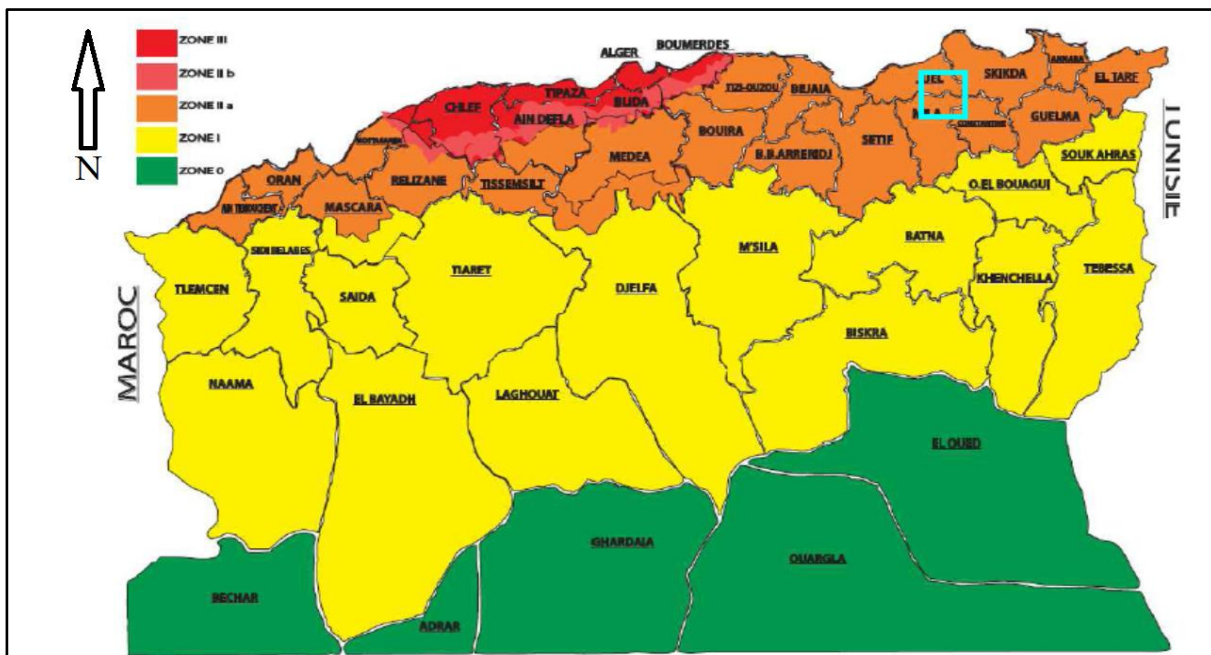


Figure II.4. Carte de zonage sismique du territoire national (RPOA. 2008).

II.3. Reconnaissance de sol

L'étude géotechnique se rapporte aux sols et aux eaux souterraines en tant qu'éléments intervenant dans la stabilité et le bon comportement de la construction provisoire ou définitive.

Elle est destinée à fournir au maître d'œuvre les données suivantes :

- Préciser la nature et la structure du sous-sol, en particulier pour délimiter et caractériser les principales zones compressibles.
- Mesurer les caractéristiques géotechniques des terrains traversés, en particulier pour le pré-dimensionnement des ouvrages,
- Identifier les aléas majeurs liés à la géologie et à l'hydrogéologie locale,
- Apprécier les conditions de réutilisation des matériaux dans le défi notion des mouvements de terre (déblai, remblai).

Qui lui sont nécessaires pour la conception et la construction des ouvrages (déterminent les caractéristiques des ouvrages, en fonction des capacités mécaniques du sol et sous-sol, ainsi les contraintes des ouvrages) et celles relatives à leur incidence sur l'environnement.

Les données recueillies alimentent les études techniques, lesquelles dans le secteur du viaduc (V15.7) ont été réalisées les reconnaissances suivantes :

- 4 Sondages carottés jusqu'à la profondeur maximale de 20 m.
- 5 Sondages piézométriques de profondeur maximale de 20 m.

Les sondages sont les suivants :

II.3.1. Sondage carotté (Reconnaissances géotechniques)

Ils sont choisis pour l'étude des ouvrages d'art (viaducs) et des zones de déblais. Fonctionnant sur le même principe qu'une perceuse, ils sont développés pour :

- Remonter des échantillons de sols pour les tester en laboratoire,
- Observer la succession des couches de sol et les éventuelles venues d'eau.

A la différence d'un sondage destructif ou à la tarière, le sondage carotté permet de conserver une « image » de la succession des couches.

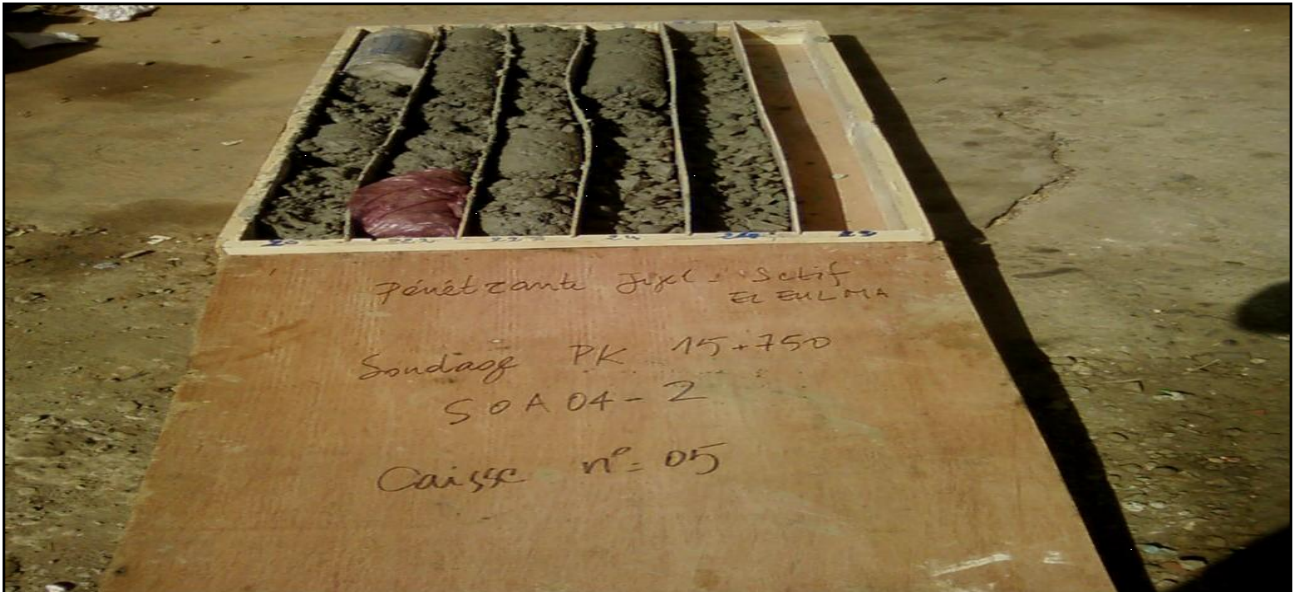


Figure II.5 : Caisse de carottage.

Il est pratiqué pour l'étude des ouvrages de franchissement (ponts et viaducs) et dans les zones où les sols sont généralement meubles et argileux. Dans un trou de sondage, une augmentation de pression est opérée de manière volontaire et localisée. Ce type de sondage est développé pour observer le comportement du sol face à cette force (résistance, capacité à gonfler... etc.).

Sondage n°1 : Pk 15+600

00.00-01.00 m : Argile brunâtre et cailloux.

01.00-03.80 m : Argile brunâtre à peu sableuse avec des traces noirâtre (Charbon) et matière organique .

03.80-04.00 m : Galets sableux, argileux.

04.20-05.80 m : Sable fin limoneux à passage argileux beige.

05.80-20.00 m : Argile schisteuse grise.

Sondage n°02 : PK 15+777

06.03-09.98 : Argile graveleuse rougeâtre avec passage de roche.

10.00-20.00m : Argile schisteuse grisâtre.

Sondage n°03 : PK 15+918

10.23-20.00m : Argile schisteuse grisâtre.

Sondage n°04 : PK 16+066

00.00-07.00m : Argile beige graveleuse et passage de roches et cailloux (alluvion).

07.00-20.00 : Argile schisteuse grise.

II.3.2. Mesures piézométriques (NF P 94-157-1)

L'essai piézométrique sert à déterminer le niveau piézométrique au moyen d'un piézomètre. Un tube piézométrique est un tube ouvert mis en place dans une cavité artificielle et remplie d'un matériau perméable permettant la détermination du niveau piézométrique. Ce tube ouvert est placé dans un terrain dont la perméabilité globale estimée est $\geq 1 \times 10^{-7} \text{ m/s}$. Le piézomètre comprend les éléments suivants (figure II.6).

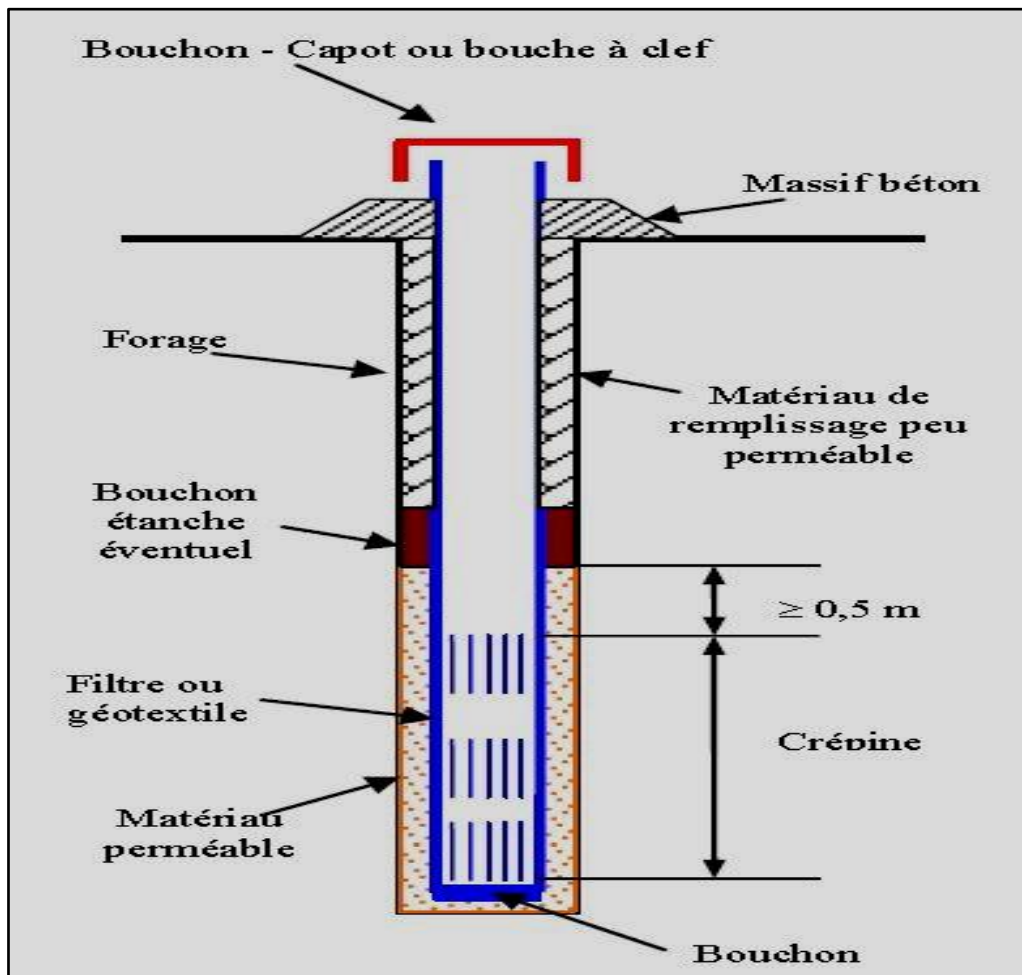


Figure II.6. Schéma descriptif d'un piézomètre.

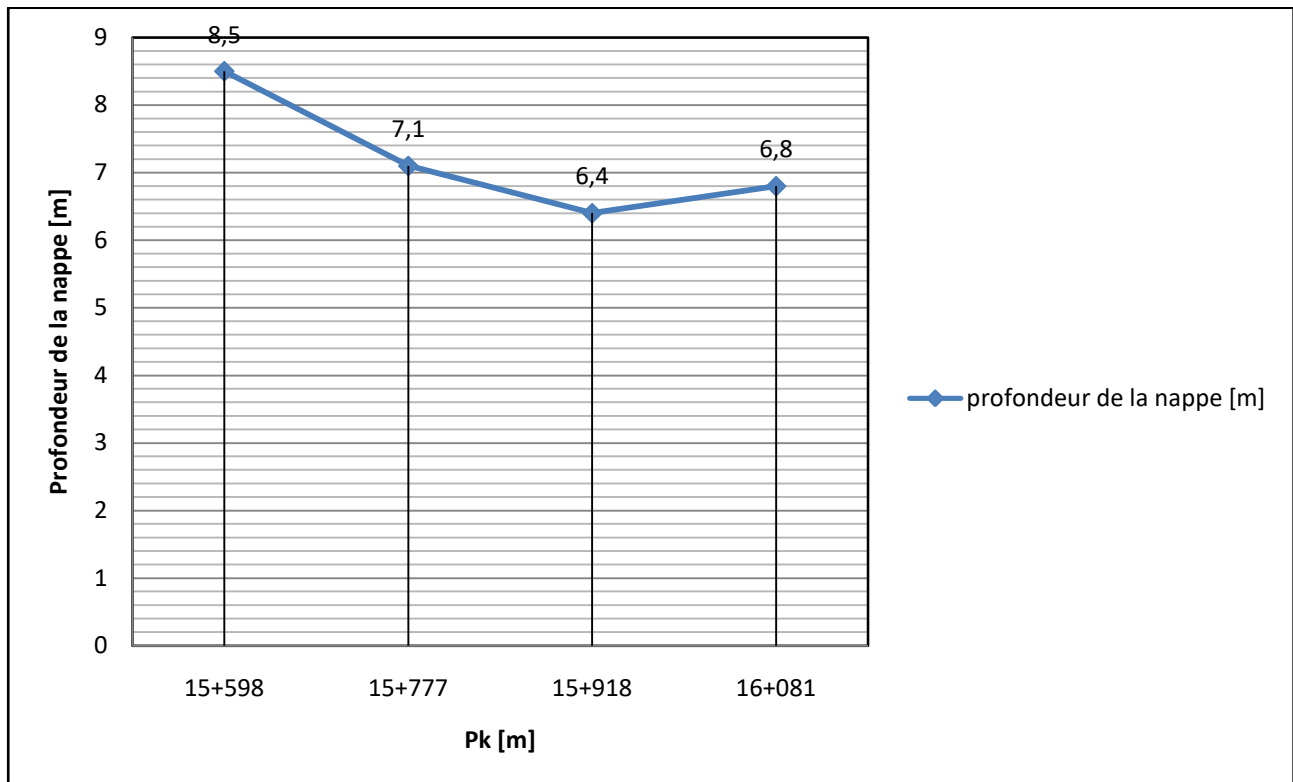


Figure II.7. Résultats de l'essai piézométrique.

✚ Interprétation

On remarque que le niveau piézométrique a été rencontré à une profondeur variable entre 6.40 m et 8.50 m de la côte du terrain naturel, dans ce cas on considère que le niveau piézométrique le plus défavorable est le niveau le plus haut mesuré dans le forage.

II.3.3. Essais in-situ

II.3.3.1. Essai SPT (Standard Pénétration Test), (NF P 94-116)

C'est un essai permettant de déterminer la résistance à la pénétration dans les terrains d'un tube échantillonneur fendu, enfoncé par battage dans un forage pour compter le nombre de coups nécessaire à l'enfoncement de 30 cm, et d'obtenir des échantillons remaniés du sol pour examen et identification.

Cet essai, réalisé conformément à la norme française (NF P 94-116), permet d'une part, de tracer le profil de pénétration (indice SPT en fonction de la profondeur) et, d'autre part, de fournir des informations sur la nature du sol et de prélever des échantillons de sol remaniés destinés à la réalisation d'essais physiques en laboratoire. Les résultats obtenus se résument dans la figure ci-dessous :

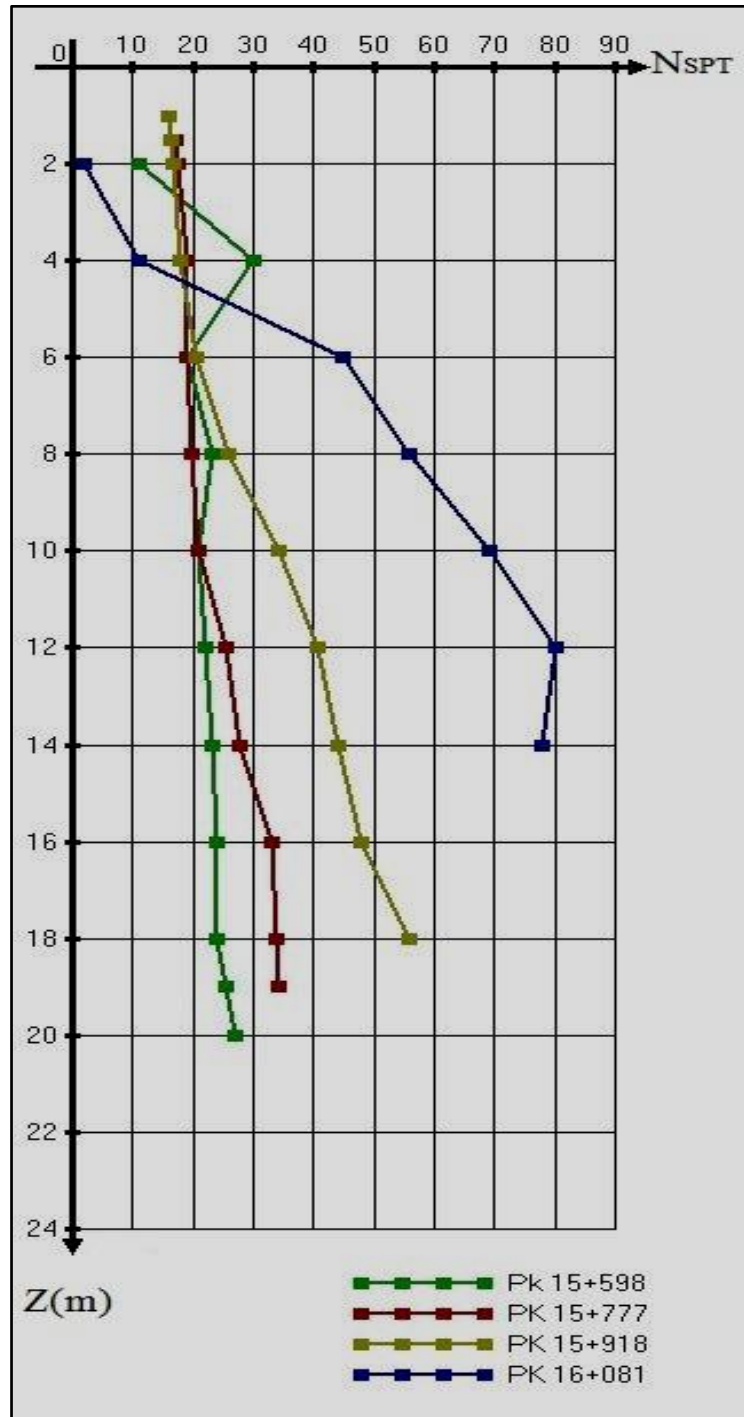


Figure II.8. Courbe enveloppes des variations de NSPT en fonction de la profondeur.

II.3.3.2. Essais de perméabilité

L'essai d'eau LEFRANK est un essai en place qui permet de déterminer la valeur du coefficient perméabilité locale (K_L), qui

s'applique à tous les sols fins ou grenus sous la nappe dont le coefficient de perméabilité présumé est supérieur à une valeur de l'ordre de 1.10^{-6} m/s.

Il peut être réalisé dans les sondages de reconnaissance au fur et à mesure de l'avancement.

Pendant la phase exécution quatre (4) essais de perméabilité Lefranc ont été exécutés dans les sondages indiqués au tableau ci dessous (tableau II.2).

Tableau II.2. Valeurs des coefficients de perméabilité de l'essia Lefranc réalisés.

PK	Profondeur [m]	Type Essai	Lithologie	Coefficient de perméabilité K [m/s]
15+598	10.20	Lefranc	Argile schisteuse grise	5.40E-06
15+777	8.00	Lefranc	Argile graveleuse rougeâtre	6.00E-06
15+918	13.20	Lefranc	Argile schisteuse grisâtre	4.50E-05
16+081	8.80	Lefranc	Argile schisteuse grise	5.60E-06

II.3.3.3. Essais pressiométriques

L'essai pressiométrique est l'essai de chargement statique du sol en place, réalisé à l'aide d'une sonde cylindrique dilatable radialement.

Il permet d'obtenir une relation contrainte-déformation du sol en place dans l'hypothèse d'une déformation plane et déterminer les trois (03) paramètres usuels suivants :

- Un module de déformation du sol (E_M).
- Une pression dite "pression de fluage" (P_f).
- Une pression dite "pression limite" (P_l).

Dans le secteur étudié six (06) sondages pressiométriques ont été réalisés, les résultats obtenus sont représentés dans (le tableau II.3).

Les valeurs du module pressiométrique (E_M) a été utilisé pour le calcul du module œdométrique E_{oed} assimilable au module de Young E' .

$$E_{oed} = E_M / \alpha \quad (II.1)$$

Avec :

α : Coefficient rhéologique du sol (Tableau I.3).

Les résultats obtenus se résument dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.3. Valeurs du module élastique de Young E' (PK 16+081).

Z(m)	E' (MPa)
2	27.78
4	33.42
6	260.74
8	250.02
10	245.81
12	255.73
14	255.24
16	269.61
18	249.39
20	247.79

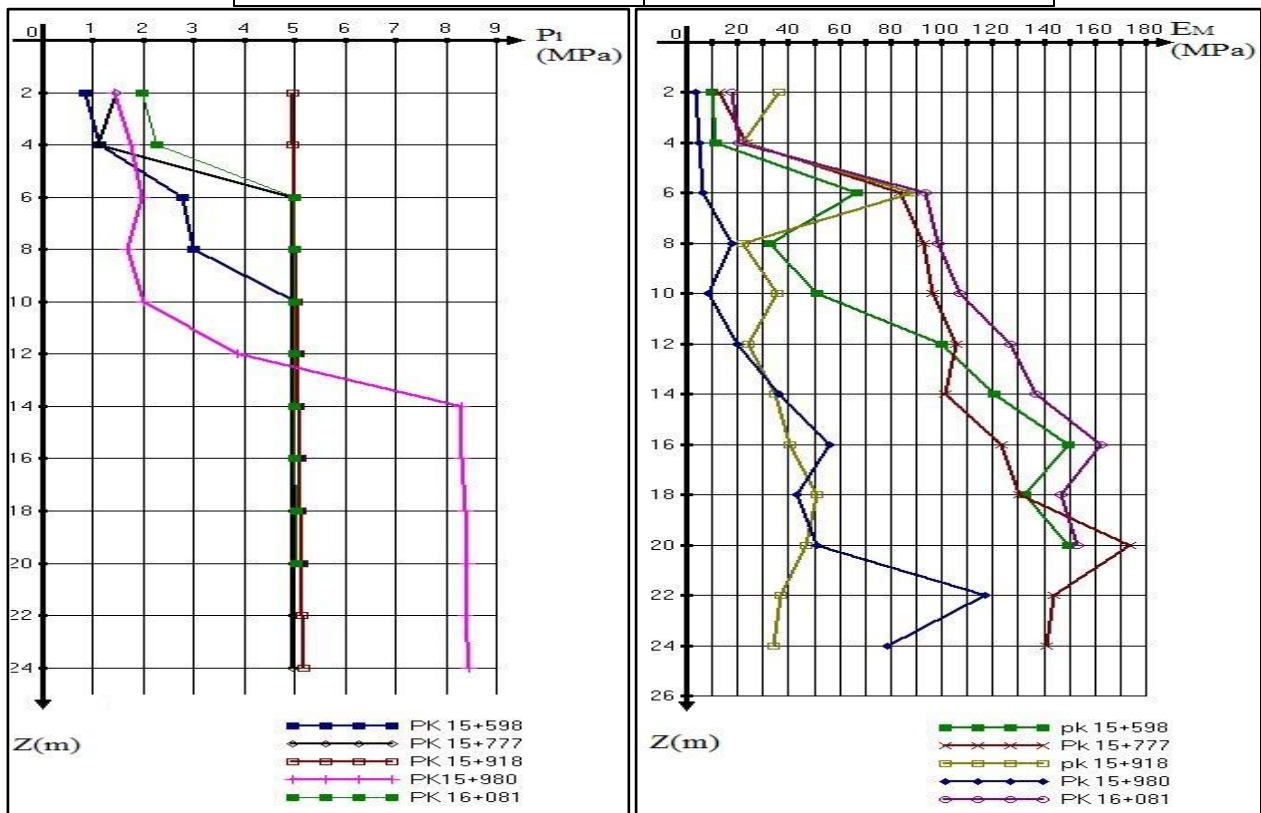


Figure II.9. Résultats des essais pressiométriques (pression limite P_i et module pressiométrique E_M).

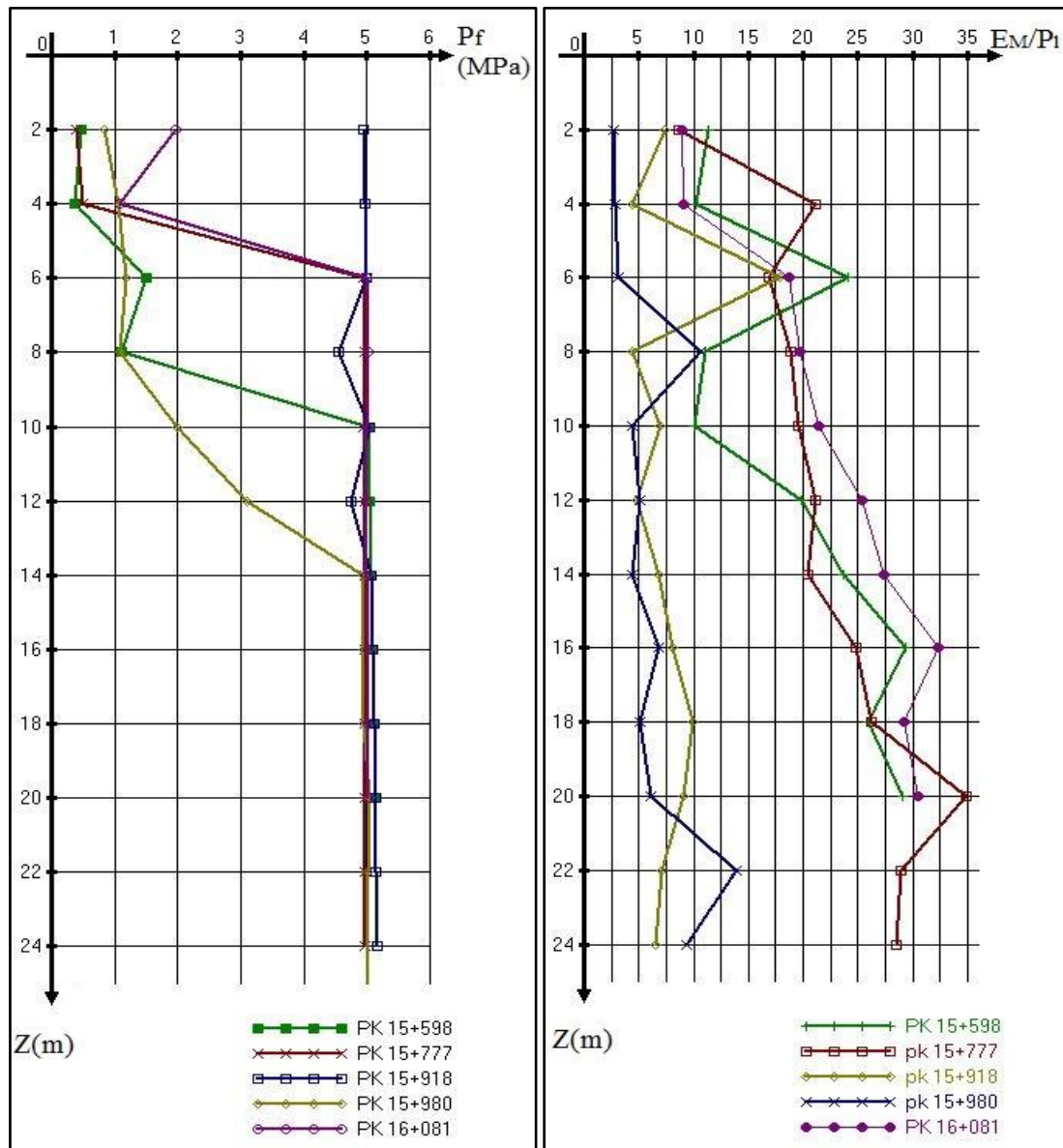


Figure II.10. Résultats des essais pressiométriques (pression de fluage P_f et E_M/P_1).

Interprétation des résultats

Au vu des graphes ci-dessus (Figure II.9), on remarque des valeurs de pressions limites (P_l) proches dans les Pk(15+598, 15+777 et 16+081) avec des valeurs de modules pressiométriques(E_M) grandes, contrairement au Pk (15+980, 15+918) qu'ont des valeurs de pressions limites (P_l) plus élevées, et des valeurs de modules pressiométriques(E_M) plus petites.

Selon le fascicule 62 titre V, Le sous sol étudié peut être subdivisé en deux (02) unités lithologiques.

Une couche d'argiles et limons fermes, d'épaisseur variée (de 0 à 6m), suivie d'une couche d'argiles très fermes et dures.

D'après Ménard on peut classer le terrain étudié en 2 types :

Dans les PK (15+598, 15+777 et 16+081) :

- 0m-5m : Argiles normalement consolidées.
- 5m-24m : Argiles sur consolidées.

Dans les PK (15+918 et 15+980) :

- 0m-7m : Argiles remaniées ou triturées.
- 7m-24m : Argiles sous-consolidées.

Par ailleurs, selon le RPOA 2008 pour la caractérisation sismique du site d'intérêt, on a utilisé les résultats des essais pressiométriques exécutés dans les sondages de référence ; ces données permettent de calculer les valeurs moyennes harmoniques, de la pression limite et du module pressiométrique pour chaque couche (i) d'épaisseur h_i et selon les formules suivantes:

$$\bar{P}_l = \frac{\sum_i^n h_i}{\sum_i^n \left(\frac{h_i}{P_{li}}\right)} \tag{II.2}$$

D'où:

Pression limite harmonique (où \bar{P}_l pression limite moyenne);

$$\bar{E}_p = \frac{\sum_i^n h_i}{\sum_i^n \left(\frac{h_i}{E_{pi}}\right)} \tag{II.3}$$

Avec:

Module pressiométrique harmonique (où \bar{E}_p module pressiométrique).

Tableau II.4. Caractéristiques géotechniques des sites (RPOA 2008).

Catégorie	Description		\bar{q}_c	\bar{N}	\bar{P}_l	\bar{E}_p	\bar{q}_u	\bar{V}_s
			[MPa]	[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[M/s]
S1	Rocheux (a)		--	--	>5	>100	>10	$\bar{V}_s \geq 800$
S2	Ferme	Sable/gravier	>15	>50	>2	>20	--	$400 \leq$
		Argile	>5	--	>2	>25	>0.4	$\bar{V}_s < 800$
S3	Meuble	Sable/gravier	mag- 15	10- 50	1-2	5-20	--	$200 \leq$ $\bar{V}_s < 400$
		Argile	1.5-5	--	0.5-2	5-25	0.1-0.4	
S4	Très meuble	Sable/gravier	<5	<10	<1	<5	--	$100 \leq$
		Argile	<1.5	--	<0.5	<5	<0.1	$\bar{V}_s < 200$

Après calcul on obtient le tableau suivant :

Tableau II.5. *Catégories du site selon les essais pressiométriques.*

PK	Profondeur de forage	Pression limite harmonique	Module pressiométriques harmonique	Catégorie
	[m]	[MPa]	[MPa]	
15+598	20	2.6	33.9	S2
15+777	24	3.3	57.2	S2
15+918	24	5.1	34.2	S2
16+081	20	3.9	58.6	S2

Le règlement RPOA 2008 indique comme critère général à adopter, le suivant :

«Selon la fiabilité des différents types d'essais, le site sera classé dans la catégorie la plus appropriée. En cas de doute entre deux catégories, classer le site dans la catégorie la plus défavorable».

Donc le site du viaduc en étude a été classé en catégorie S2 (site ferme).

II.3.4. Essais de laboratoire

Les échantillons de sol prélevés, ont fait l'objet d'essais de type physico-mécaniques et d'analyses chimiques au laboratoire.

II.3.4.1. Essais physiques

a. Teneur en eau : (NF P 94-050)

La teneur en eau d'un sol est le rapport du poids d'eau dans un échantillon au poids des poids des particules solides.

La teneur en eau d'un sol, est déterminée en mesurant la perte d'eau d'un échantillon représentatif, après séchage à l'étuve, jusqu'à une masse constante, à une température de 105°C. On compare ensuite cette masse d'eau perdue (évaporée), à la masse des solides obtenus après séchage.

$$W = P_w / P_s. \tag{II.4}$$

Avec:

P_w : Poids de l'eau.

P_s : Poids des grains solides.

b. Densité et saturation : (NF P94-053/ NF P 94-050)

La densité donne une indication utile sur la compacité des sols. C'est un paramètre important pour le calcul, entre autres, de la capacité portante du sol. Elle est proportionnelle à la valeur de la teneur en eau naturelle.

Le degré de saturation (S_r) indique la quantité d'eau que contient le sol ; il s'agit du volume occupé par l'eau /volume total des vides.

S_r peut être exprimé en pourcentage ou en nombre décimal.

$S_r = 100\%$ → Sol saturé ; $S_r = 0\%$ → Sol sec.

Tableau II.6. Résultats de la densité et les degrés de saturation.

PK	Z(m)	$\gamma_h \left(\frac{t}{m^3}\right)$	$\gamma_d \left(\frac{t}{m^3}\right)$	S_R (%)	Interprétation des résultats suivant
15+600	01.20	01.89	01.59	09	Sol peu dense, non saturé
	03.10	01.93	01.48	16	Sol peu dense, non saturé
	05.90	01.85	01.51	12	Sol peu dense, non saturé
	15.10	01.87	01.56	11	Sol peu dense, non saturé
15+777	06.19	01.91	01.68	61.85	Sol peu dense, non saturé
	07.68	01.92	01.75	47.76	Sol peu dense, non saturé
	09.81	01.90	01.70	53.56	Sol dense, non saturé
	10.80	01.95	01.78	50.70	Sol dense, non saturé
	14.88	01.99	01.86	41.66	Sol très dense, non saturé
	18.40	01.98	01.67	81.01	Sol dense, non saturé
	19.13	02.01	01.76	72.71	Sol dense, non saturé
15+918	10.30	02.05	01.76	83.22	Sol dense, non saturé
	13.10	02.05	01.78	80.42	Sol dense, non saturé
	14.10	02.01	01.74	79.51	Sol dense, non saturé
	16.70	02.02	01.74	79.26	Sol dense, non saturé
	18.90	02.03	01.78	72.84	Sol dense, non saturé
	19.30	02.06	01.77	86.65	Sol dense, non saturé
16+081	01.65	02.03	01.61	15	Sol peu dense, non saturé
	01.80	02.02	01.58	16	Sol peu dense, non saturé
	06.00	02.01	01.56	13	Sol peu dense, non saturé
	08.10	01.85	01.54	11	Sol peu dense, non saturé

c. Analyse granulométriques : NF P 94-056/ NF P 94-057

L'analyse granulométrique sert à déterminer les proportions des grains de différentes tailles dans le sol, pour les sols pulvérulents, on procède par voie sèche et pour les sols fins par voie humide.

Des analyses ont été effectuées sur des échantillons prélevés dans différentes profondeurs du sondage. En analysant les résultats, on constate que ces essais confirment la description géologique du sol.

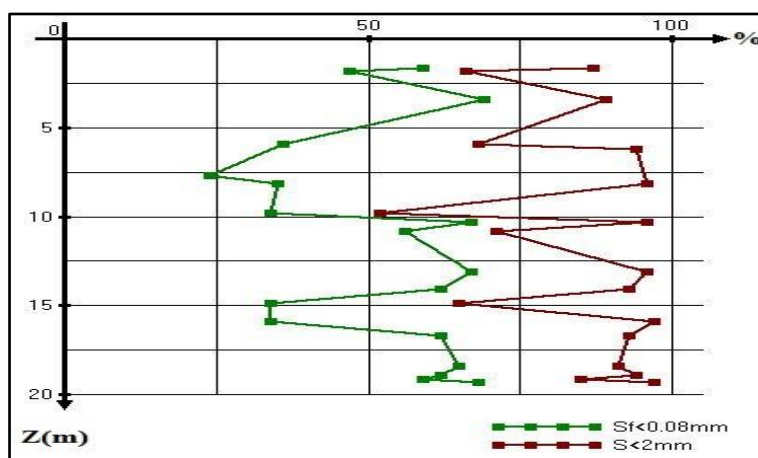


Figure II.11. Résultats de l'analyse granulométrique(PK16+081).

Interprétation

On remarque que plus de 50 % des éléments on un diamètre inférieur à < 2 mm, on considère donc que le sol est de nature Sableuse.

d. Limites d'Atterberg, Plasticité (NF P 94-051)

La classification des sols est établie principalement par la courbe granulométrique, ainsi en fonction des limites d'Atterberg pour les sols cohérents, ces limites sont mesurées sur la fraction du sol qui passe au tamis de 400 µm.

Les limites d'Atterberg ont pour but la détermination des états de consistance d'un sol.

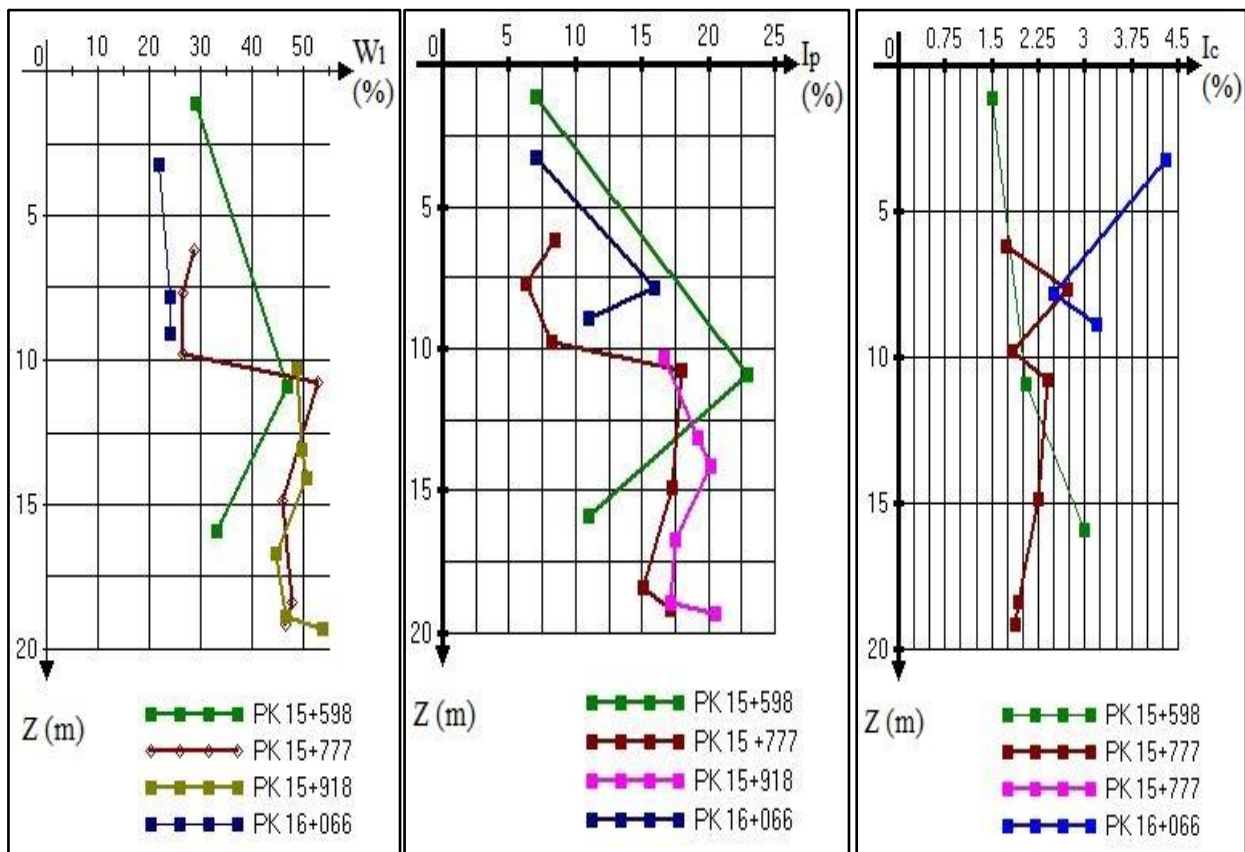


Figure II.12. Résultats limites d'Atterberg.

Interprétation

D'après les graphes ci-dessus, et selon le diagramme de Casagrande, on déduit que notre sol est un sol non plastique à peu plastique en profondeur.

Vu les graphes de l'indice de consistance on remarque que $I_c > 1$ donc il est à l'état solide (dur).

II.3.4.2. Essais mécaniques

Les essais mécaniques consistent à déterminer les caractéristiques mécaniques du sol. Dans notre cas ils ont effectué deux types d'essais:

a. Essai de cisaillement: (NF P 94-074, Octobre 1994)

La boîte de cisaillement est destinée à l'essai de cisaillement rectiligne, dans lequel on cherche à obtenir la rupture de l'échantillon suivant un plan imposé.

La mesure de σ et de τ à la rupture, déterminée sur trois ou quatre échantillons permet le tracé de la droite : $\tau = C + \sigma \tan \varphi$

D'où la détermination des caractéristiques C et φ ; avec C la cohésion apparente et φ l'angle de frottement interne.

Tableau II.7. Résultats de l'essai de cisaillement consolidé drainé (CD).

PK	Profondeur (m)	c_c (KPa)	φ (°)	Interprétation
15+598	03.00-03.40	56	30	Sol plastique
	05.50-05.80	05	36	Sol liquide à très mou
	09.00-11.00	61	39	Sol plastique
16+066	03.00-03.50	25	30	Sol mou
	05.00-05.20	17	31	Sol liquide à très mou
	09.00-09.20	18	39	Sol liquide à très mou

b. Essai (UU) non consolidé non drainé

La réalisation d'un essai non consolidé non drainé (UU) comporte le cisaillement d'au moins trois (03) éprouvettes du même échantillon.

Pour chaque éprouvette, l'essai comporte deux étapes :

- La préparation et l'installation de l'éprouvette dans la cellule triaxiale.
- La saturation éventuelle.
- Le cisaillement.

En l'absence de directive, l'essai est effectué sans saturation préalable.

Dans notre cas l'essai non consolidé non drainé (UU) est réalisé sur des éprouvettes non saturées :

Les caractéristiques mesurées sont la cohésion apparente c_{uu} et l'angle de frottement apparent φ_{uu} .

Tableau II.8. Résultats de l'essai de cisaillement non consolidé non drainé (UU).

PK	Profondeur (m)	c_{uu} (KPa)	φ_{uu} (°)	Interprétation
15+777	06.03-06.35	30	26	Sol mou
	14.75-15.00	136	23	Sol ferme
15+918	10.23-10.36	102	21	Sol ferme
	16.63-16.80	114	22	Sol ferme

c. Essai de compressibilité à l'œdomètre (XP_ P 94-090-1)

L'essai de compressibilité à l'œdomètre, essai fondamental, est une application directe de la théorie de la consolidation.

Des contraintes normales sont appliquées à l'échantillon par paliers successifs en présence d'eau. Le tassement est mesuré sous chaque palier de chargement jusqu'à ce qu'une stabilisation soit pratiquement atteinte. La durée d'application de chaque charge est généralement de 24 heures.

Deux procédures différentes de chargement selon le comportement du sol sous la première charge appliquée (charge faible ≤ 10 KPa) :

- Sols non gonflants à la mise en eau ;
- Sols gonflants à la mise en eau.

Tableau II.9. Résultats de l'essai de compressibilité à l'œdomètre.

PK	Profondeur (m)	P_C (bars)	C_C (%)	C_g (%)
15+598	03.00-03.20	1.40	18.34	01.86
	05.00-05.30	1.68	10.68	01.77
	17.70-18.00	1.92	09.35	01.34
15+777	09.46-09.98	1.16	14.96	03.67
15+918	14.00-14.23	1.15	19.50	04.72
16+066	03.00-03.30	1.45	17.21	01.75
	05.00-05.20	1.58	10.11	01.28
	07.70-08.00	1.82	09.02	01.14

Interprétation des résultats

✚ pour le PK 16+066 : Les résultats de l'essai de compressibilité montrent que l'échantillon testé est normalement consolidé et non gonflant.

II.3.4.3. Analyse Chimique (NF P99-009, NF P94-048, NF T 90-008)

Les résultats des analyses chimiques effectuées sur l'échantillon de sol prélevé, sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau II.10. Résultats exprimé en % et en poids.

Pk	Profondeur	Sulfates So_4^-	Ph	Carbonates $CaCo_3$	Chlorures Cl^-	Matières organiques Mo
15+600	2.80-3.00	0.2491	7.1	11.90	0.1892	3.94
	5.00-5.40	0.1892	7.3	5.21	0.2875	1.31
	7.00-7.20	Traces	7.2	2.30	Traces	1.04
	12.00-12.20	Traces	7.0	Traces	Traces	1.30
	18.80-19.00	Traces	7.1	1.02	Traces	1.04
16+066	1.80-2.00	0.2148	7.1	9.58	0.1125	2.28
	5.00-5.20	0.1158	7.2	3.54	0.2258	1.02
	8.00-8.20	Traces	7.1	2.89	Traces	1.01

Les résultats des analyses chimiques et minéralogiques selon la norme (NF P 18-011):

* Un taux de carbonates qui ne dépasse pas le 12 %, ce qu'indique que le sol est faiblement marneux et confirme la nature du sous sol.

*Un taux de matières organiques < 3 % ce qui confirme que le sol testé est non organique sauf pour la couche superficielle de 3.80 m d'épaisseur ou $C_{Mo} = 3.94 \%$.

* Un pourcentage (%) de sulfates et des chlorures, qui sont à l'état de traces, ce qui indique une agressivité nulle du sol.

Conclusion

D'après le règlement parasismique Algérien (RPOA 2008) et les résultats des essais (in-situ et au laboratoire), nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

- Le site de projet se situe dans une zone de sismicité moyenne. D'où, il y'a lieu de prendre en compte dans le calcul des bétons armés.
- Présence d'eau à des profondeurs variable entre 6.40m et 8.50 m.
- D'après les résultats de l'essai pressiométrique. Le site étudié est un site ferme.

III.1. Définitions d'un pont et de ses différentes parties

III.1.1. Définition d'un pont

D'une façon générale, un pont est un ouvrage en élévation, construit "in situ", permettant à une voie de circulation (dite voie portée) de franchir un obstacle naturel ou artificiel : rivière, vallée, route, voie ferrée, canal, etc. La voie portée peut être une voie routière (pont-route), piétonne (passerelle), ferroviaire (pont-rail) ou, plus rarement, une voie d'eau (pont-canal, comme par exemple le pont-canal de Briare).

On distingue les différents types d'ouvrages suivants :

- **Ponceau** ou **dalot** : pont de petites dimensions (quelques mètres) ;
- **Viaduc** : ouvrage de franchissement à grande hauteur, généralement constitué de nombreuses travées, comme la plupart des ouvrages d'accès aux grands ponts. Le terme de viaduc est généralement réservé aux franchissements situés en site terrestre ;
- **Passerelle** : ouvrage destiné aux piétons, exceptionnellement aux canalisations ou au gibier.

III.1.2. Différentes parties d'un pont [12]

Un pont se compose des parties suivantes:

Le tablier : Élément résistant portant la voie sur laquelle les voitures vont circuler par exemple.

Les appuis : Il existe deux types d'appuis différents, à savoir les appuis intermédiaires appelés piles et les appuis d'extrémités appelés culées qui assurent la liaison avec le sol et les remblais. Les appuis transmettent au sol les efforts dus aux différentes charges par l'intermédiaire des fondations. Le tablier d'un pont repose sur ses appuis par l'intermédiaire d'appareils d'appui, conçus pour transmettre dans les meilleures conditions possibles des efforts principalement verticaux (poids de l'ouvrage, composante verticale des efforts dus aux charges d'exploitation), mais aussi horizontaux (dilatations, forces de freinage, d'accélération, centrifuges,...).

Les fondations : Elles permettent d'assurer la liaison entre les appuis et le sol.

La travée: Est La partie du pont comprise entre deux appuis, la distance entre deux appuis successifs dite portée.

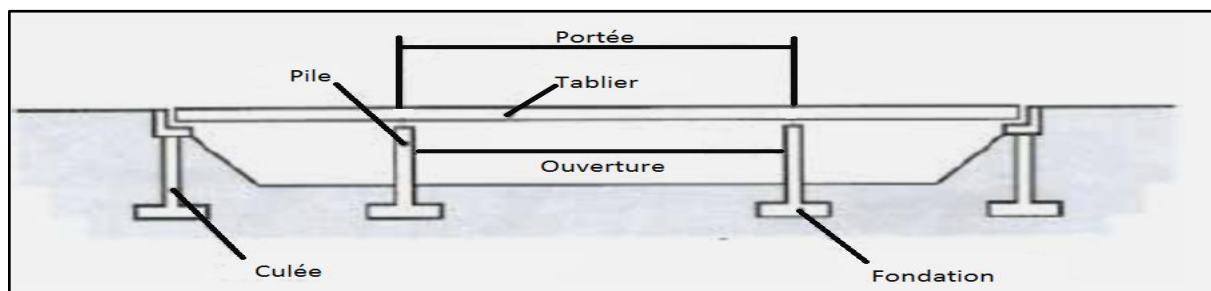


Figure III.1. Différentes parties d'un pont[12].

III.2. Description de l'ouvrage

Le Viaduc V15.7 se localise entre le pk 15+694 et le pk 16+086; Il s'agit d'un viaduc courant caractérisé par cinq (05) tabliers de 60 m et deux (02) tabliers de 46m, pour une longueur totale de 392 m constitué de six (06) piles de hauteur variable entre "6.4m et 10.6 m"(semelles exclues), et des culées de hauteurs de 9.5 m à 11.8 m (semelles exclues).

III.3. Définition des charges et surcharges

III.3.1. Largeur rouable (L_r)

La largeur rouable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures. Dans notre projet la largeur rouable $L_r = 12 \text{ m}$.

III.3.2. Largeur chargeable (L_c)

Se déduit de la largeur rouable, en enlevant une bande de 0,50m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu'il existe. Dans notre projet la largeur chargeable $L_c = 11 \text{ m}$.

III.3.3. Dimensionnement du nombre de voies

Les chaussées comportent un nombre de voie de circulation égale à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable.

$$N = \frac{L_c}{3} \quad (\text{III.1})$$

Donc : $N = 11/3.5 = 3.14$ d'où

$N = 3$ voies

Largeur d'une voie est la largeur réglementaire qui est de **3,5 m**.

III.3.4. Classe des ponts routes

On distingue trois classe de ponts en fonction de leur largeur rouable sont les suivantes :

Tableau III.1. Classe de pont (Fascicule 61 titre II).

La classe	La largeur rouable
1	$L_r \geq 7 \text{ m}$
2	$5,50 \text{ m} < L_r < 7 \text{ m}$
3	$L_r < 5,50 \text{ m}$

On a :

$L_r = 12\text{m} \geq 7 \text{ m}$ donc notre pont est classé dans la 1ère classe.

III.3.5. Descente de charge

On s'intéresse dans le cadre de notre étude à l'évaluation des efforts maximums transmis aux appuis du tablier (piles, culées). Dans ce cadre, on considère dans nos calculs la pile la plus sollicitée en l'occurrence la pile 6.

III.3.5.1. Charges permanentes (G)

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse, les éléments non porteurs et des installations fixes.

a. Poids propre de la structure (Ps)

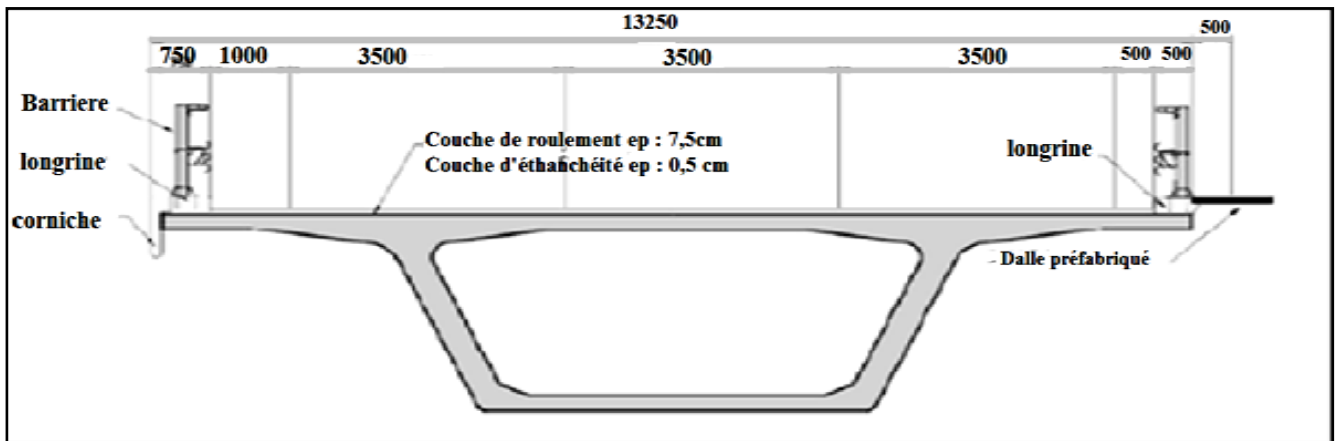


Figure III.2. Composante du tablier et les dimensions du voussoir.

Tableau III.2. Poids propre de la structure.

poids du tablier (P_{tablier})	$S_{\text{voussoir}} \times \gamma_{\text{béton}}$	21.625 t/m
Couche de roulement (P_{roul})	$E_{\text{roulement}} \times l_r \times \gamma_r = 0.075 \times 2.40 \times 12$	2.16 t/m
Chape d'étanchéité (P_{ch})	$E_{\text{étanchéité}} \times l_r \times \gamma_{\text{revetement}} = 0.005 \times 2.20 \times 12$	0.132 t/m
Longrine [02] (P_{long})	$2(0.50 \times 0.25 \times 2.5)$	0.625 t/m
Barrière [02] (P_{bar})	$2(0.1)$	0.2 t/m
Corniche (P_{cor})	$0.74 \times 0.13 \times 2.5 + 0.25 \times 0.25 \times 2.5$	0.397 t/m
Dalle préfabriqué [1/2] (P_{dp})	$(0.50 \times 0.10 \times 2.5)$	0.125 t/m
Réseaux (P_r)	—	0.1 t/m
Le poids propre de la structure porteuse est le poids du tablier (P_{tot})		25.364 t/m
		G = 15218.40 KN.

III.3.5.2. Surcharge routières

D'après le fascicule 61 titre II, les surcharges a utilisées pour le dimensionnement sont les suivantes :

- ✓ La surcharge de type A(L)

- ✓ Système Bc.
- ✓ Système Bt.
- ✓ La surcharge militaire Mc120.
- ✓ Le convoi exceptionnel D240.
- ✓ Les surcharges sur trottoirs.

a. Système de charge type A(L)

En ce qui concerne les charges accidentelles on se rapporte à Fascicule 61 titre II Conception :

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L+12} \left(\frac{kg}{m^2}\right) \tag{III.2}$$

D'où :

L: Longueur chargée (Σ portées chargées).

Tableau III.3. Résultats des systèmes de charge A(L).

Longueur chargée (m)	A(L) [t/m ²]	Longueur chargée (m)	A(L)[t/m ²]
46	0.85069	286	0.35080
106	0.53508	346	0.33055
166	0.43225	392	0.31910
226	0.38126		

On prend le cas le plus défavorable donc : A(L) = 0.85069 (t/m²).

$$A = \alpha_1 \times \alpha_2 \times A(L) \times l \tag{III.3}$$

D'où :

l: Largeur chargée.

α_1 : Coefficient de dégressivité transversale de la charge, est donné par le tableau suivant :

Tableau III.4. Coefficient de dégressivité transversale de la charge (Fascicule 61 titre II).

Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	5
1	1	1	0.9	0.75	0.75
2	1	0.9	-	-	-
3	0.9	0.8	-	-	-

$$\alpha_2 = \frac{V_0}{V} \tag{III.4}$$

V₀: 3.5 m (largeur conventionnelle d'une voie de première classe).

V = 3.67 m (largeur d'une voie).

Donc:

$$\alpha_2 = 0.95$$

Pour trois voies chargées : $\alpha_1 = 0.9$ donc $A_3 = 1 \times 0.9 \times 0.85069 \times 10.5 = 8.04$ t/m.

Le cas le plus défavorable est trois vois chargées.

D'où : $A = 8.04$ t/m.

b. Système de charges type B

• Système B_c

Un camion type du système B_c comporte trois essieux, tous les trois à roues simples munies de pneumatique, et répond aux caractéristiques suivantes :

Masse totale des essieux 30t.

Masse portée par chacun des essieux arrière 12t.

Masse portée par l'essieu avant 6t.

Longueur d'encombrement 10,5m.

Longueur d'encombrement 2,5m.

Distance des essieux arrière 1,5m.

Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière 4,5m.

Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu 2m.

- Pour le calcul de B_c, on dispose de deux camions par file, c'est la position la plus défavorable (longitudinalement), et fait balayer transversalement la largeur rouable.
- Pour ouvrages de première classe:
 - 1 voie chargée $b_C = 1.20$.
 - 2 voies chargées $b_C = 1.10$.
 - 3 voies chargées $b_C = 0.95$.

Les éléments du système B_c sont schématisés ci-dessous (longueurs en mètres, masses en tonnes).

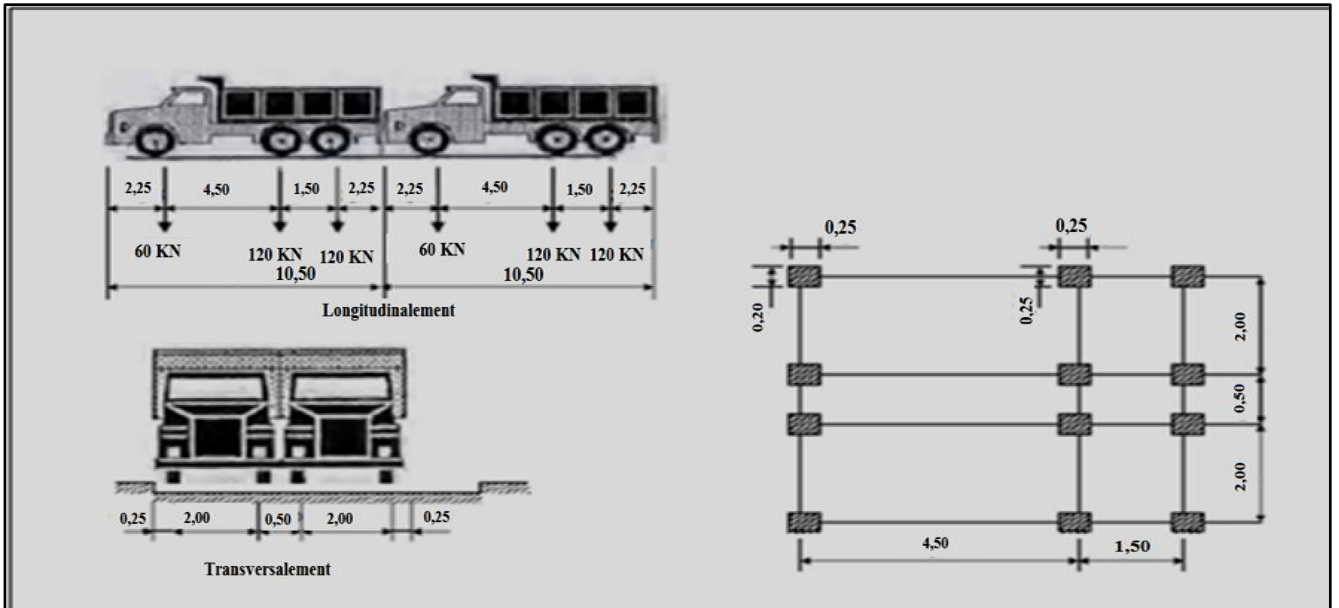


Figure III.3. Disposition de la charge Système B_C (fascicule 61 titre II).

• **Système B_T**

Un tandem du système B_T comporte deux essieux tous deux à roue simples munies de pneumatiques et répondant aux caractéristiques suivantes :

Masse portée par chaque essieu 16t.

Distance des deux essieux 1.35m.

Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu 2m.

D'où la masse totale des essieux = 32t.

- Pour le calcul de B_T , on dispose de deux tandems par file, c'est la position la plus défavorable (longitudinalement), et fait balayer transversalement la largeur rouable.

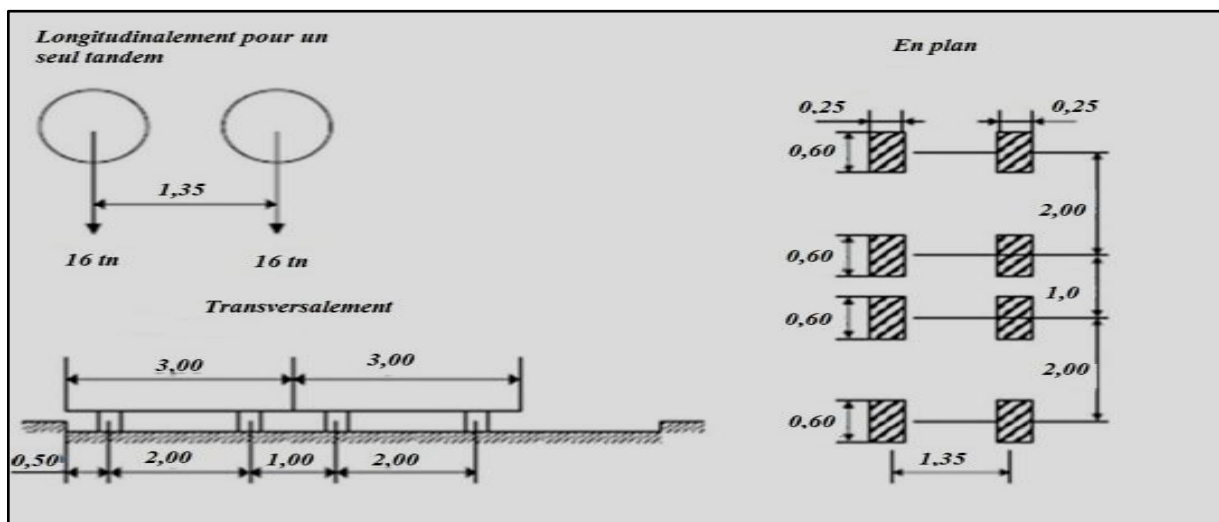


Figure III.4. Disposition de la charge type B_T (fascicule 61 titre II).

On applique un coefficient de pondération $b_T = 1.2$ pour les ponts de première classe.

• **Système B_r**

La roue isolée, qui constitue le système B_r porte une masse de 10 tonnes. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 0.60 m et le côté longitudinal 0.30 m.

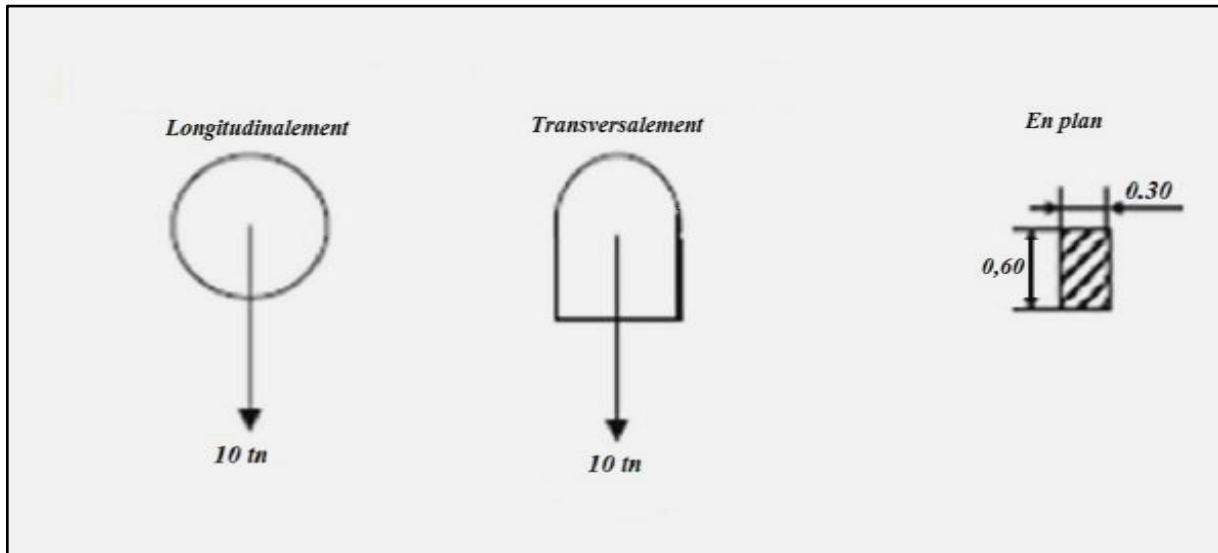


Figure III.5. Disposition de la charge type B_r (fascicule 61 titre II).

On applique un coefficient de pondération $b_r = 1$ pour les ponts de première classe.

c. Coefficients dynamiques des charges du type B

Toutes les charges de calcul des sous-systèmes du type B sont données par l'expression:

$$Q_B = (B \times b) \times \delta \tag{III.5}$$

Avec :

B : Valeur du système de charge considérée ;

b : Coefficient fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées ($b_r = 1.0$ toujours);

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}} \tag{III.6}$$

D'où :

L : Longueur de l'élément chargé [m];

G : Poids permanent de l'élément chargé;

S : Poids des charges accidentelles du type B multipliées par les relatifs coefficients b.

Calcul δ_{Bc} :

On a:

Le coefficient $b_c = 0,95$ dans notre cas (3 files, classe -1-).

S : Charge B_c max.

$S = \text{Charge} \times \text{nombre de voie} \times b_c$.

$$S = 30 \times 3 \times 0,95$$

$$S = 85,5 \text{ T}$$

$$G = 25,364 \times 392.$$

$$G = 9942,688 \text{ T.}$$

Donc:

$$\delta_{Bc} = 1,06$$

$$Q_{Bc} = (B_c \times b_c) \times \delta_{Bc} \quad (\text{III.7})$$

$$Q_{Bc} = 604,2 \text{ KN}$$

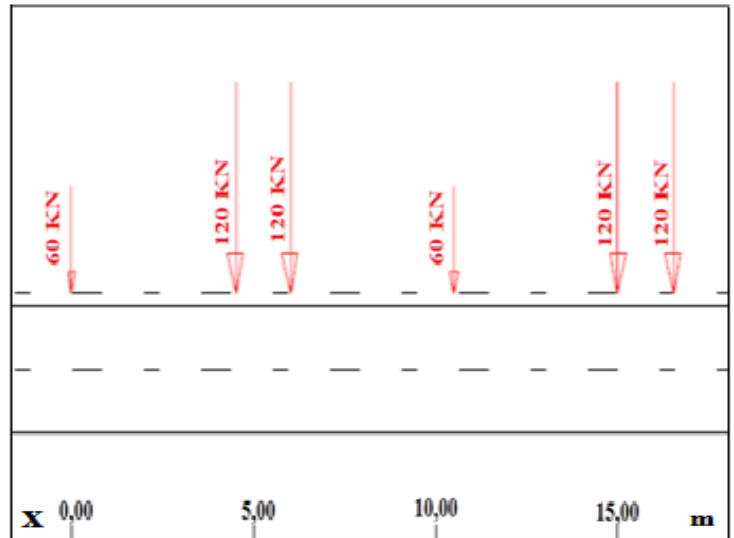


Figure III.6. Schéma de la disposition longitudinale de la charge B_c .

Calcul δ_{Bt} :

Le coefficient $b_t = 1,0$ pour les ponts de première classe.

$$S = 64 \times 3 \times 1$$

$$S = 192 \text{ T}$$

$$G = 9942,688 \text{ T.}$$

Donc:

$$\delta_{Bt} = 1,05$$

$$Q_{Bt} = (B_t \times b_t) \times \delta_{Bt} \quad (\text{III.8})$$

$$Q_{Bt} = 403,2 \text{ KN}$$

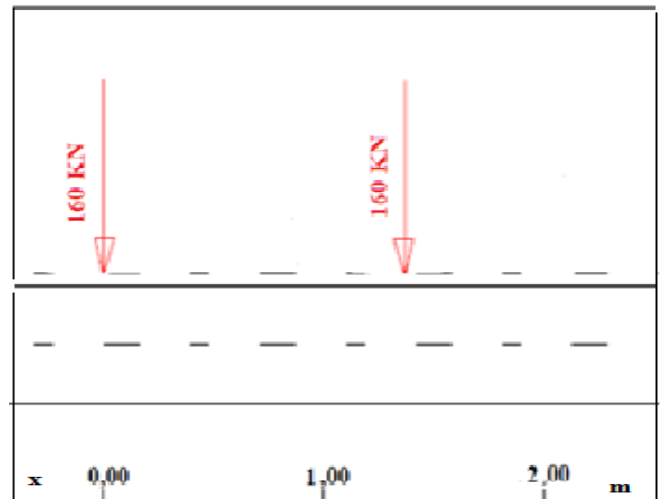


Figure III.7. Schéma de la disposition longitudinale de la charge B_t .

Calcul δ_{Br} :

Le coefficient $b_r = 1,0$ pour les ponts de première classe.

$$S = 10 \times 3 \times 1$$

$$S = 30 \text{ T}$$

$$G = 9942,688 \text{ T.}$$

$$\delta_{Br} = 1,05$$

$$Q_{Br} = (B_r \times b_r) \times \delta_{Br} \quad (\text{III.9})$$

$$Q_{Br} = 105 \text{ KN}$$

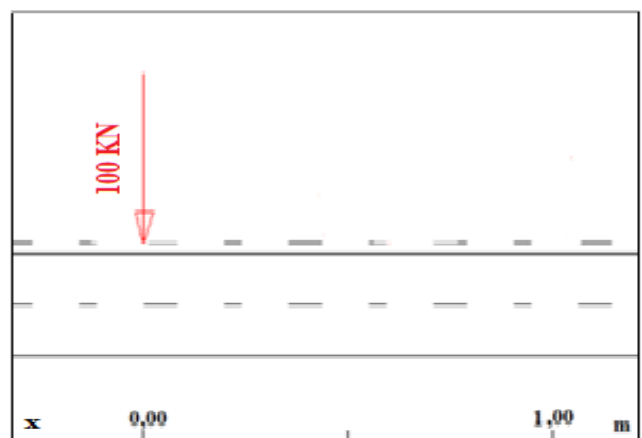


Figure III.8. Schéma de la disposition longitudinale de la charge B_r .

III.3.5.3. Surcharges militaires

On distingue les systèmes M_{c120} , M_{e120} et M_{e80} .

a. Charge type M_{c120}

La charge du système type M_{c120} représente un véhicule militaire qui comporte 2 chenilles avec les caractéristiques suivantes:

- Masse totale 110 tonnes ;
- Longueur d'une chenille 6.10 m ;
- Largeur d'une chenille 1.00 m ;
- Distance d'axe des deux chenilles 3.30 m.

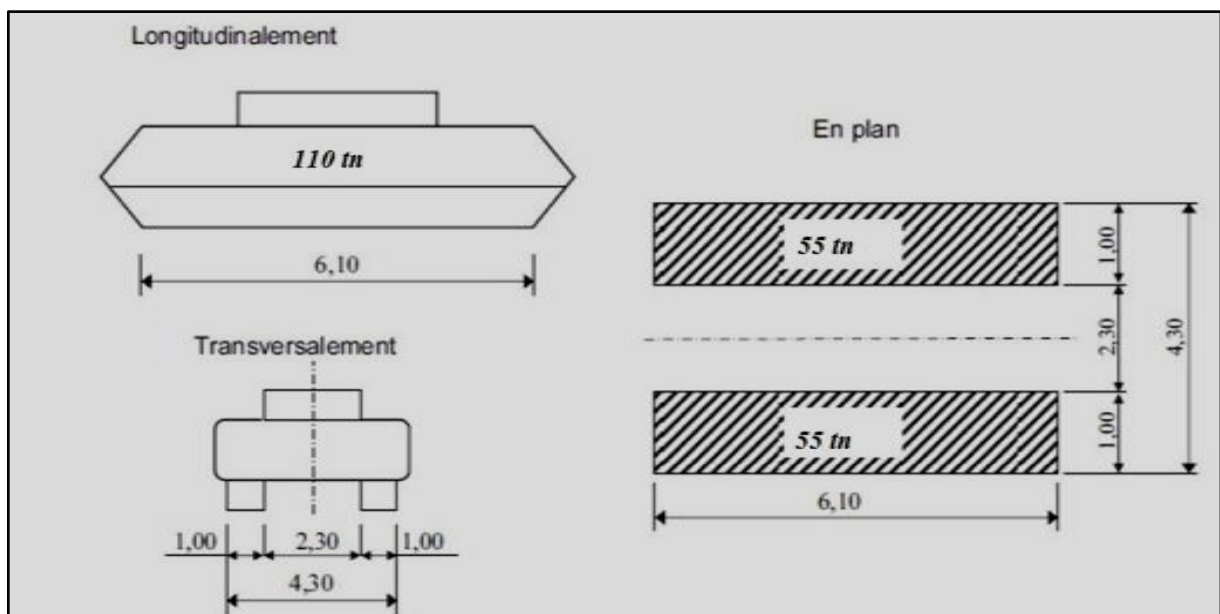


Figure III.9. Système de surcharges militaires M_{c120} (fascicule 61 titre II).

Le nombre de véhicule n'est pas limité dans le sens longitudinal, et la distance des deux véhicules successifs est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable, dans le sens transversal un seul convoi est supposé circuler quelle que soit la largeur de la chaussée.

$$M_{c120} = 110/6.1.$$

$$M_{c120} = 18.032 \text{ t/m.}$$

b. Charges type M_{e120}

Les deux essieux qui constituent le système $M_e 120$ sont distants de 1.80 m d'axe en axe et sont assimilés chacun à un rouleau. Chaque essieu porte une charge de 33 Tonnes.

- Masse totale 66 T.
- Longueur d'une chenille 4.0 m.
- Largeur d'une chenille 0.15 m.

- Distance d'axe des deux chenilles 1.80 m.

La surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 4,0 m et le côté longitudinal 0,15 m.

Les rectangles d'impact des essieux constituant les systèmes M_e sont disposés normalement à l'axe longitudinal de la chaussée et peuvent être placés n'importe où sur la largeur chargeable sans pouvoir empiéter sur les bandes de 0,50 m réservées le long des dispositifs de retenue.

On considère aussi le coefficient de majoration dynamique, qui sera déterminé en respectant les indications de la norme.

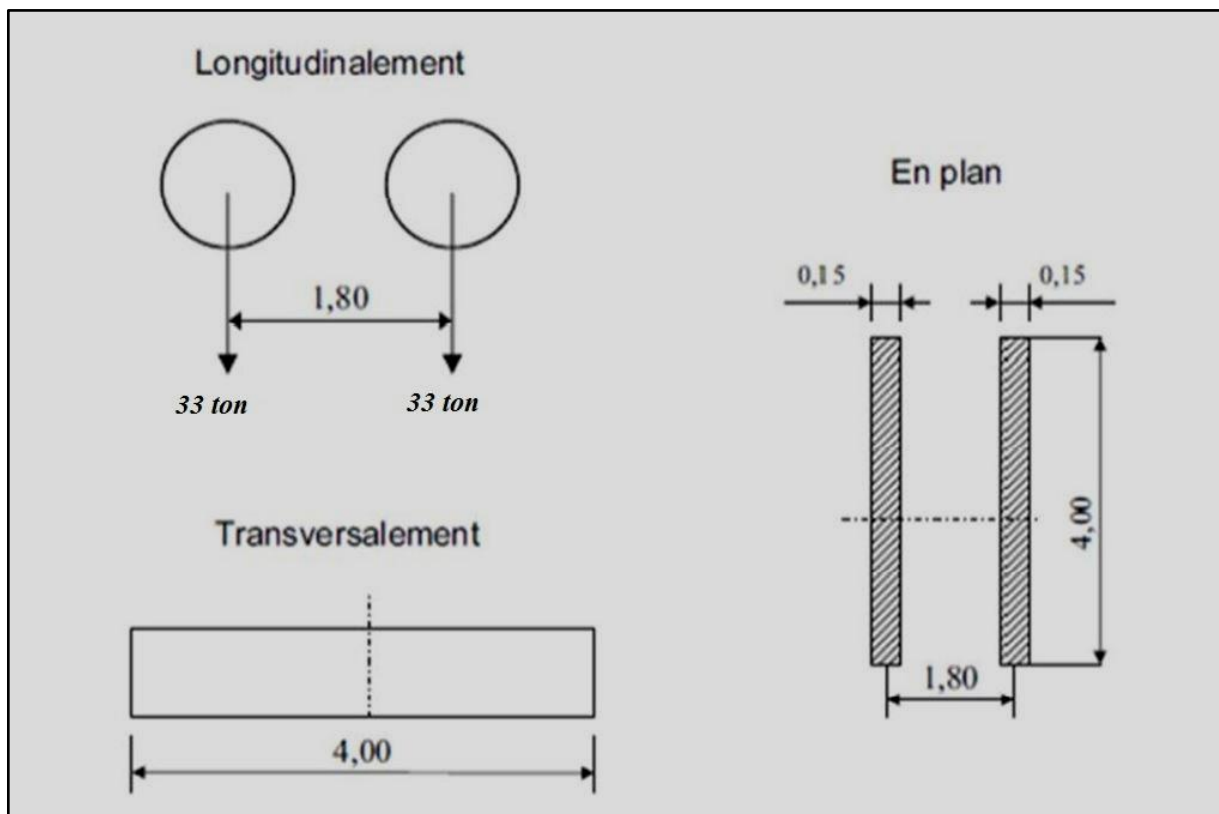


Figure III.10. *Système de surcharges militaires M_{e120} (fascicule 61 titre II).*

c. Charges type D

Le convoi type D de 240 T est une charge exceptionnelle, qui est supposée répartie au niveau de la chaussée sur 1 seul rectangle uniformément chargé de 3.20 m de largeur et 18.60 m de longueur.

Le poids par mètre linéaire égale à 12.9 t/ml.

Ce type de convoi est à prendre seul.

Cette surcharge n'est pas majorée par un coefficient dynamique.

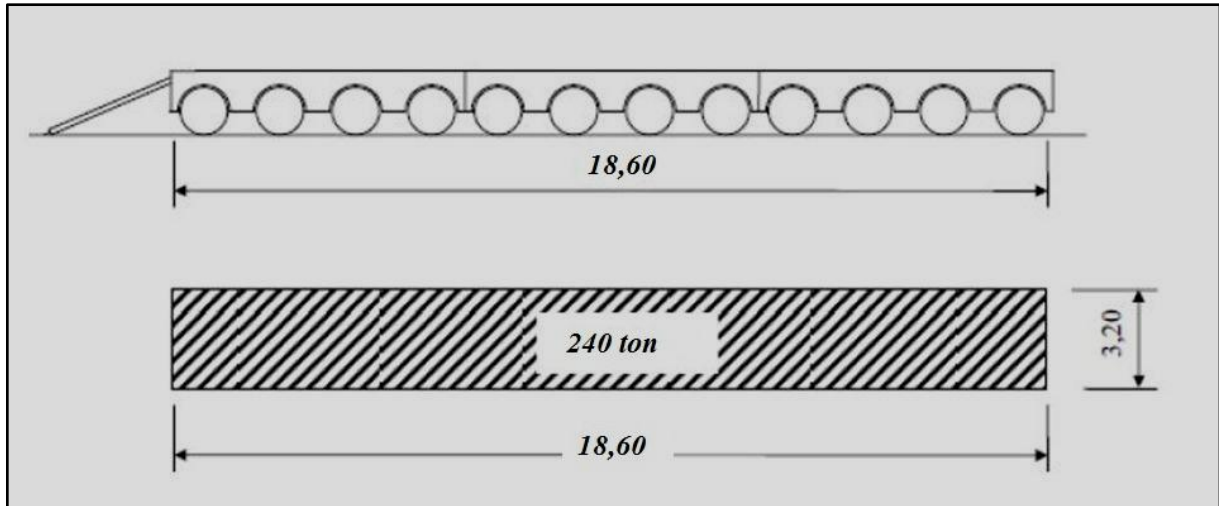


Figure III.11. Système de la surcharge type D (fascicule 61 titre II).

Cette charge n'est pas affectée de majorations dues aux effets dynamiques et elle ne développe aucune réaction de freinage, ni force centrifuge.

Le convoi type D de 280 T est une charge exceptionnelle, qui est supposée répartie au niveau de la chaussée sur 2 rectangles uniformément chargés de 3.30 m de largeur et 11.00 m de longueur, avec un espace libre de 8.00 m entre eux.

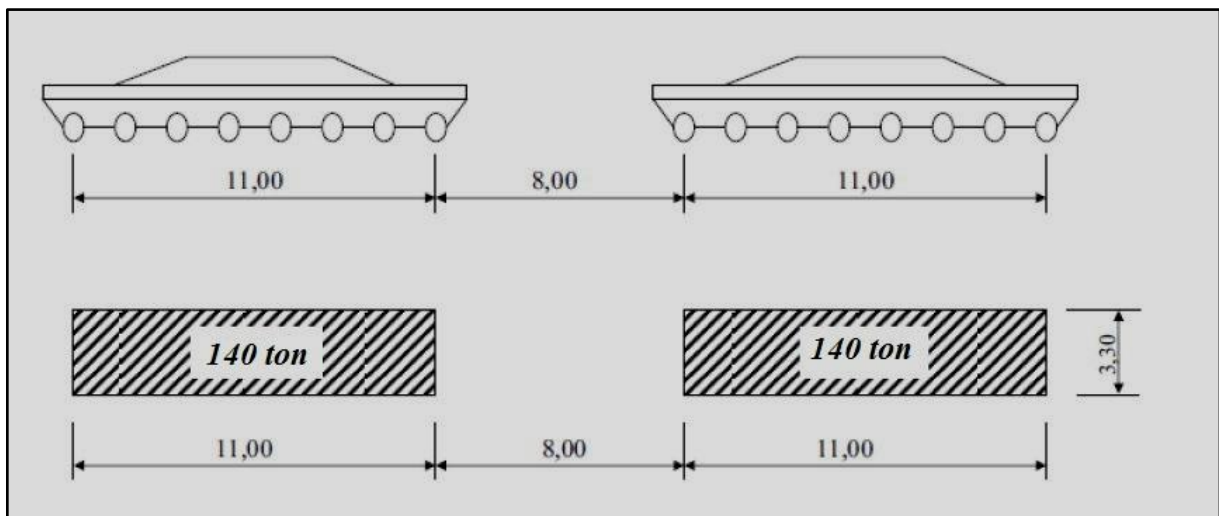


Figure III.12. Le convoi type D280 (fascicule 61 titre II).

Cette charge n'est pas affectée de majorations dues aux effets dynamiques et elle ne développe aucune réaction de freinage, ni force centrifuge.

d. Charge piétonnière

On a considéré:

- 1.50 kPa vérification globales;
- 4.50 kPa vérification locales.

e. Action du vent

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinale de la chaussée, la répartition et de la grandeur des pressions exercées par celui-ci et les forces qui en résultent dépendent de la forme et des dimensions de l'ouvrage. En général ; la valeur représentative de la pression dynamique de vent est égale à 0.2 t/m^2 (Selon le fascicule 61-titre II).

f. Force de freinage

Les charges de chaussée des systèmes A et B_c sont susceptibles de développer des réactions de freinage, efforts s'exerçant à la surface de la chaussée, dans l'un ou l'autre sens de circulation.

Dans les cas courants la résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.

L'effort de freinage correspondant à la charge A est égal à la fraction suivante du poids de cette dernière (Fascicule 61-titre II):

$$F_A = \frac{1}{20+0.0035 S} \quad (\text{III.10})$$

Dans laquelle S désigne en mètres carrés [m²] la surface chargée.

Donc :

$$S = 60 \times 10.5 = 630 \text{ m}^2$$

$$F_A = 0.04938 \text{ t.}$$

Selon les indications de la norme, les systèmes de charge de type B_c sont susceptibles de développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions B_c qu'on peut placer sur le pont, un seul est supposé freiner.

Donc l'effort de freinage sera de 30 tonnes et se développera parallèlement à l'axe longitudinal du viaduc.

III.4. Actions thermiques**III.4.1. Variations uniformes**

La valeur du coefficient de dilatation thermique linéaire du béton est fixée à $10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$. La variation de température uniforme saisonnière a été considérée être égale à $\Delta T = \pm 35^\circ\text{C}$ dont:

- ❖ Une part de température rapidement variable (variation journalière) est prise égale à $\Delta T_i = \pm 10^\circ\text{C}$ et la détermination des sollicitations (efforts horizontaux sur les piles et culées) dues à des variations rapides doit être effectuée avec le module de déformation instantanée des matériaux (béton, néoprène,...) et de sol.

- ❖ Une part de température lentement variable est prise égale à $\Delta T_d = \pm 25 \text{ }^\circ\text{C}$ et la détermination des sollicitations (efforts horizontaux sur les piles et culées) dûes à des variations lentes doit être effectuée avec le module de déformation différé des matériaux (béton, néoprène,...) et de sol.

III.4.2. Gradient thermique

Il y a lieu de prendre en compte l'effet d'un même gradient thermique vertical tout le long de l'ouvrage. Il est admis une variation linéaire de température sur la hauteur de la section; le gradient est positif si la température de la fibre supérieure du tablier est plus grande que celle de la fibre inférieure. Les valeurs caractéristiques des gradients linéaires verticaux de température considérées sont:

$\Delta q = (-7 / + 7)^\circ\text{C}$ pour les tabliers en béton en service;

$\Delta q = (-12 / + 12)^\circ\text{C}$ pour les tabliers en béton en phase de construction.

L'effet du gradient thermique est calculé en utilisant la valeur instantanée du module du béton.

III.4.3. Actions de la température dans les piles

Il y'a lieu de prendre en compte les effets d'un gradient linéaire de température entre surfaces opposées des piles. En l'absence d'exigences particulières il convient de considérer une valeur caractéristique du gradient linéaire égale à $\pm 10^\circ\text{C}$ dans le cas des piles en béton.

III.4.3.1. Combinaisons de charges

Les réactions à retenir donc sont (Données par le bureau d'étude) :

Tableau III.5. Les réactions à retenir.

Etats limites	Réactions Max (KN)
ELU	35150.76
ELS	26037.60

III.4.3.2. Poids propre de la pile

$$P_p = S \times H \times \gamma_{\text{béton}} \quad (\text{III.11})$$

$$S = 23.58 \text{ m}^2;$$

$$H = 10.60 \text{ m};$$

$$P_p = 624.87 \text{ t}$$

III.4.3.3. Composante horizontale du séisme suivant l'axe (x) E_x

$$V_{EX} = 20 \% G_p \quad (\text{III.12})$$

III.4.3.4. Composante horizontale du séisme suivant l'axe (Y) E_y

$$V_{EY} = 14 \% G_p \quad (\text{III.13})$$

G_p : Est le poids effectif total de la structure, égale au poids du tablier augmenté du poids de la moitié supérieur de la pile liée au tablier.

$$G_p = 15218.40 + 0.5 \times 6248.70$$

$$G_p = 18342.75 \text{ KN.}$$

Donc :

$$\begin{cases} V_{EX} = 3668.55 \text{ KN.} \\ V_{EY} = 2567.99 \text{ KN.} \end{cases}$$

On considère chaque sollicitation seule, on calcul la réaction, l'effort normal et le moment, après on effectue les combinaisons de ces derniers.

III.4.3.5. Calcul des efforts internes dans la pile

a. Sous la réaction d'appui N_R

On calcul par la méthode des tronçons et on trouve :

$$N_R = 35150.76 \text{ KN}$$

$$T_R = 0 \text{ KN}$$

$$M_{NR} = 0 \text{ KN.m}$$

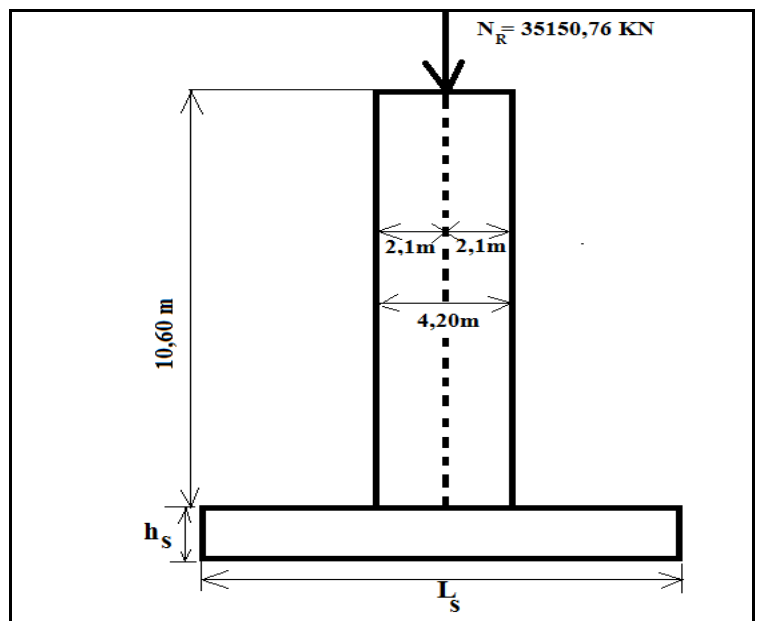


Figure III.13. Pile sous le poids du tablier.

b. Sous le poids propre de la pile P_p

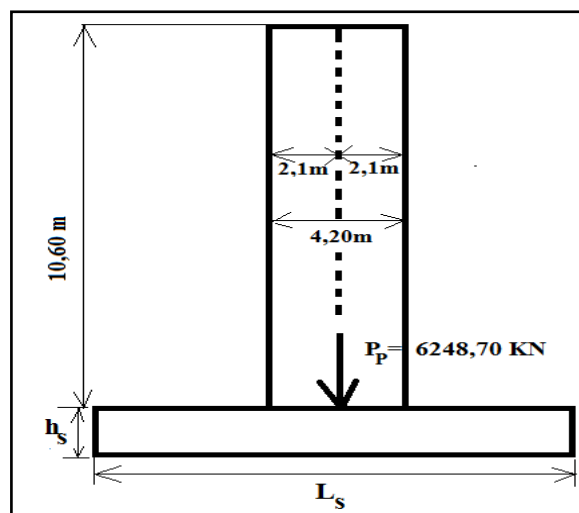


Figure III.14. Pile sous son poids propre.

$$N_p = 23.58 \times 10.60 \times 25 = 6248.70 \text{ KN}$$

$$T_p = 0 \text{ KN}$$

$$M_{pf} = 0 \text{ KN.m}$$

c. Sous la composante horizontale du séisme E_x

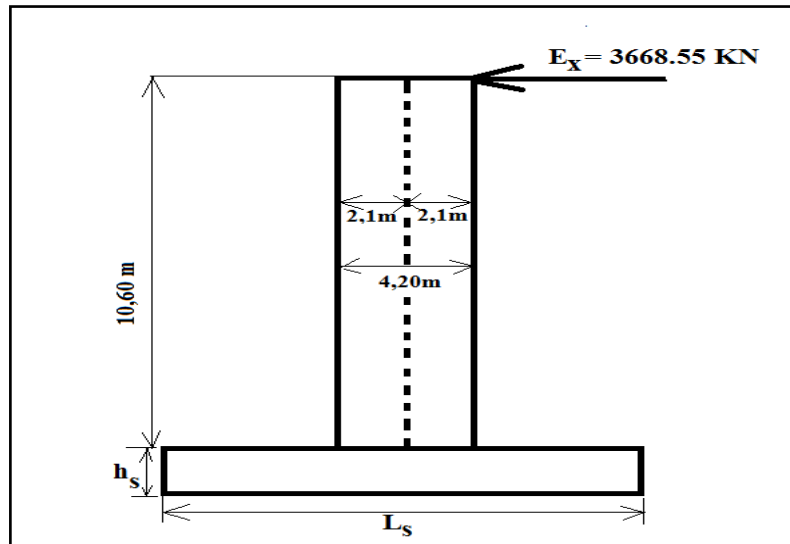


Figure III.15. Pile sous la composante de séisme E_x .

$$N_{EX} = 0 \text{ KN}$$

$$T_{EX} = 3668.55 \text{ KN}$$

$$M_{EX} = 3668.55 \times 10.60 = 38886.63 \text{ KN.m}$$

d. Sous la composante horizontale du séisme E_y

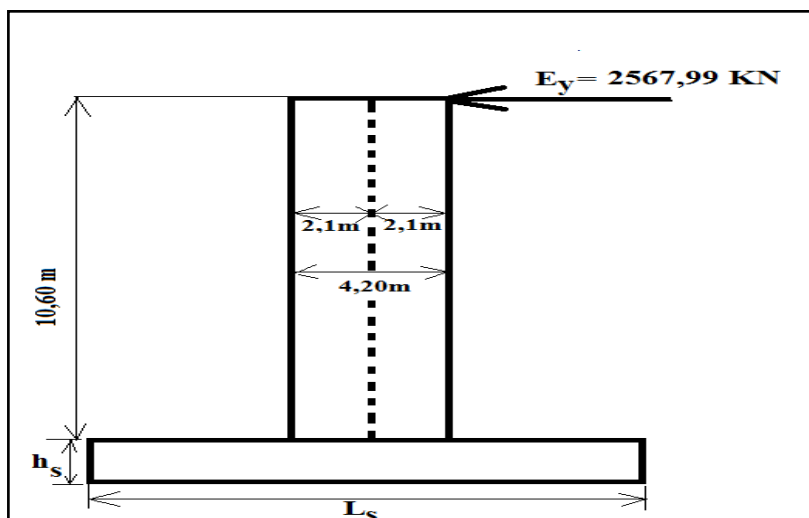


Figure III.16. Pile sous la composante de séisme E_y .

$$N_{EY} = 0 \text{ KN}$$

$$T_{EY} = 2567.99 \text{ KN}$$

$$M_{EY} = 2567.99 \times 10.60 = 27210.2 \text{ KN.m}$$

e. Sous la force de freinage

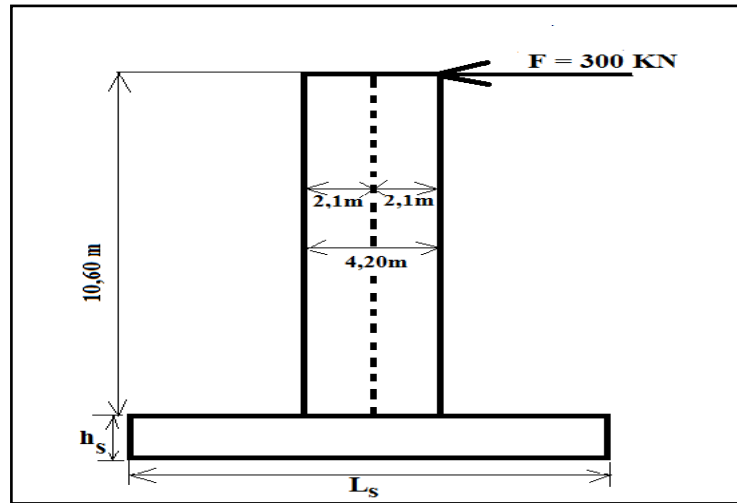


Figure III.17. Pile sous l'effort de freinage.

$$T_F = 300 \text{ KN}$$

$$N_F = 0 \text{ KN}$$

$$M_F = 300 \times 10.60 = 3180 \text{ KN.m}$$

f. Sous la charge du vent W

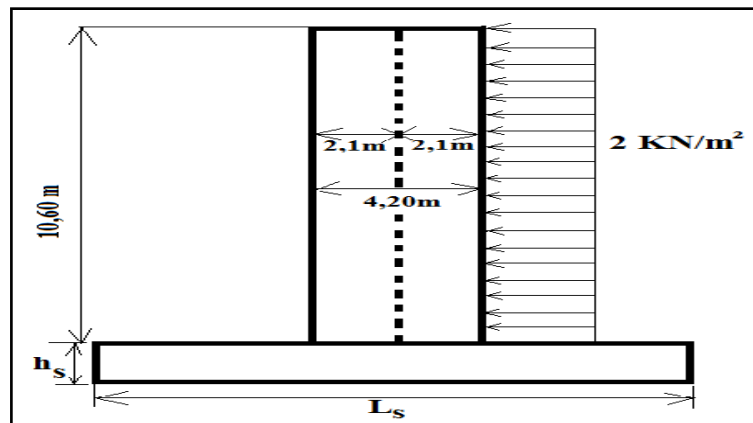


Figure III.18. Action du vent sur la pile.

On a : $W = 2 \text{ KN/m}^2$ on doit répartir la surcharge du vent sur la longueur, donc on multiplie W par la longueur.

Donc :

$$W \times L = 2 \times 10.6 = 21.2 \text{ KN/m}$$

$$N_W = 0 \text{ KN}$$

$$T_W = - 21.2 \text{ KN}$$

$$M_W = W \times L \times (L/2)$$

$$M_W = 2 \times 10.60 \times 5.30 = 112.362 \text{ KN.m}$$

Les combinaisons sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau III.6. Sollicitations après les combinaisons.

	ELU	ELS	ELA	
	1.35 (P _p +R)+1.5 (W+F)	P _p +R+ W+F	P _p +R+E _x	P _p +R+E _y
N(KN)	55889.27	41399.46	41399.46	41399.46
T(KN)	481.8	321.2	3668.55	2567.99
M(KN.m)	4938.54	3292.36	38886.63	27210.2

III.4.4. Principe de justification d'une semelle superficielle

Les contraintes réellement transmises au sol par la semelle devront d'une part être compatible avec le risque de rupture du sol situé sous la semelle et d'autre part n'entraîner que des tassements acceptables [27].

Critère de rupture

Soit q'_{ref} la contrainte effective transmise au sol caractérisant la sollicitation considérée ; la condition suivante doit être respectée :

$$q'_{ref} \leq q'_0 + \frac{q'_u - q'_0}{F_s} \tag{III.14}$$

q'_u : Contrainte effective de rupture de la semelle sous une charge verticale centrée.

q'_0 : Contrainte verticale effective initiale du sol au niveau de la fondation.

F_s : Coefficient de sécurité. Il prend les valeurs suivantes sous les différents états limites:

- $F_s = 2$ sous E.L.U.
- $F_s = 3$ sous E.L.S.
- $F_s = 2$ sous E.L.A.

Détermination de la capacité portante du sol à partir d'essai pressiométrique

Pour une semelle sous charge verticale de largeur B, de longueur L et d'encastrement D, la formule fondamentale de L. Ménard s'écrit sous la forme suivante [27]:

$$q'_u = K_p \times P_{le}^* + q'_0 \tag{III.15}$$

Avec:

q'_0 : Contrainte verticale effective initiale du sol au niveau de la fondation.

P_{le}^* : Pression limite nette équivalente du sol.

q'_u : Contrainte effective de rupture de la semelle sous une charge verticale centrée.

K_p : Coefficient de proportionnalité appelé coefficient de portance.

III.4.4.1. Pression limite équivalente P_{le}^*

Si le sol est homogène sur une profondeur sous la semelle au moins égale à 1.5B, la pression limite équivalente P_{le}^* est égale à la pression limite nette régnant sur cette épaisseur.

Lorsque les sols présentent des variations de résistance entre les profondeurs D et D+11.5B, la pression limite équivalente P_{le}^* est égale à la moyenne géométrique des valeurs de P_l^* mesurées sur cette épaisseur :

$$P_{le}^* = \sqrt[n]{P_{l1}^* \times P_{l2}^* \times \dots \times P_{ln}^*} \tag{III.16}$$

III.4.4.2. Hauteur d'encastrement équivalente D_e

La théorie pressiométrique considère que les sols situés autour et au-dessus de la semelle n'interviennent pas uniquement par leur poids, comme il a été considéré précédemment, mais que leur résistance joue un rôle dans la contrainte ultime.

$$D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \int_0^D P_l^*(z). dz \tag{III.17}$$

Valeur numériques du coefficient de portance :

Les valeurs du coefficient de portance sont données par les expressions montrés dans le tableau suivant :

Tableau III.7. Valeur du coefficient de portance K_P [27].

Classe de sol	Expression de K_P
Argiles et limons A, craies A	$0.8[1 + 0.25(0.6 + 0.4\frac{B}{L})\frac{D_e}{B}]$
Argiles et limons B	$0.8[1 + 0.35(0.6 + 0.4\frac{B}{L})\frac{D_e}{B}]$
Argile C	$0.8[1 + 0.5(0.6 + 0.4\frac{B}{L})\frac{D_e}{B}]$
Sable A	$[1 + 0.35(0.6 + 0.4\frac{B}{L})\frac{D_e}{B}]$
Sables et graves B	$[1 + 0.5(0.6 + 0.4\frac{B}{L})\frac{D_e}{B}]$
Sables et graves C	$[1 + 0.8(0.6 + 0.4\frac{B}{L})\frac{D_e}{B}]$
Craies B et C	$1.3[1 + 0.27(0.6 + 0.4\frac{B}{L})\frac{D_e}{B}]$
Marnes, marno-calcaires roches altérées	$[1 + 0.27(0.6 + 0.4\frac{B}{L})\frac{D_e}{B}]$

Application numérique :

Tableau III.8. Valeurs des pressions limites nettes.

Profondeur (m)	Epaisseur(m)	P_l^* (bars)
02	02	19.44
04	02	22.39
06	02	49.54
08	02	49.40
10	02	48.92
12	02	48.60
14	02	48.20
16	02	48.10
18	02	47.60
20	02	47.60

On prend la longueur de la semelle égale à 12 m (la largeur rouable), l'encastrement $D = 2.5$ m et on calcul la capacité portante du sol pour deux cas $B = 2$ m et $B = 4$ m.

❖ **Premier cas : B = 2m**

On :

$$q'_u = K_p \times P_{le}^* + q'_0 \tag{III.18}$$

Avec :

$$q'_0 = (\gamma_{sat} - \gamma_w) \times h = 0.08 \times 2.5 \tag{III.19}$$

$$q'_0 = 0.2 \text{ bars}$$

Dans notre cas la fondation est sur des couches hétérogènes :

$$P_{le}^* = \sqrt[3]{19.44 \times 22.39 \times 49.54}$$

$$P_{le}^* = 27.82 \text{ bars}$$

$$D_e = 1.77\text{m}$$

Argile C donc : $K_p = 0.80$

$$q'_u - q'_0 = 22.25 \text{ bars}$$

Vérification des contraintes :

On a la contrainte due à la fondation :

$$\sigma = \frac{P}{S} \tag{III.20}$$

$P =$ poids du tablier (1521.84 T) + poids propre de la pile (624.87 T) + poids propre de la semelle (60 T).

$$P = 2206.71 \text{ T}$$

$$S = 12 \times 2$$

$$S = 24 \text{ m}^2$$

$\sigma = 9.19 \text{ bars} \geq \sigma_{adm(ELS)}$ non vérifiée.

Tableau III.9. Valeur de σ_{adm} .

	ELS	ELU	ELA
σ_{adm} (Bars)	7.61	11.32	11.32

❖ **Deuxième cas : B = 4m**

On :

$$q'_u = K_p \times P_{le}^* + q'_0$$

Avec :

$$q'_0 = (\gamma_{sat} - \gamma_w) \times D = 0.08 \times 2.5$$

$$q'_0 = 0.2 \text{ bars}$$

Dans notre cas la fondation est sur des couches hétérogènes :

$$P_{le}^* = \sqrt[4]{19.44 \times 22.39 \times 49.54 \times 49.40}$$

$$P_{le}^* = 32.12 \text{ Bars}$$

$$D_e = 1.54 \text{ m}$$

Argile C donc : $K_p = 1.06$

$$q'_u = 1,06 \times 32,12 + 0,2 = 34.24 \text{ Bars}$$

Vérification des contraintes :

On a la contrainte due à la fondation :

$$\sigma = \frac{P}{S}$$

$P =$ poids du tablier (1521.84 T) + poids propre de la pile (624.87 T) + poids propre de la semelle (120 T).

$$P = 2266.71 \text{ T}$$

$$S = 12 \times 4.$$

$$S = 48 \text{ m}^2$$

$\sigma = 4.72 \text{ bars} < \sigma_{adm(ELS)}$ vérifiée.

Tableau III.10. Valeur de σ_{adm} .

	ELS	ELU	ELA
σ_{adm} (Bars)	6,94	10.40	10.40

Vu l'importance de l'ouvrage le maître d'œuvre a exigé les fondations profondes.

III.4.4.3. Evaluation des Tassement

Les combinaisons d'action à considérer sont celles de l'état limite de service (E.L.S).

Les présentes règles concernent l'évaluation du tassement d'une fondation superficielle isolée.

Le tassement final d'une fondation est la somme de deux termes :

- ✓ Tassement de consolidation S_c dans la zone située directement sous la semelle dénommée domaine sphérique par L. Ménard qui peut être limitée à une demi-sphère où les contraintes normales sont élevées.
- ✓ Tassement déviatorique S_d dû à des déformations de cisaillement. ces déformations se font à volume constant.

Avec :

$$S_c = \frac{\alpha}{9E_c} (q' - \sigma'_{\theta 0}) \lambda_c * B \tag{III.21}$$

$$S_d = \frac{2}{9E_d} (q' - \sigma'_{\theta 0}) B_0 * \left[\frac{B}{B_0} * \lambda_d \right]^\alpha \tag{III.22}$$

α : Coefficient rhéologique du sol.

q' : Contrainte effective appliquée par la semelle.

B : Largeur de la semelle avec $B \geq 0.60 m$.

B_0 : Largeur de référence = 0.60 m.

E_c, E_d : Modules pressiométriques moyens pondérés dans les domaines sphérique et déviatorique.

λ_c, λ_d : Coefficients de forme fonction du rapport L/B de la semelle.

Tableau III.11. Valeurs des coefficients de forme λ_c, λ_d [27].

L/B	1		2	3	5	20
	cercle	carré				
λ_c	1	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50
λ_d	1	1.12	1.53	1.78	2.14	2.65

Dans le cas d'un sol hétérogène, on décompose le sol en couches successives d'épaisseur B/2 et numérotées de 1 à 16.

La valeur de E_C utilisée pour le calcul de S_C est celle du module pressiométrique de la première couche ($E_c = E_1$).

La valeur de E_d utilisée pour le calcul de S_d est donnée par la formule ci-après :

$$\frac{4}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85E_2} + \frac{1}{E_{3,5}} + \frac{1}{2.5E_{6,8}} + \frac{1}{2.5E_{9,16}} \quad (\text{III.23})$$

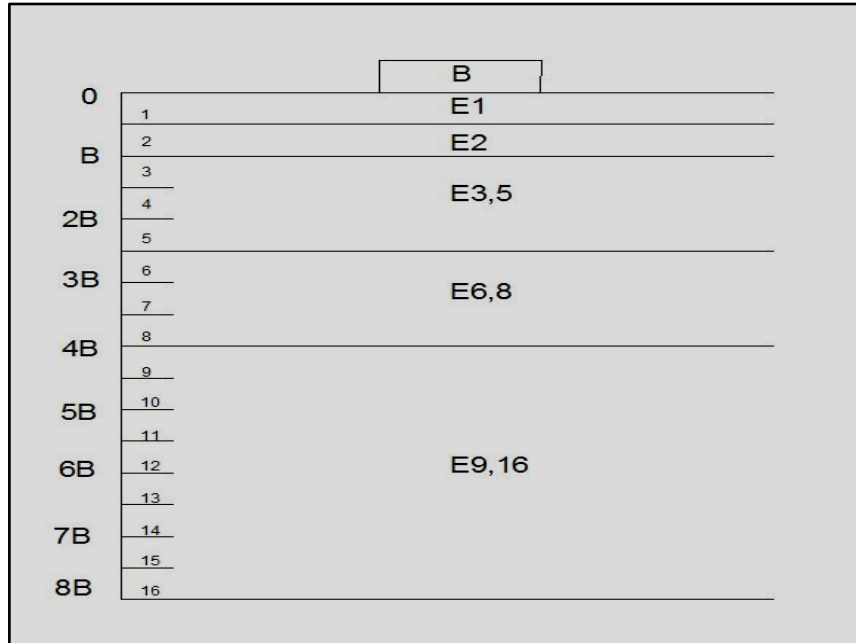


Figure III.19. Formules de Ménard (découpage du sol d'assise en tranches)[27].

III.4.4.4. Calcul des tassements sous la pile 06

❖ Calcul de $\frac{E}{P_l}$

Tableau III.12. Valeurs de $\left(\frac{E}{P_l}\right)$ PK 16+081 .

Profondeur (m)	$\frac{E}{P_l}$
2	9
4	9.03
6	18.66
8	19.63
10	21.44
12	25.30
14	27.33
16	32.38
18	29.24
20	30.47

Pour les largeurs B on prend deux cas ; B = 2 m ; B = 4 m, et pour la longueur on prend la largeur du rouable (L = 12 m).

✚ **Premier cas : B = 2m**

❖ Calcul de λ_c et λ_d

On a L/B = 6, d'après le (Tableau III.11)

$\lambda_c = 1.41 ; \lambda_d = 2.17 ;$

❖ Calcul de α

On a $\frac{E}{P_l} = 8.99$, D'après (Tableau 1.3 page 10) :

$\alpha = \frac{2}{3} = 0.66$

❖ Calcul des modules E_d et E_C

On a le schéma suivant:

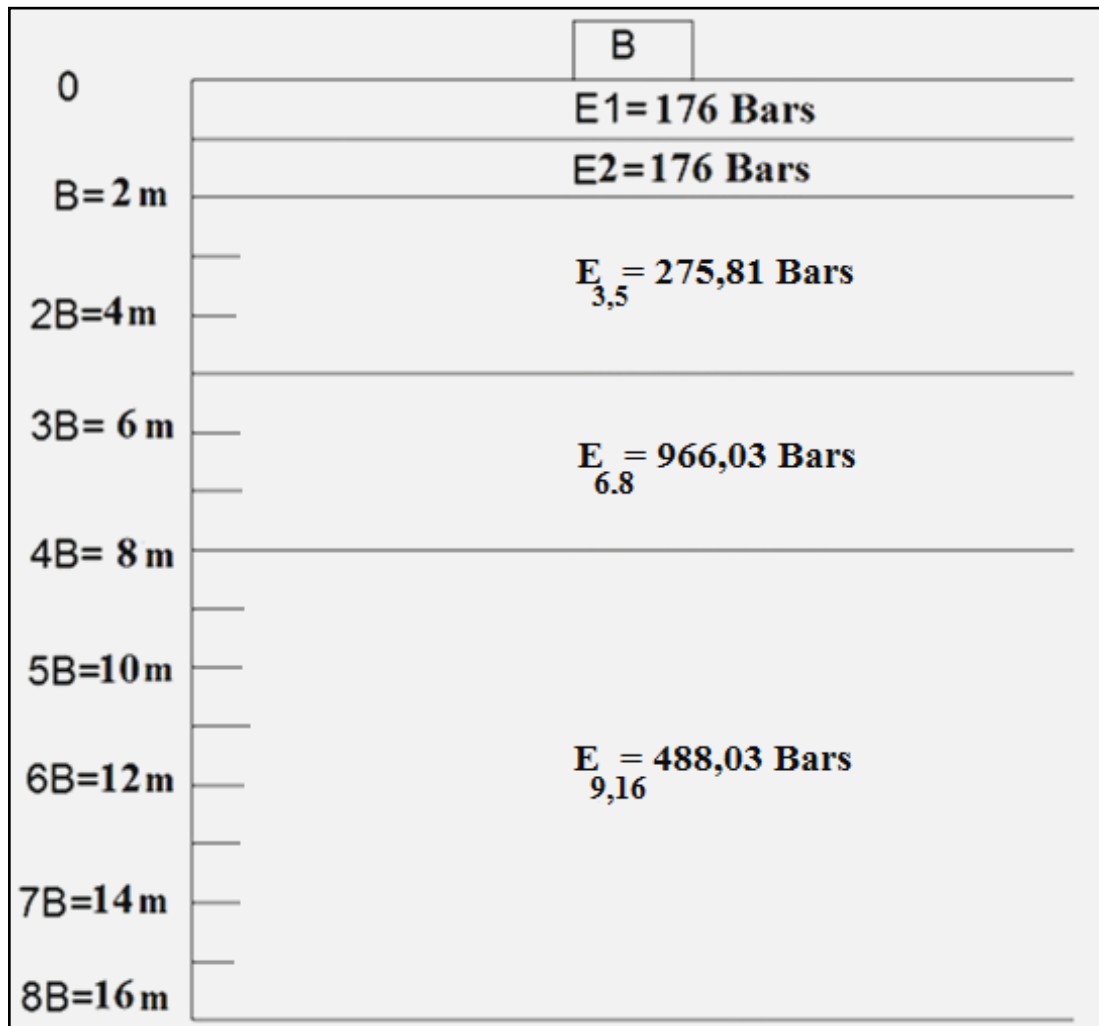


Figure III.20. Modules pressiométriques dans les différentes couches.

On a :

$$E_C = E_1 = 176 \text{ Bars.}$$

$$\frac{4}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85E_2} + \frac{1}{E_{3.5}} + \frac{1}{2.5E_{6.8}} + \frac{1}{2.5E_{9.16}} \quad (\text{III.24})$$

$$\frac{3}{E_{3.5}} = \frac{1}{E_3} + \frac{1}{E_4} + \frac{1}{E_5}$$

$$E_{3.5} = 275.81 \text{ Bars}$$

$$\frac{3}{E_{6.8}} = \frac{1}{E_6} + \frac{1}{E_7} + \frac{1}{E_8}$$

$$E_{6.8} = 966.03 \text{ Bars}$$

$$\frac{3}{E_{9.16}} = \frac{1}{E_9} + \frac{1}{E_{10}} + \frac{1}{E_{11}} + \frac{1}{E_{12}} + \frac{1}{E_{13}} + \frac{1}{E_{14}} + \frac{1}{E_{15}} + \frac{1}{E_{16}}$$

$$E_{9.16} = 488.03 \text{ Bars}$$

$$E_d = 232.21 \text{ Bars.}$$

On remplace:

$$S_c = \frac{0.66}{176 * 9} (32.66 - 0.18 * 2.5) * 1.41 * 2$$

$$S_c = 0.03 \text{ m}$$

$$S_d = \frac{2}{9 * 22.67} (32.66 - 0.18 * 2.5) 0.6 * \left[\frac{2}{0.6} * 2.17 \right]^{0.66}$$

$$S_d = 0.048 \text{ m}$$

$$S_t = 0.078 \text{ m} = 7.8 \text{ cm}$$

✚ Deuxième cas : B = 4m

❖ Calcul de λ_c et λ_d

On a $L/B = 3$, d'après le (tableau III.11)

$$\lambda_c = 1.3 ; \lambda_d = 1.78 ;$$

❖ Calcul de α

on a $\frac{E}{P_l} = 8.99$, D'après le (Tableau 1.3 page 10) :

$$\alpha = \frac{2}{3} = 0.66$$

❖ Calcul des modules E_d et E_C

On a le schéma suivant:

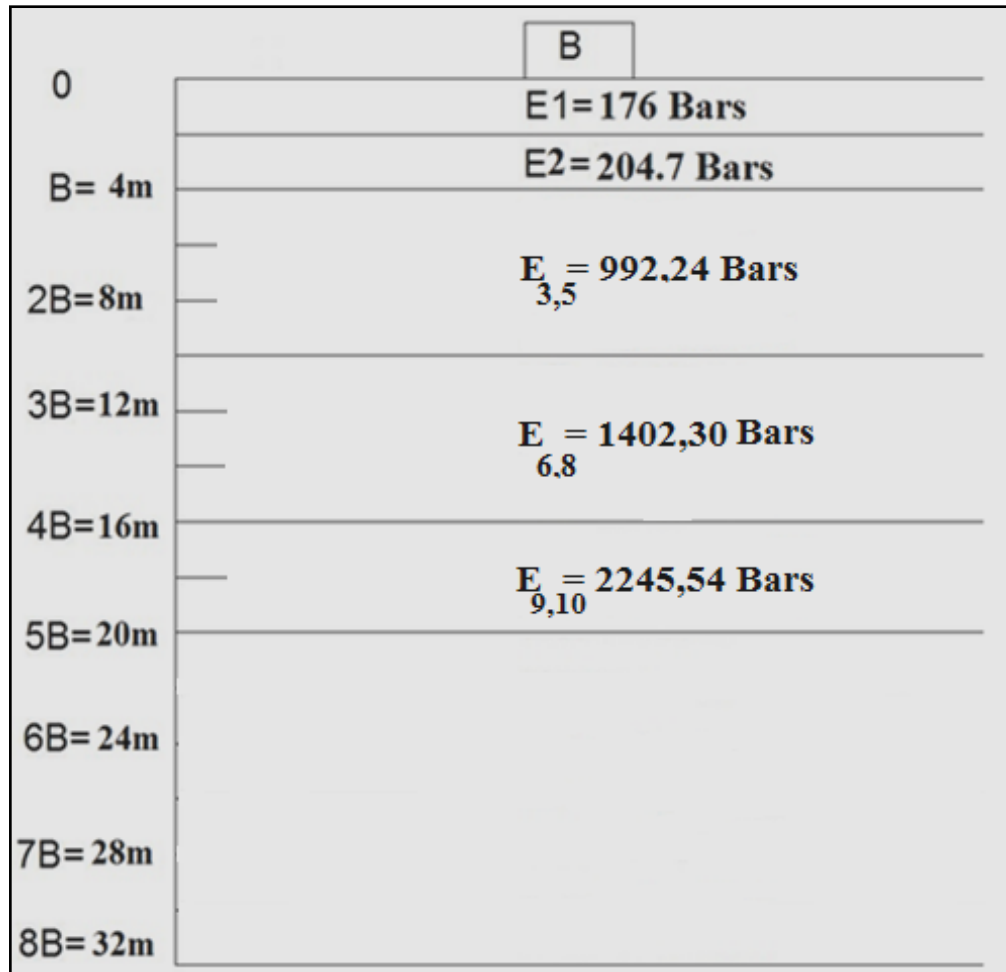


Figure III.21. Modules pressiométriques dans les différentes couches.

On a :

$$E_C = E_1 = 176 \text{ Bars.}$$

$$\frac{4}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85E_2} + \frac{1}{E_{3,5}} + \frac{1}{2.5E_{6,8}} + \frac{1}{2.5E_{9,16}}$$

$$\frac{3}{E_{3,5}} = \frac{1}{E_3} + \frac{1}{E_4} + \frac{1}{E_5}$$

$$E_{3,5} = 992.24 \text{ Bars}$$

$$\frac{3}{E_{6,8}} = \frac{1}{E_6} + \frac{1}{E_7} + \frac{1}{E_8}$$

$$E_{6,8} = 1402.30 \text{ Bars}$$

$$\frac{3}{E_{9,16}} = \frac{1}{E_9} + \frac{1}{E_{10}} + \frac{1}{E_{11}} + \frac{1}{E_{12}} + \frac{1}{E_{13}} + \frac{1}{E_{14}} + \frac{1}{E_{15}} + \frac{1}{E_{16}}$$

$$E_{9,10} = 2245.54 \text{ Bars}$$

$$E_d = 303.77 \text{ Bars.}$$

On remplace :

$$S_c = \frac{0.66}{176 \cdot 9} (32.66 - 0.18 \cdot 2.5) \cdot 1.3 \cdot 4$$

$$S_c = 0.06 \text{ m}$$

$$S_d = \frac{2}{9 \cdot 303.77} (32.66 - 0.18 \cdot 2.5) \cdot 0.6 \cdot \left[\frac{4}{0.6} \cdot 1.78 \right]^{0.66}$$

$$S_d = 0.07 \text{ m}$$

$$S_t = 0.13 \text{ m}$$

$$S_t = 13 \text{ cm.}$$

Vu l'importance de l'ouvrage le maître d'œuvre a exigé les fondations profondes.

III.4.5. Fondation profonde

D'après les rapports géologique et géotechnique, le mode de fondation préconisé pour les appuis de l'ouvrage est de type profond.

Les pieux forés sont le type de pieux le plus couramment utilisé dans les ouvrages neufs.

III.4.5.1. Nombre de files de pieux

Le nombre de file de pieux est essentiellement lié au choix du schéma mécanique de résistance, ces éléments vont essentiellement travailler à la pointe. Pour le choix de l'entraxe et le nombre de file de pieux, il est préférable de faire un espacement trop grand entre les pieux ; en général 3Φ car un espacement trop faible présente des inconvénients tant à l'exécution que sur le plan mécanique.

Dans le cas des pieux forés, dont la résistance aux efforts horizontaux mobilise la butée du terrain, il convient d'éviter un nombre impair de files qui conduit à disposer une dans l'axe de l'appui (file intermédiaire très chargée).

III.4.5.2. Capacité portante des pieux

a. Calcul de la charge admissible pour les pieux sous la pile 6

- **Longueur d'ancrage**

$$L_a = L_i + H_c \tag{III.25}$$

D'où :

L_a : Profondeur d'ancrage.

L_i : Profondeur de la couche sus-jacente à partir de la surface du terrain naturel jusqu'au toit de la couche porteuse.

H_c : Ancrage critique situé dans la couche marneuse.

Avec :

$$H_c = 3 \times B \quad (\text{III.26})$$

D'où :

B : Diamètre de pieux.

On détermine l ancrage critique par la formule :

$$H_c = 3 \times B$$

Tel que : $B < 1.50 \text{ m}$: On prend $B = 1.20 \text{ m}$:

$$H_c = 3 \times 1.20 = 3.60 \text{ m}$$

$$L_a = 16.4 + 3.6 = 20 \text{ m}$$

• **Essais de laboratoire**

$$Q_u = Q_{pu} + Q_s \quad (\text{III.27})$$

$$Q_{pu} = \alpha \times N_{qmax} + \lambda \times c \times N_{cmax} \quad (\text{III.28})$$

$\alpha = 50 \text{ KPa}$ (Dimension d'une pression)

$\lambda = 1.3$ Pour les pieux circulaires.

N_q est le terme de profondeur ;

$$N_{qmax} = 10^{3.04 \tan \varphi} = 14.69.$$

N_c est le terme de cohésion.

$$N_{cmax} = \frac{N_{qmax} - 1}{\tan \varphi} = 35.66.$$

C = cohésion du sol sous la base de la fondation en unité de pression ; $c = 102 \text{ KPa}$.

φ = angle de frottement interne du sol ; $\varphi = 21^\circ$

A.N :

$$Q_{pu} = 50 \times 14.68 + 1.3 \times 35.66 \times 102$$

$$Q_{pu} = 5462.516 \text{ KN}$$

$$Q_s = \pi \times B \times h \times q_{su} \quad (\text{III.29})$$

$$q_{su} = \min(\beta c ; q_{smax}) \quad (\text{III.30})$$

$$\beta = 0.7 \text{ (Pieux foré en BA)} \quad (\text{III.31})$$

$c = 102 \text{ KPa}$

q_{smax} : Valeur de frottement unitaire donnée par *fascicule 62*.

Tableau III.13. Choix des courbes pour le calcul du frottement latéral unitaire q_s (fascicule 62 titre V)

Type de pieu	Argiles-limons			Sables-graves			Craies			Marnes		Roches
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Foré simple	Q_1	$Q_1 \cdot Q_2^{(1)}$	$Q_2 \cdot Q_3^{(1)}$				Q_1	Q_3	$Q_4 \cdot Q_5^{(1)}$	Q_3	$Q_4 \cdot Q_5^{(1)}$	Q_6
Foré à la boue	Q_1	$Q_1 \cdot Q_2^{(1)}$		Q_1	$Q_2 \cdot Q_1^{(2)}$	$Q_3 \cdot Q_2^{(2)}$	Q_1	Q_3	$Q_4 \cdot Q_5^{(1)}$	Q_3	$Q_4 \cdot Q_5^{(1)}$	Q_6
Foré tubé (tube récupéré)	Q_1	$Q_1 \cdot Q_2^{(3)}$		Q_1	$Q_2 \cdot Q_1^{(2)}$	$Q_3 \cdot Q_2^{(2)}$	Q_1	Q_2	$Q_3 \cdot Q_4^{(3)}$	Q_3	Q_4	
Foré tubé (tube perdu)	Q_1			Q_1		Q_2	(4)			Q_2	Q_3	

- (1) Réglage et rainurage en fin de forage.
- (2) Pieux de grandes longueurs (supérieure à 30m).
- (3) Forage à sec, tube non louvoyé.
- (4) Dans le cas des craies, le frottement latéral peut être très faible pour certains types de pieux. Il convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas.

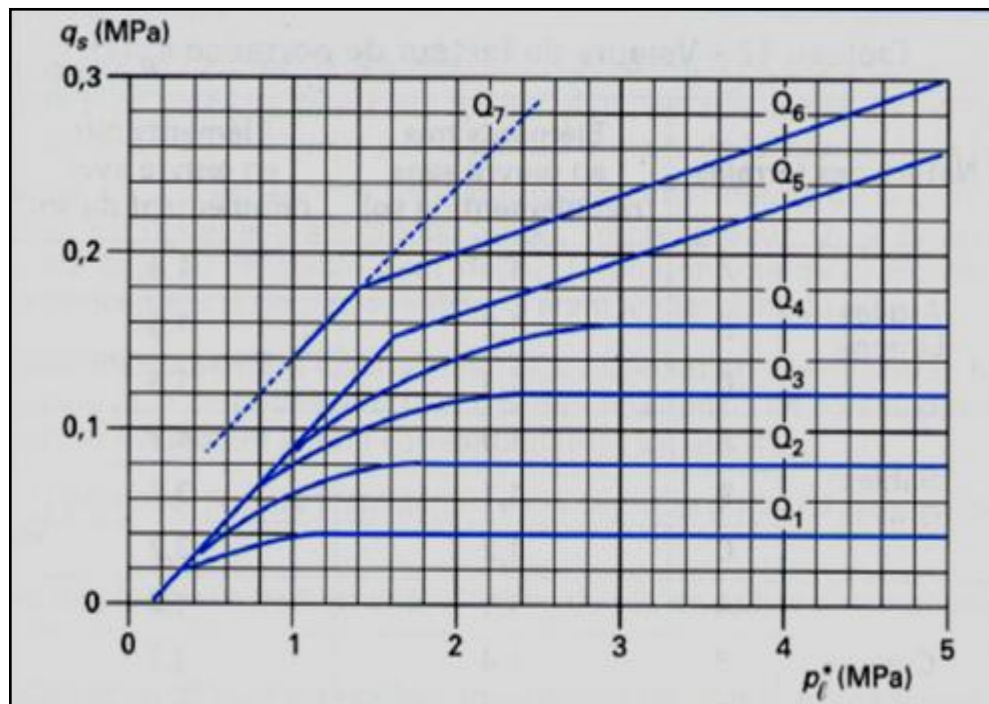


Figure III.22. Valeurs de frottement latérale unitaire (fascicule 62 titre V).

Pour notre cas $q_{smax} = 40 \text{ kPa}$:

A.N :

$$q_{su} = \min(71.4 ; 40)$$

$$q_{su} = 40 \text{ KPa}$$

$$Q_s = 3.14 \times 1.2 \times 10 \times 40$$

$$Q_s = 1508 \text{ KN}$$

$$Q_u = 6970.51 \text{ KN}$$

Charges admissible selon le Fascicule 62

$$\text{ELU : } \overline{Q_a} = 0.5 Q_{pu} + 0.77 Q_s \tag{III.32}$$

$$\overline{Q_a} = 3862.26 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } \overline{Q_a} = 0.33 Q_{pu} + 0.5 Q_s \tag{III.33}$$

$$\overline{Q_a} = 2256.63 \text{ KN}$$

$$\text{ELA : } \overline{Q_a} = 0.5 Q_{pu} + 0.5 Q_s \tag{III.34}$$

$$\overline{Q_a} = 5808.75 \text{ KN.}$$

• **Essais in-situ**

$$Q_u = Q_{pu} + Q_s \tag{III.35}$$

Calcul de la pression limite :

$$Q_{pu} = A \times K_p \times P_{le}^* \tag{III.36}$$

$$A = \pi \times R^2 \tag{III.37}$$

$$A = 1.131 \text{ m}^2$$

Tableau III.14. Valeurs du facteur de portance [27].

Nature des terrains		Eléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Eléments mis en œuvre avec refoulement du sol
Argiles limons	A	1.1	1.4
	B	1.2	1.5
	C	1.3	1.6
Sables graves	A	1.0	4.2
	B	1.1	3.7
	C	1.2	3.2
Craies	A	1.1	1.6
	B	1.4	2.2
	C	1.8	2.6
Marnes marno-calcaires		1.8	2.6
Roches altérées		1.1 à 1.8	1.8 à 3.2

$K_p = 1.3$ (Argile classe C).

$$P_{le}^* = \frac{1}{3a+b} \times \int_{(D-b)}^{(D+3a)} P_l^*(z). dz \quad (III.38)$$

Avec :

$$a = \max (B/2; 0.50 \text{ m}) \quad (III.39)$$

$$a = 0.60 \text{ m}$$

$$b = \min \{ a ; h \} \quad (III.40)$$

$$b = 0.6 \text{ m}$$

Calcul de P_l^* :

$$P_l^* = P_l - P_0$$

Tableau III.15. Valeurs de P_l^* (PK 16+081).

Profondeur (m)	P_l (MPa)	P_0 (MPa)	P_l^* (MPa)
2	1.96	0.0154	1.9446
4	2.27	0.0308	2.2392
6	5.00	0.0462	4.9538
8	5.01	0.0694	4.9405
10	4.99	0.0979	4.8920
12	5.00	0.1392	4.8608
14	4.99	0.1692	4.8208
16	5.01	0.1992	4.8108
18	5.02	0.2292	4.7908
20	5.02	0.2592	4.7608

$$P_{le}^* = \frac{1}{2.4} \times 9541.4$$

$$P_{le}^* = 3975.58 \text{ KN}$$

$$Q_{pu} = 5845.30 \text{ KN}$$

$$Q_{su} = P \int_0^H q_s(z). dz \quad (III.41)$$

$$Q_{su} = P \sum_{10}^{20} q_{si} \times h_i$$

$$Q_{su} = 3.77 \times (80 \times 10)$$

$$Q_{su} = 3016 \text{ KN}$$

A.N:

$$Q_u = 8861.3 \text{ KN}$$

$$Q_c = 0.50Q_{pu} + 0.70Q_s \tag{III.42}$$

$$Q_c = 5033.85 \text{ KPa}$$

Charges admissible selon le Fascicule 62

$$\text{ELU : } \overline{Q_a} = 0.7Q_{pu} + 0.7 Q_s \tag{III.43}$$

$$\overline{Q_a} = 6329.5 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } \overline{Q_a} = Q_c/1.4 \tag{III.44}$$

$$\overline{Q_a} = 3595.61 \text{ KN}$$

$$\text{ELA : } \overline{Q_a} = Q_u/1.2 \tag{III.45}$$

$$\overline{Q_a} = 7384.42 \text{ KN}$$

• **Coefficient d'efficacité**

$$1. \text{ Cas des sols cohérents: } \begin{cases} d > 3B : C_e = 1 \text{ (pas d'effet de groupe).} & \tag{III.46} \\ d \leq 3B : C_e = 0.25 (1+d/B). & \tag{III.47} \end{cases}$$

B est le diamètre des pieux et d leur entraxe.

$$2. \text{ Cas des sols pulvérulents compacts : } \begin{cases} d > 3B : C_e = 1 \text{ (pas d'effet de groupe)} & \tag{III.48} \\ d \leq 3B C_e = 1 - \frac{\text{Arc tan}(\frac{B}{d})}{\pi/2} \times (2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}) & \tag{III.49} \end{cases}$$

Avec :

B : Diamètre des pieux,

d : Entraxe des pieux,

m : Nombre de rangées,

n : Nombre de pieux par rangée.

On a :

d > 3B donc $C_e = 1$ (pas d'effet de groupe).

• **Dimensionnement**

Dans l'hypothèse de $C_e = 1$ (pas d'effet de groupe).

$$Q_v \leq n \overline{Q}_a \begin{cases} \text{ELU : } n \geq \frac{Q_{vu}}{Q_a^{ELU}} = 8.9. & \text{(III.50)} \\ \text{ELS : } n \geq \frac{Q_{us}}{Q_a^{ELS}} = 11.51. & \text{(III.51)} \\ \text{ELA : } n \geq \frac{Q_{ua}}{Q_a^{ELA}} = 5.61. & \text{(III.52)} \end{cases} \Rightarrow n = \max (8.9 ; 11.51 ; 5.61)$$

On prend $n = 12$ pieux.

On propose la distribution des pieux de la manière suivante :

- Espacement : $e_p = 3 \times 1.20 = 3.60$ m.
- Nombre des liges $m = 3$.
- Nombre des colonnes $n = 4$.

III.4.5.3. Effet d'un groupe de pieux

Les semelles sont toujours considérées comme étant infiniment rigides, il convient donc de les dimensionner en conséquence :

- **Largeur**

$$B = (N-1) \times l + 2\Phi \tag{III.53}$$

$$B = 13.20 \text{ m ;}$$

Tel que :

N : Nombre des files des pieux (4).

l : Distance entre deux files ($l = 3 \Phi$).

Φ : Diamètre des pieux (1,2 m).

- **Longueur**

$$L_s = (N - 1) \times l + 2\Phi \tag{III.54}$$

$$L_s = 09.60 \text{ m.}$$

Avec :

N : Nombre des files des pieux (3).

- **Hauteur**

$$ht \geq l / 2,5 \tag{III.55}$$

$$ht = 3,6 / 2,5$$

$$ht = 1,44 \text{ m.}$$

$$ht = 2 \text{ m.}$$

La semelle transmet à la fondation des efforts qui induisent dans les pieux des forces axiales et, le plus souvent, des moments. Pour que ces moments soient transmis, il faut que les pieux soient mécaniquement encastrés dans la semelle.

Ceci s'obtient facilement avec des pieux forés.

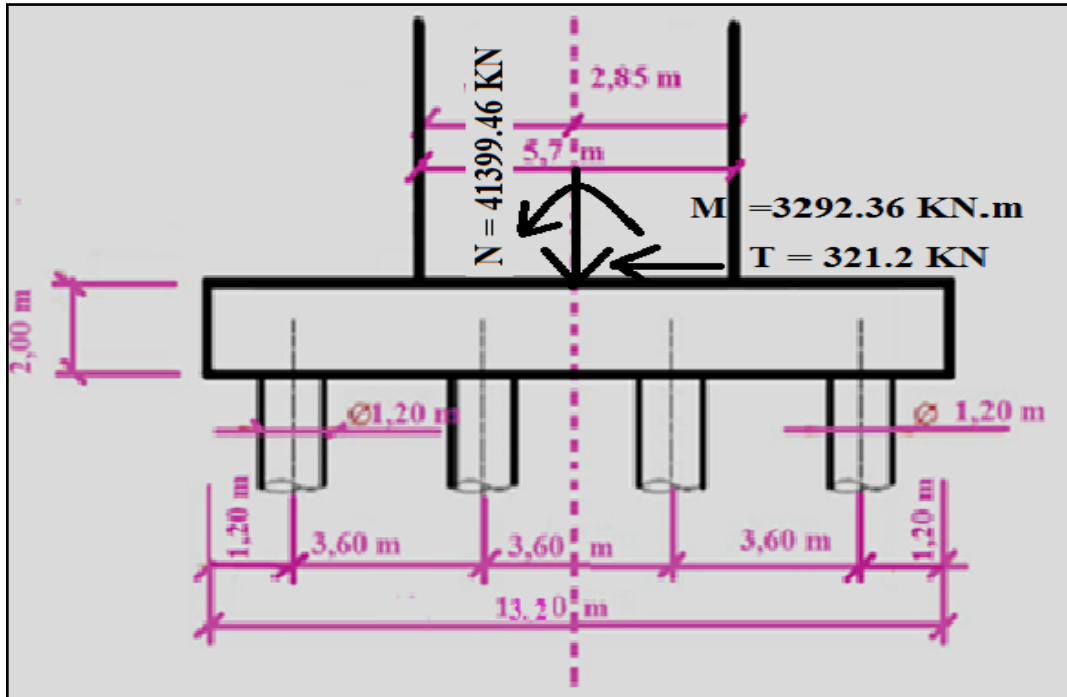


Figure III.23. Fondation (sous la pile) sur quatre files de pieux.

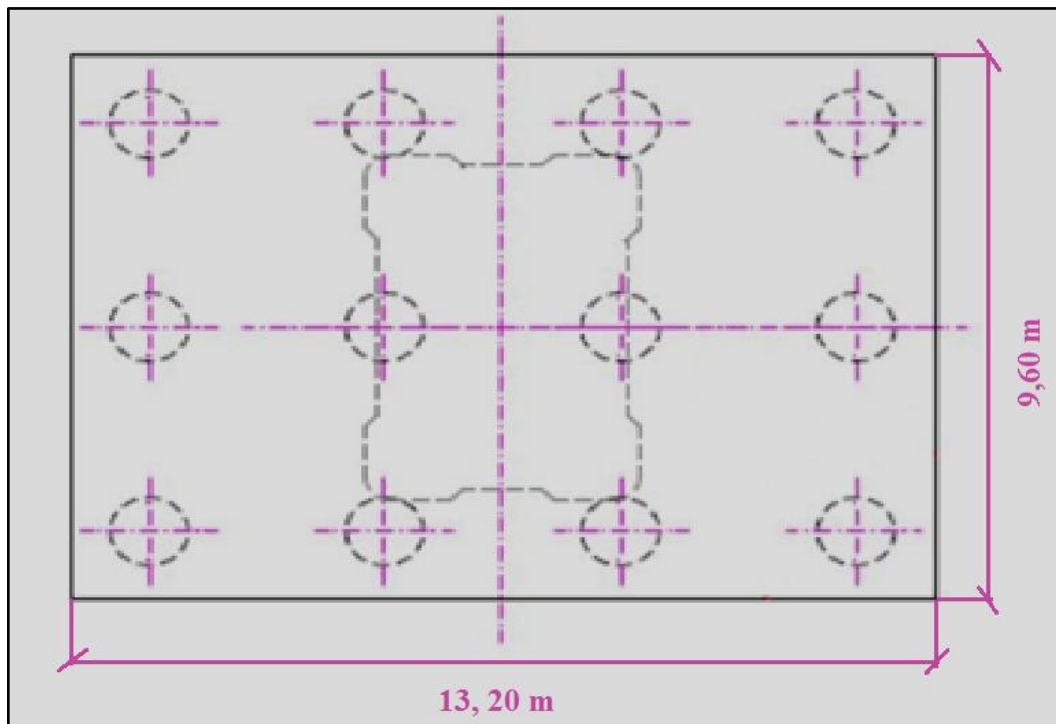


Figure III.24. Disposition des pieux.

III.5. Ferrailage de la semelle

D'après le document de "SETRA" la section d'armatures longitudinales est déterminée par la méthode des bielles est égale :

$$A = \frac{N_{max}}{\bar{\sigma}_s} \left\{ \frac{l}{2} \frac{h_s}{4} \right\} \quad (III.56)$$

Avec :

l : Entraxe entre les pieux,

h_s : Epaisseur de la semelle,

h : Epaisseur de la plateforme dont elle repose la pile.

III.5.1. Calcul du ferrailage à l'ELU

$$N_{max} = 55\,889.27 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \quad (III.57)$$

Avec :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad (III.58)$$

η = Un coefficient numérique, dit coefficient de fissuration (vaut 1.0 pour les ronds lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses et 1.6 pour les armatures à haute adhérence, sauf le cas des fils de diamètre inférieur à 6 mm pour lesquels on prend 1.3).

$$\bar{\sigma}_s = \min\{266.66 \text{ MPa}, 186.87 \text{ MPa}\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 186.87 \text{ MPa}$$

D'où :

$$A = 388.74 \text{ cm}^2.$$

Ces armatures transversales inférieurs sont placées sur une bande de :

$$\Phi + h_s = 1,2 + 2 = 3,2 \text{ m}$$

$$A / 3,2 = 121.48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

III.5.2. Calcul du ferrailage à l'ELS

$$N_{max} = 41\,399.46 \text{ KN}$$

$$A = 288 \text{ cm}^2$$

Ces armatures transversales inférieurs sont placées sur une bande de :

$$\Phi + h_s = 1,2+2 = 3,2 \text{ m.}$$

$$A / 3,2 = 90 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

III.5.3. Calcul du ferrailage à l'ELA

$$N_{\max} = 41\,399.46 \text{ KN}$$

$$A = 288 \text{ cm}^2$$

Ces armatures transversales inférieurs sont placées sur une bande de :

$$\Phi + h_s = 1,2+2 = 3,2 \text{ m}$$

$$A / 3,2 = 90 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Donc on ferraille avec $A_{\min} = 90 \text{ cm}^2$.

$$S_t = \frac{\Phi + H - d}{n - 1} \quad (\text{III.59})$$

n : Nombre de barre = 18 barres.

d : Enrobage = 5 cm.

Φ : Diamètre de pieu = 1.2 m.

$$H \geq \frac{l}{2} - \frac{b}{4} \quad (\text{III.60})$$

$$H = 1.3 \text{ m.}$$

On adopte 18 HA 25, le ferrailage est disposé comme suit :

Nappe inférieure :

On prend 12 HA25, disposés en deux nappes, la distance entre les nappes est de 10cm, l'espacement entre les barres $S_t = 12 \text{ cm}$.

Nappe supérieure :

On prend 6 HA 25, avec un espacement de 12 cm.

Armatures de répartition :

$$A_t = 25\% A \quad (\text{III.61})$$

$$A_t = 0.25 \times 388.74.$$

$$A_t = 97.185 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_t = 117.5 \text{ cm}^2.$$

On prend 21HA12/ml, disposés en deux cadres. L'espacement entre les barres est $S_t = 12 \text{ cm}$.

Schéma de ferrailage :

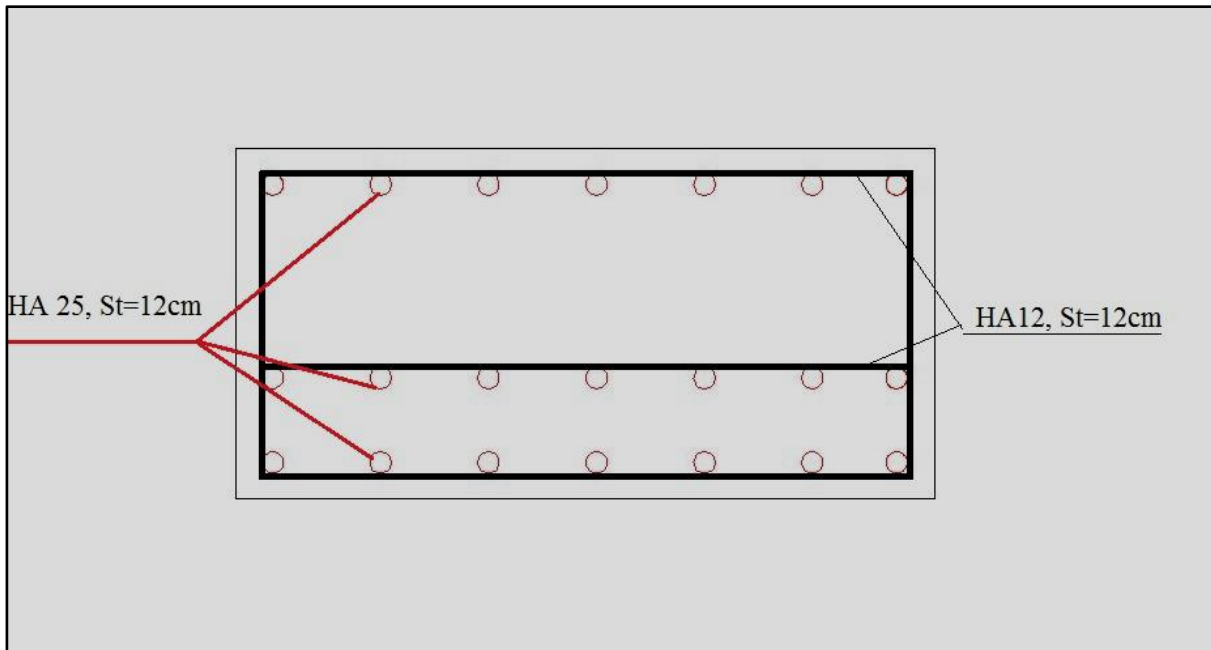


Figure III.25. Schéma de ferrailage semelle.

III.6. Ferrailage des pieux

Les pieux des piles sont soumis à la flexion composée.

Sollicitations longue durées (ELS, ELU) :

Pour $B \geq B_0 = 0.60 \text{ m}$:

$$K_{fl} = \frac{1}{2} \left[\frac{12\bar{E}_M}{1.33 \left[\frac{B_0}{B} \right] \left[\frac{2.65B}{B_0} \right]^\alpha + \alpha} \right] \quad (\text{III.62})$$

$$\bar{E}_M = 58.6 \text{ MPa}$$

$$\bar{P}_l^* = 3.9 \text{ MPa}$$

$$\frac{\bar{E}_M}{\bar{P}_l^*} = 15 < 16$$

$$\alpha = \frac{2}{3} = 0.67$$

$$K_{fl} = 130.09 \text{ MPa}$$

$$l_0 = \sqrt[4]{\frac{4EI}{k_f}} \quad (\text{III.63})$$

$$B = \Phi_{\text{pieu}} = 120 \text{ cm.}$$

III.6.1. Calcul de M, N, T dans un pieu isolé

III.6.1.1. Effort revenant à chaque pieu

a. ELU

a.1. Effort tranchant

$$T_i = \frac{T}{n} \tag{III.64}$$

$$T_i = 4\,657.44 \text{ KN}$$

a.2. Effort normal

$$Q_i = \frac{Q_v}{n} \pm \frac{M_x y_i}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y x_i}{\sum x_i^2} \tag{III.65}$$

$$\sum Y_i^2 = 103.68$$

$$\sum X_i^2 = 162$$

Tableau III.16. *Distribution des efforts sur les pieux (ELU).*

N_{Pieu}	$X_i(m)$	$Y_i(m)$	$\frac{M_x Y_i}{\sum Y_i^2} (KN)$	$Q_i(KN)$
1	5.4	3.6	277.71	4885.15
2	1.8	3.6	277.71	4885.15
3	-1.8	3.6	277.71	4885.15
4	-5.4	3.6	277.71	4885.15
5	5.4	0	0	4657.44
6	1.8	0	0	4657.44
7	-1.8	0	0	4657.44
8	-5.4	0	0	4657.44
9	5.4	-3.6	-277.71	4379.73
10	1.8	-3.6	-277.71	4379.73
11	-1.8	-3.6	-277.71	4379.73
12	-5.4	-3.6	-277.71	4379.73

b. ELS

b.1. Effort tranchant

$$T_i = \frac{T}{n}$$

$$T_i = 3\,449.95 \text{ KN}$$

b.2. Effort normal

$$Q_i = \frac{Q_v}{n} \pm \frac{M_x y_i}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y X_i}{\sum X_i^2}$$

$$\sum Y_i^2 = 103.68$$

$$\sum X_i^2 = 162$$

Tableau III.17. Distribution des efforts sur les pieux (ELS).

N_{Pieu}	$X_i(m)$	$Y_i(m)$	$\frac{M_x Y_i}{\sum Y_i^2} (KN)$	$Q_i(KN)$
1	5.4	3.6	151.81	3601.75
2	1.8	3.6	151.81	3601.75
3	-1.8	3.6	151.81	3601.75
4	-5.4	3.6	151.81	3601.75
5	5.4	0	0	3449.95
6	1.8	0	0	3449.95
7	-1.8	0	0	3449.95
8	-5.4	0	0	3449.95
9	5.4	-3.6	-151.81	3298.13
10	1.8	-3.6	-151.81	3298.13
11	-1.8	-3.6	-151.81	3298.13
12	-5.4	-3.6	-151.81	3298.13

c. ELA

c.1. Effort tranchant

$$T_i = \frac{T}{n}$$

$$T_i = 3449.95 \text{ KN}$$

c.2. Effort normal

$$Q_i = \frac{Q_v}{n} \pm \frac{M_x y_i}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y X_i}{\sum X_i^2}$$

$$\sum Y_i^2 = 103.68$$

$$\sum X_i^2 = 162$$

Tableau III.18. Distribution des efforts sur les pieux (ELA).

N_{Pieu}	$X_i(m)$	$Y_i(m)$	$\frac{M_x Y_i}{\sum Y_i^2} (KN)$	$Q_i(KN)$
1	5.4	3.6	1350.23	4800.18
2	1.8	3.6	1350.23	4800.18
3	-1.8	3.6	1350.23	4800.18
4	-5.4	3.6	1350.23	4800.18
5	5.4	0	0	3449.95
6	1.8	0	0	3449.95
7	-1.8	0	0	3449.95
8	-5.4	0	0	3449.95
9	5.4	-3.6	-1350.23	2099.72
10	1.8	-3.6	-1350.23	2099.72
11	-1.8	-3.6	-1350.23	2099.72
12	-5.4	-3.6	-1350.23	2099.72

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement avec l'équation

Différentielle du 4° :

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + C_u b y = 0$$

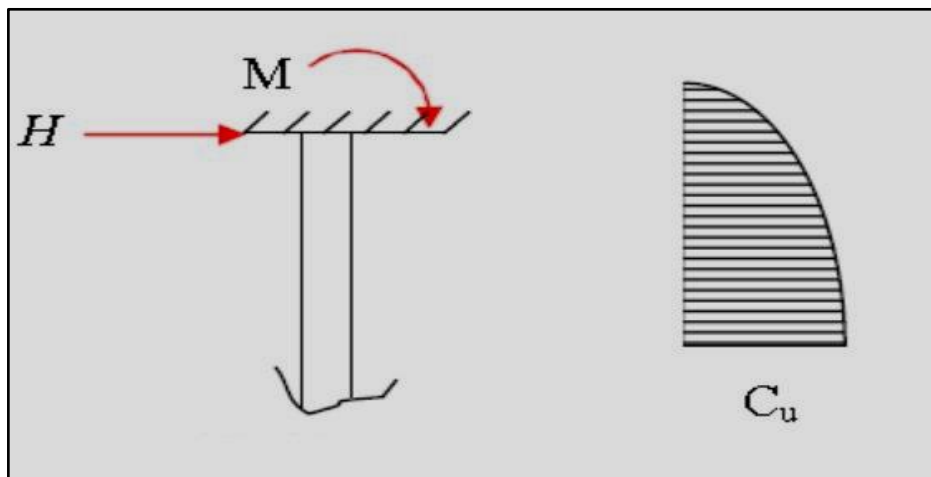


Figure III.26 : Système statique des pieux.

D'où :

b : Diamètre des pieux,

C_u : Module de réaction du sol,

y : Déplacement en tête des pieux.

Solution de cette équation est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}} \quad (\text{III.66})$$

α : Longueur élastique du pieu.

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode **WERNER**, le pieu étant encastré en tête, ce qui implique que le déplacement ou la rotation

Calcul de λ :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}} \quad (\text{III.67})$$

$$C_u = 1.14 \text{ Kg/cm}^2$$

E : module d'élasticité du béton.

$$E = 32\,000 \text{ MPa.}$$

I : moment d'inertie du pieu.

$$I = \frac{\pi D^4}{64} \quad (\text{III.68})$$

$$I = 0.1017 \text{ m}^4$$

b : Diamètre des pieux, $\phi = 1.2 \text{ m.}$

$$\lambda = 0.18 \text{ m}^{-1}$$

λ : Coefficient d amortissement du module de WARNER

D'où:

$$\lambda L = 0.18 \times 20 = 3.6$$

$$\bar{P} = 3\,449.95 \text{ KN}$$

$$\bar{P} = 4\,657.44 \text{ KN}$$

III.6.2. Calcul des moments par la formule de WARNER

La méthode de WARNER permet de donner les moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points.

Pour les pieux encastrés en tête de la semelle comme le cas de notre projet, la seule déformation qui peut se produire est le déplacement avec rotation nulle.

$$M(Z) = (x_{\theta M} \times \bar{M}) + \left(\frac{\bar{P}}{\lambda} \times x_{\theta P}\right) \quad (\text{III.69})$$

\bar{M} : Moment en tête du pieu.

\bar{P} : Effort horizontal en tête du pieu.

$x_{\theta M}, x_{\theta P}$: Tirés des abaques de WARNER en fonction de λL .

$$M(Z) = EI_{\theta} = \left(x_{\theta M} * \frac{\bar{M}}{\lambda} \right) + \left(\frac{\bar{P}}{\lambda^2} * x_{\theta P} \right) = 0 \quad (\text{III.70})$$

$$\bar{M} = - \left[\begin{array}{c} x_{\theta M} \\ x_{\theta P} \end{array} * \frac{\bar{P}}{\lambda} \right] \quad (\text{III.71})$$

III.6.3. Détermination des coefficients

$$\begin{cases} \lambda L = 3 & \{ x_{\theta M} = 1.48 ; x_{\theta P} = 1.16 \\ \lambda L = 4 & \{ x_{\theta M} = 1.26 ; x_{\theta P} = 1.68 \end{cases}$$

$$\text{pour : } \lambda L = 3.6 \longrightarrow \begin{cases} x_{\theta M} = 1.35 \\ x_{\theta P} = 1.47 \end{cases}$$

$$\bar{M} = 1760.1 \text{ KN. m.}$$

$$\bar{P} = 4657.44 \text{ KN.}$$

III.6.4. Ferrailage longitudinal

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{M_r}{\pi R^2 D \beta_w} = 0.04 \\ \frac{N_r}{\pi R^2 \beta_w} = 0.15 \end{array} \right. \longrightarrow w = 0.12 \left\{ \begin{array}{l} \frac{M_r}{\pi R^2 D \beta_w} = 0.04 \\ \frac{N_r}{\pi R^2 \beta_w} = 0.15 \end{array} \right.$$

Donc :

$$A_s = \frac{\pi R^{2f_c 28}}{f_e} \times w \quad (\text{III.72})$$

$$A_s = 114.45 \text{ cm}^2.$$

Et on a :

$$\bar{M}_{\max} = 1760.1 \text{ KN. m.}$$

$$\bar{P}_{\max} = 4657.44 \text{ KN.}$$

$$e = \frac{M}{N} \quad (\text{III.73})$$

$$e = 0.37 \text{ m} > \frac{D}{8} = 0.15 \text{ m, vérifiée.}$$

D'après le CPC (fascicule 68 art. 36) le ferrailage minimal de la zone fléchie d'un pieu est égale à 1% de la surface du pieu.

$$A_s = 0.01 \times \pi \times 60^2 \quad (\text{III.74})$$

$$A_s = 113.04 \text{ cm}^2.$$

On prendra 24HA25 avec un espacement de 15 cm.

III.6.5. Armatures transversales

$$\phi_t = \frac{\phi_1}{3} \cong 12 \quad (\text{III.75})$$

On prendra des cerces hélicoïdales avec de **HAØ12** et un espacement de **15cm** dans la zone courante et **10cm** dans la zone de jonction.

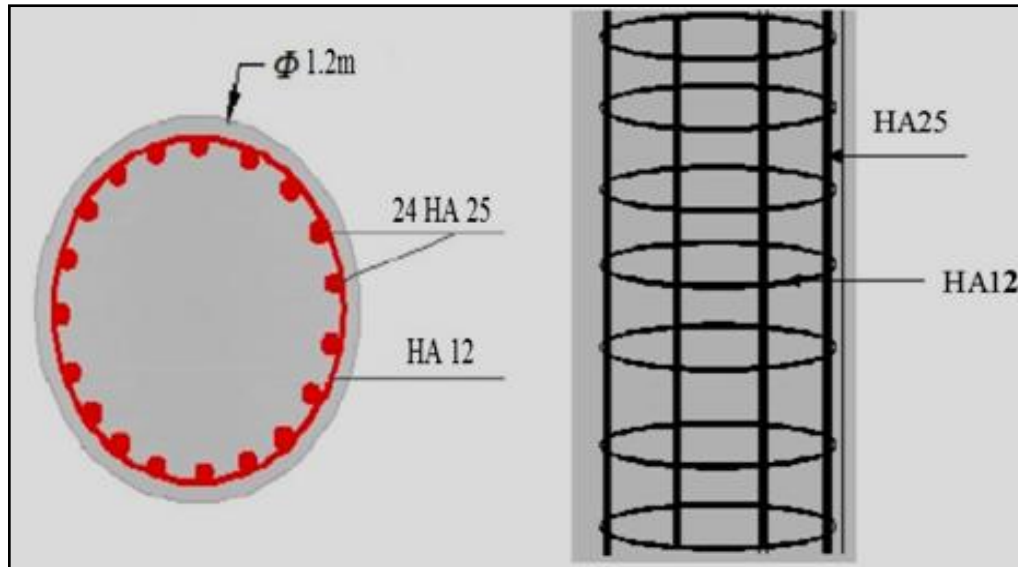


Figure III.27. Ferrailage du pieu.

III.7. Tassement d'un pieu isolé

Quelque soit le type de pieu utilisé, il ne faut **jamais** dissocier l'étude du tassement d'un sol et l'étude des pieux. En effet, au fil des années, le terrain se tassant, la longueur considérée comme active pour les forces de frottements latérales seront moindres. D'où, il en résultera une portance plus faible.

Le tassement d'un pieu isolé sous les charges usuelles (combinaisons quasi permanentes, ou même rares) est en général faible et ne constitue pas un paramètre de calcul déterminant pour la plupart des structures de génie civil. Dans certains cas de groupes de pieux, il peut être, par contre, impératif de prévoir le tassement, et une estimation fiable suppose, bien souvent, que l'on soit déjà en mesure d'estimer correctement le tassement d'un pieu isolé.

L'interprétation des résultats de l'ensemble des essais de chargement en vraie grandeur effectués par les Laboratoires des Ponts et Chaussées montre que le tassement en tête des pieux n'excède que très rarement le centimètre, sous une charge de référence égale à $0,7Q_c$ et ce, pour une gamme de pieux dont la longueur de fiche varie de 6 à 45 m et dont le diamètre B est compris entre 0,30 et 1,50 m. Ces résultats permettent de proposer les règles simples suivantes pour estimer, dans les cas courants, le tassement sous la charge de référence $0,7 Q_c$:

III.7.1. Tassement Pieux forés

$$S_{\text{ref}} = 0,006 \times B \quad (\text{III.76})$$

(Avec des valeurs extrêmes de 0,003 et 0,010 B) ;

Pour : $0.7 Q_c = 3\,523.695 \text{ KN}$ on aura un tassement de 7.2 mm.

Donc pour 4 657.44 KN on aura un tassement de 9.52 mm. Donc le tassement est admissible.

III.7.2. Tassement d'un groupe de pieux

Le tassement d'un groupe de pieux S_G est plus important que le tassement d'un pieu isolé, pour une même charge par pieu, compte tenu de la zone d'influence mobilisée par le groupe versus un pieu isolé. En effet, les dimensions globales d'un groupe de pieux ont une influence sur le tassement. Les pressions transmises par le groupe de pieux sont importantes et entraînent des mouvements non négligeables au niveau de la pointe des pieux.

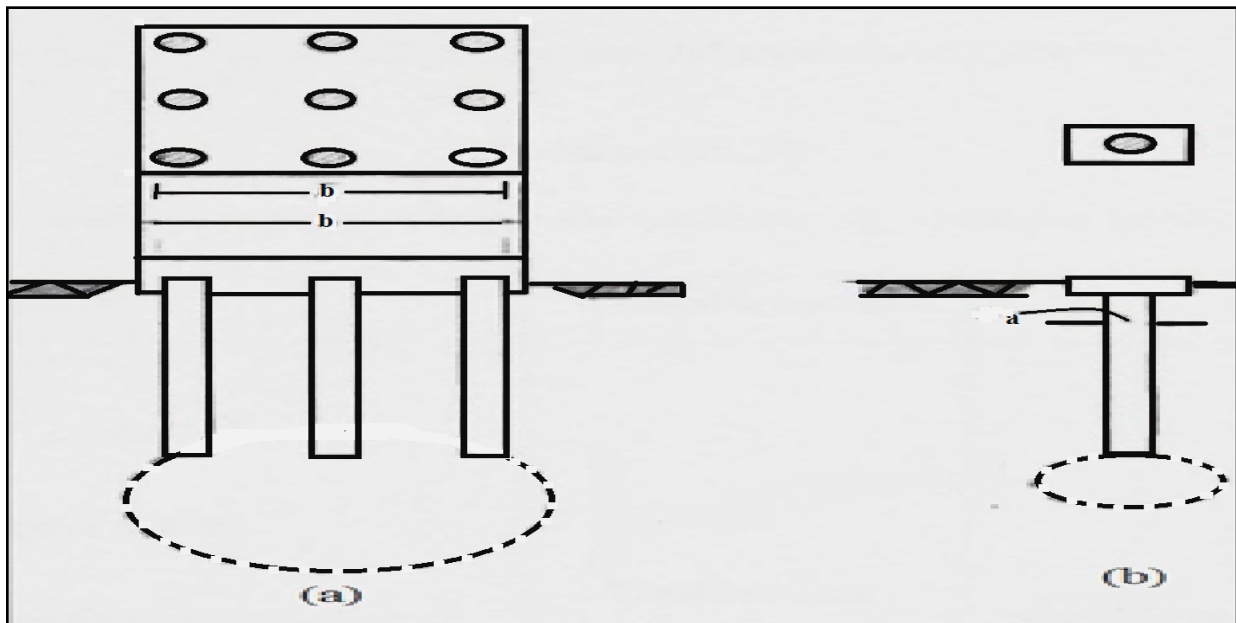


Figure III.28. Zone d'influence pour tassement((a) de groupe de pieux et b) d'un pieu isolé)[32]

Et pour le calcul [32], on propose une méthode simple recommandée par (Vesic, 1977) :

$$S_G = S \times \sqrt{\frac{B_G}{b}} \quad (\text{III.77})$$

Avec :

S : Tassement d'un pieu isolé.

B_G : Largeur de groupe de pieux.

b : Diamètre de pieu isolé.

Donc : $S_G = 3.15 \text{ cm}$.

La grande difficulté des méthodes analytiques fait de plus en plus appel à l'utilisation des méthodes d'éléments finis en se servant des logiciels informatiques qui peuvent faire gagner du temps et donner des résultats très proches de la réalité, et parmi ces programmes on trouve "Plaxis".

IV.1. Présentation du logiciel

Plaxis est un logiciel professionnel d'éléments finis, permettant de modéliser le comportement du sol avec tous types de constructions éventuels dans le sol.

IV.2. Procédure d'entrée des données

Dans PLAXIS, les données sont saisies par une alternance de clics et mouvements de souris, et grâce à l'utilisation du clavier. De façon générale, on peut faire la distinction entre quatre types de données :

- La définition des objets géométriques.
- La saisie de texte.
- La saisie de valeurs.
- Les sélections.

IV.2.1. Programme d'entrée des données (Input)

Comme première phase de modélisation, Plaxis propose d'introduire les données de la géométrie et les caractéristiques du sol et les ouvrages à considérer par le biais d'insertion d'éléments graphiques et de stockages de leurs propriétés dans la base de données.

Au début du programme Input, une boîte de dialogue apparaît ; on peut y choisir d'ouvrir un projet existant ou d'en créer un nouveau. Si "nouveau projet" (*New project*) est sélectionné, la fenêtre des réglages généraux (*General settings*) apparaît ; tous les paramètres de base du nouveau projet peuvent être saisis.

IV.2.1.1. Géométrie (Geometry)

Le sol est défini comme des surfaces limitées par des éléments ligne (line), les éléments de constructions élancés ayant une rigidité de flexion et une raideur normale significatives tel que les murs sont modélisés par les éléments plaques (Plate), les géotextiles ou tout élément élancé possédant une rigidité normale mais aucune rigidité de flexion sont dessinés par l'élément (geogrids), les interfaces entre les matériaux sont aussi prises en compte avec l'élément (interface) qui permet de définir les caractéristiques des interfaces avec une épaisseur virtuelle, les liaisons entre deux points tel que les tirants sont des éléments noeud à noeud élastique (Node-to-node anchor), et les tunnels sont aussi définis par l'élément (Tunnel).

IV.2.1.2. Chargements et conditions aux limites (loads)

Plaxis permet d'introduire des déplacements imposés par l'élément (Prescribed Displacements), de bloquer les déplacements soit horizontalement soit verticalement ou les deux en même temps ou encor bloquer la rotation d'un élément plate (Horizontal fixities, Vertical fixities, Rotation fixities).

On peut aussi imposer des lignes de drainage où les pressions interstitielles sont nulles (Drain) ou des puits où un débit d'eau est pompé (well).

De plus, il propose d'introduire les chargements répartis (ditribed load), et les charges ponctuelles (Point loads). Elles sont disponibles en deux types de système (A et B) pour permettre d'assigner toute combinaison de charges sur un même point. Ces charges sont toutes indiquées en force par unité de longueur comme des charges linéiques dans la direction perpendiculaire au plan (KN/m).

IV.2.1.3. Propriétés des matériaux (Matériel)

a. Sol et Interfaces (soil & interfaces)

Les surfaces et interfaces du sols peuvent être caractérisées en choisissant tout d'abord le modèle des matériaux (Material Model) qui est modélisé suivant différents niveaux de sophistication suivant le nombre de paramètres à introduire. Soit le modèle élastique linéaire (Linar Elastique), Mohr-coulomb, model pour les sous sols mous (Soft soil model), modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil creep model), modèle pour les roches fracturées (jointed Rock model), ou encor créer un modèle défini par l'utilisateur (User-defined model).

Le model de Mohr-coulomb qu'on a l'habitude d'utiliser donne une très bonne approximation du comportement réel du sol. Il nécessite cinq(05) paramètres fondamentaux du sol : le module de Young E , le coefficient de poisson ϑ , la cohésion C , l'angle de frottement φ , et l'angle de dilatance ψ .

Le module de Young du sol est déduit à partir les essais de sol, il est relié directement au module œdométrique E_{oed} tel que :

$$E = \frac{(1-2\vartheta)(1+\vartheta)}{(1-\vartheta)} E_{oed} \quad (IV.1)$$

$$\text{Avec : } \vartheta = \begin{cases} 0.5 & \text{Si le sol est saturé.} \\ 0.3 & \text{Dans le cas général.} \end{cases}$$

L'angle de dilatance :

$$\psi = \begin{cases} \varphi - 30 & \text{si } \varphi \geq 30^\circ \\ 0 & \text{si } \varphi < 30^\circ \end{cases}$$

Plaxis propose aussi de définir les types de comportement des matériaux (Material type) : Comportement drainé (Drained behaviour), non drainé (Undrained behaviour), et non poreux (Non-porous behaviour).

Il est enfin nécessaire de définir le poids volumique saturé et non saturé du sol (γ_{sat} γ_{unsat}).

b. Matériaux des plaques (Plates)

Ces éléments sont définis pour un comportement élastique ou un comportement élastoplastique, les propriétés de rigidité EI et EA sont aussi demandés.

Le passage du model réel au model Plaxis se fait par un calcul des rigidités équivalentes tel que :

$$\begin{cases} EI = E_e I_e . \\ EA = E_e A_e . \end{cases}$$

Avec :

EI, EA : La rigidité de flexion et la raideur normale réelle.

$E_e I_e$, $E_e A_e$: La rigidité de flexion et la raideur normale sur le model.

Il en résulte donc un calcul pour déterminer l'épaisseur équivalente "d", qui automatiquement calculé lors de l'entré des propriétés sur plaxis.

Les geogrilles sont par contre caractérisés seulement par la raideur axiale.

IV.2.1.4. Génération du maillage (Mesh)

Le maillage de la géométrie est sa décomposition en éléments finis afin de réaliser le calcul. On a le choix entre des éléments à quinze (15) nœuds ou des éléments à (06) nœuds, et le choix entre cinq niveaux de finesse globale (Global coarsenes) : très grossier (Very coarse), grossier (coarse), moyen (Medium), fin (fine), très fin (very fine).

Il est aussi possible de faire un raffinement globale (Refine Global) ou locale (Refine cluster, line, around point), et le maillage est enfin généré (generate).

IV.2.1.5. Conditions initiales (Initial conditions)

Cette étape consiste principalement à introduire les conditions hydrauliques, le poids volumique de l'eau, la nappe phréatique (Phreatic level). Générer le calcul des pressions interstitielles (generate water pressures), et enfin la génération des contraintes initiales (Generate initial stress).

IV.2.2. Programme de calcul (Calculate)

Après avoir finalisé l'entré des données. Les calcules peuvent être lancés. D'une manière globale, on commence par définir le type de calcul : calcul plastique (Plastic), l'analyse de la consolidation (Consolidation), calcul de coefficient de sécurité (Phi-c reduction), et une analyse dynamique (Dynamic analyses).

On procède par la suite à la création (Insert) et la définition (Défines) des phases de calcul.

On sélectionne des points témoins pour les courbes (Select points for Curves) et on lance les calculs.

IV.2.3. Programme de résultats (output)

Il permet d'afficher et créer un rapport des résultats des calculs pour les différentes étapes, on peut afficher les déformations (Deformations), les résultats de contrainte (Stress), modifier l'affichage des caractéristiques de la géométrie (Geometry), et les efforts dans les éléments de constructions (Forces).

IV.2.4. Programme des courbes (curves)

Ce programme contient toutes les options nécessaires pour générer des courbes charge-déplacement, des chemins de contrainte et des courbes contraintes-déformations.

IV.3. Modélisation

IV.3.1. Modèle du sol

La taille du modèle bidimensionnel est délimitée par les lignes où on suppose que l'influence du chargement et des fondations est négligeable. On prend 60 m horizontalement, et 30 m verticalement (profondeur total du sol).

Les couches du sol sont modélisées en tant que des surfaces avec le comportement de Mohr-Coulomb avec drainage.

On considère la valeur moyenne de la cohésion et l'angle de frottement pour chaque couche. Vu l'absence d'essais pour la dernière couche, on prendra les valeurs les plus élevées dans la couche précédente. Pour la détermination des module de Young, on opte d'utiliser les résultats de l'essai pressiométrique Ménard, où on peut calculer les modules œdométrique par la corrélation avec le module pressiométrique de Ménard donnée par la formule suivante et déduire le module de young du sol :

$$E_m = \alpha E_{oed} \quad (IV.2)$$

De là on aura :

$$E = \frac{(1+\vartheta)(1-2\vartheta)}{(1-\vartheta)} \times \frac{E_m}{\alpha} \quad (IV.3)$$

En résumé, les caractéristiques des couches de sol de notre cas sont résumées sans le tableau.

Tableau IV.1. Caractéristiques des couches du sol.

couches	Epaisseur (m)	C(KPa)	$\varphi(^{\circ})$	$\psi(^{\circ})$	E_m (MPa)	α	E_{oed} (MPa)	ν	E' (MPa)
Argile beige graveleuse	10	17	30	0	67.346	0.66	102.04	0.3	75.80
Argile Schisteuse	10	102	21	0	144.95 2	1	144.95 2	0.3	107.2
Argile Schisteuse grisâtre	10	136	23	0	162.15	1	162.15	0.3	119.99

IV.3.2. Modèle du groupe de pieux

On modélise les pieux comme élément plaque, avec prise en compte des interfaces avec le sol. On a trois (03) files de pieux semblable et on calcule le diamètre équivalent d'une file de quatre (04) pieux tout en considérant l'épaisseur du model de un mètre linéaire.

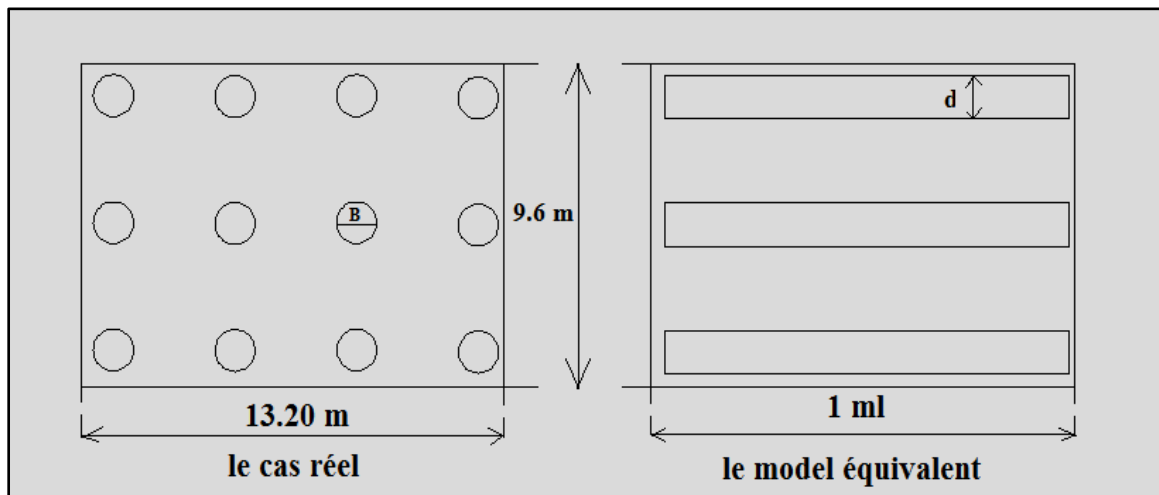


Figure IV.1. Passage du cas réel au model sur Plaxis.

$$EA = E_e A_e \Rightarrow E \frac{\pi B^2}{4 d_p} = E_e 1d.$$

On aura $E_e = \frac{\pi B^2}{4 d_p d} E$ on injecte cette valeur dans la formule de la rigidité de flexion;

$$E_c I = E_e I_e \Rightarrow \frac{E_c \pi B^4}{64 d_p} = \frac{E_c \pi B^2}{4 d_p} \frac{d^3}{12} \Rightarrow \frac{1}{8} B^2 = \frac{1}{6} d^2$$

On aura donc $d = \frac{\sqrt{3}}{2}B = 1.04 \text{ m}$

Le module de poisson du béton $\nu = 0.20$ et le module de Young $E = 34.10^6 \text{ KPa}$.

$$EA = 34.10^6 \times 1.04 \times 1$$

$$EA = 35.36 \times 10^6 \text{ KN/m},$$

$$EI = 3.19 \times 10^6 \text{ KNm}^2/\text{m}$$

IV.3.3. Modèle du chevêtre

Le chevêtre est modélisé aussi en tant qu'élément plate, et vu que c'est un seul bloque, les propriétés EA et EI équivalents sont égales au modèle réel : $\nu = 0.120$, $E = 34.10^6 \text{ KPa}$, $d = 2 \text{ m}$, $EA = 652.8 \times 10^6 \text{ KN/m}$, $EI = 91.8 \times 10^6 \text{ KN} \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$.

IV.3.3.1. Chargements et conditions aux limites

Pour définir les conditions aux limites, on applique un blocage total horizontalement et verticalement aux extrémités de la géométrie.

Les chargements appliqués doivent être définis comme des charges linéaires en divisant sur la longueur d'application (..), et on calcul l'excentricité de la charge normale sachant que $\frac{M_0}{N} = e_0$ ce qui fait deux modèles avec le chargement à l'ELU et l'ELS.

Tableau IV.2. *Chargements appliqués dans le modèle.*

Etats limites	Chargement en flexion composée	Excentricité (m)
ELU	N = 55889.27 (KN) T = 481,8 (KN) M = 4938,54 (KN.m)	0.08
ELS	N = 41399.46 (KN) M = 3292,36 (KN.m) T = 321,2 (KN)	0.079

On assigne les caractéristiques des matériaux et on applique les chargements tels qu'il est présenté par la figure ci-dessous.

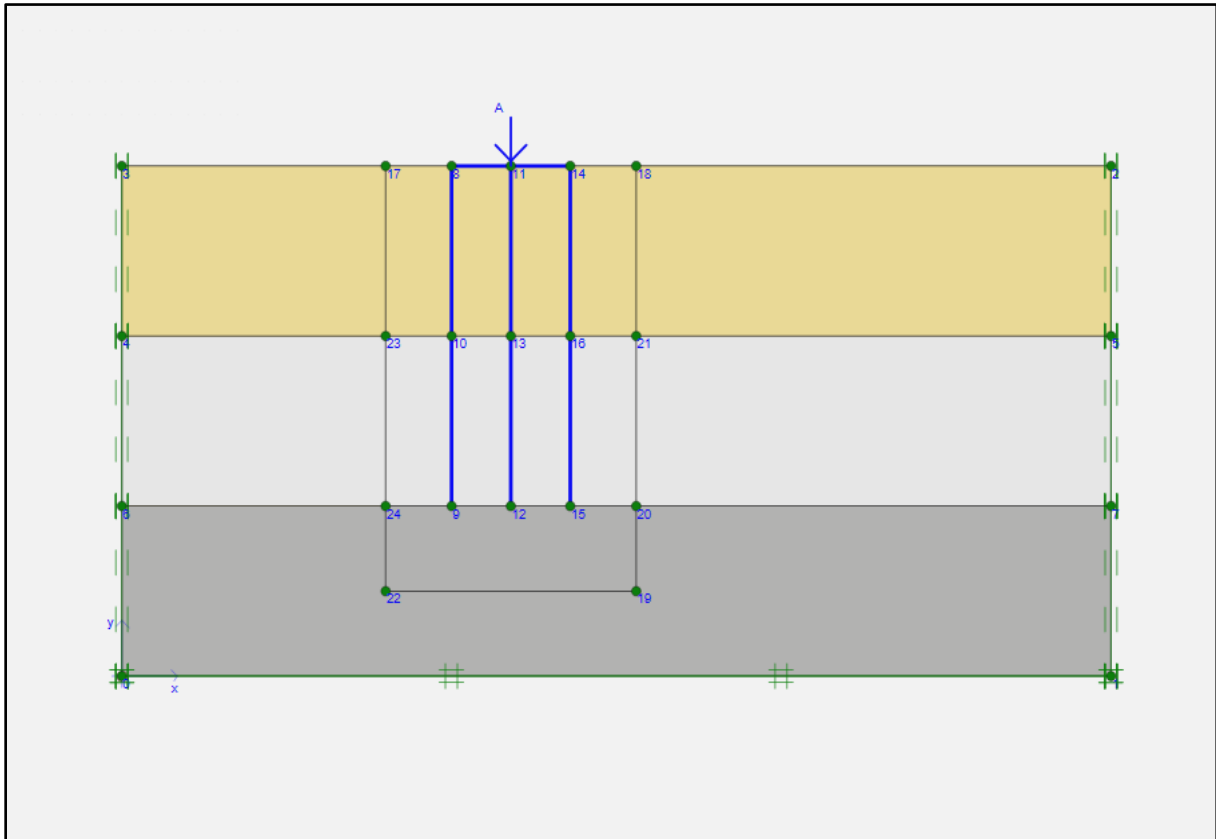


Figure IV.2. *Modèle sol-fondations sous le nouveau p*

IV.4. Conditions initiales et génération du maillage

Pour une meilleure précision, on choisie les éléments à 15 nœuds et on applique un maillage global moyen, et on fait un raffinement très fin autour des pieux. La figure ci-après représente le résultat.

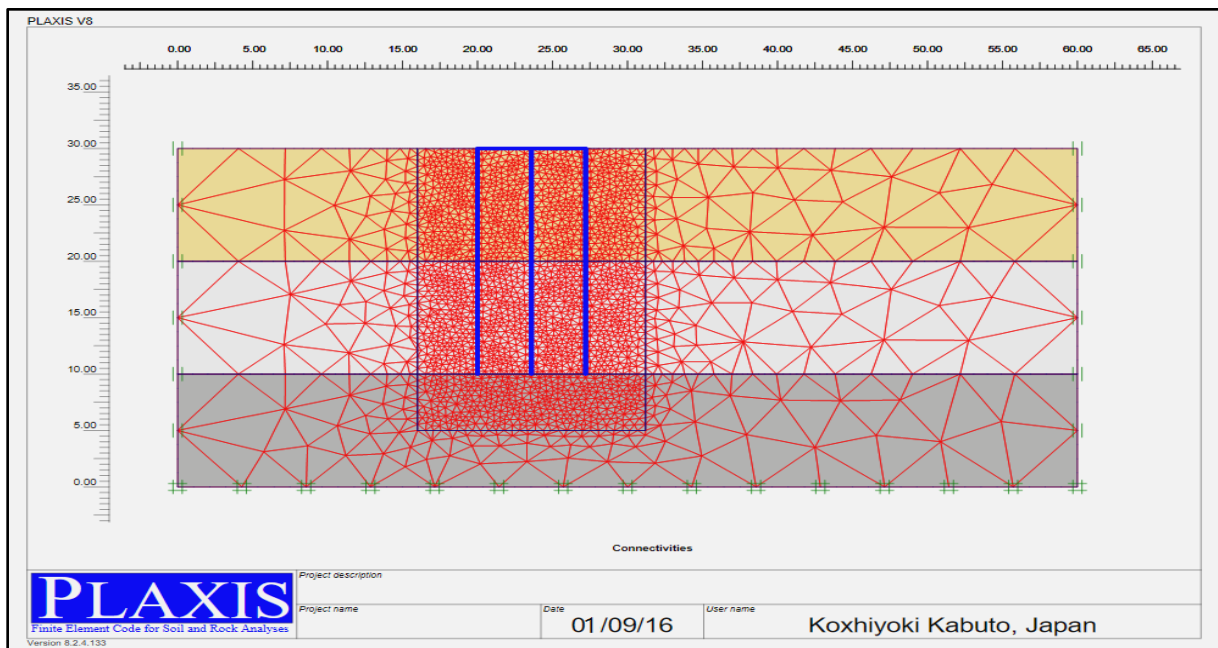


Figure IV.3. *Maillage du modèle sous plaxis.*

La nappe phréatique est au niveau 6.8m, on lance le calcul des pressions interstitielles et les contraintes initiales. On quitte le programme input pour passer à la phase de calcul.

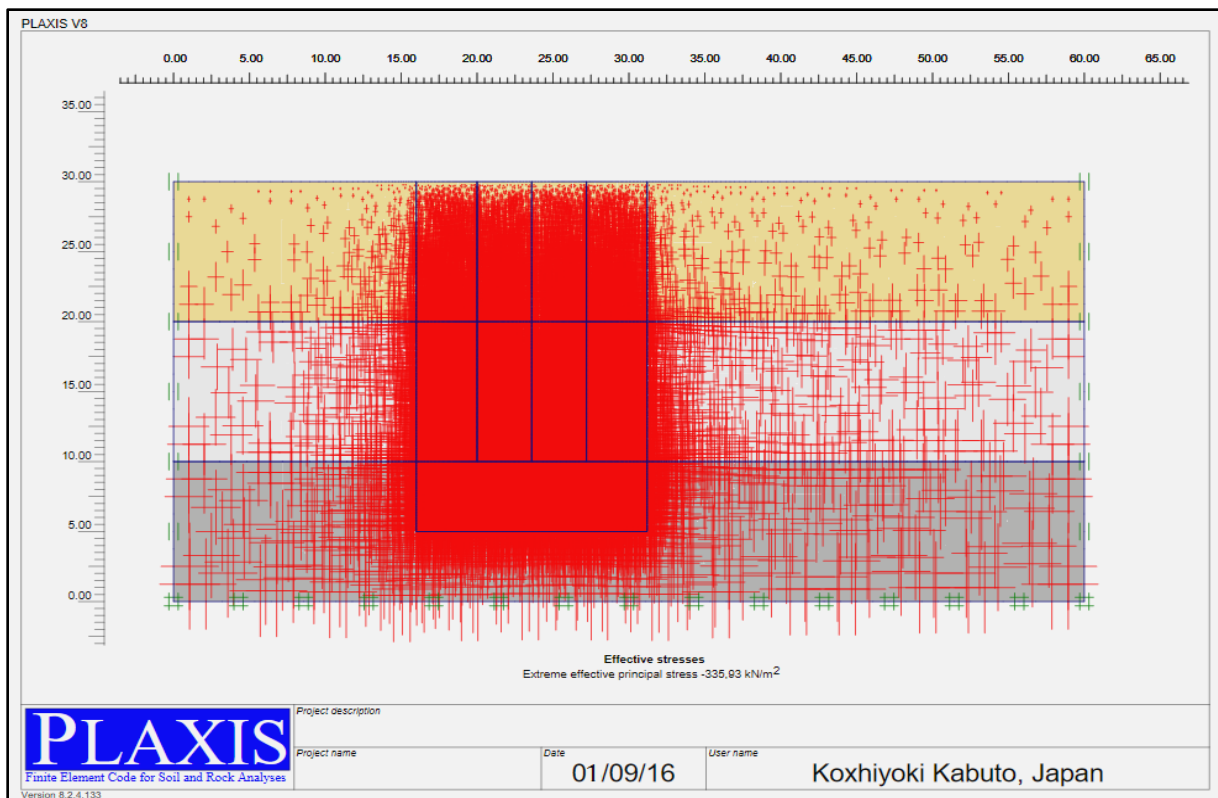
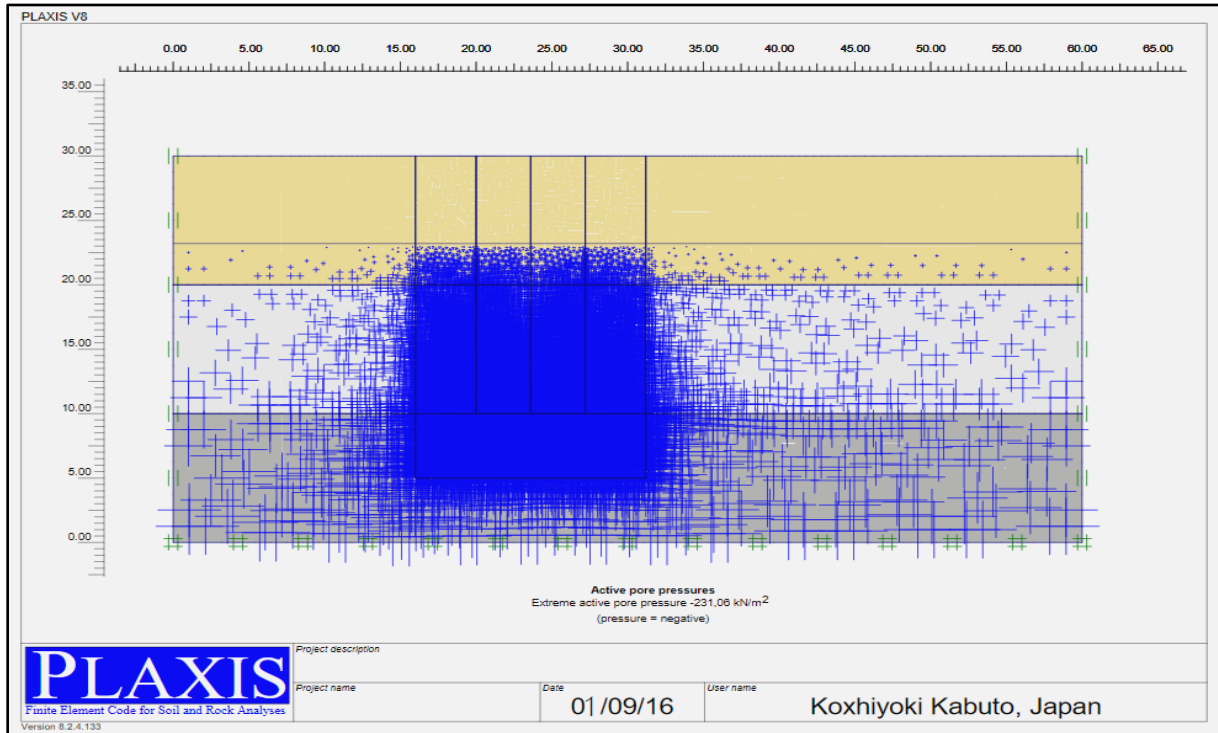


Figure IV.4. Mise en place de la nappe phréatique.

IV.5. Phase de calcul

On procède le calcul par le modèle élastique avec la construction par étapes. On définit principalement quatre (04) phases :

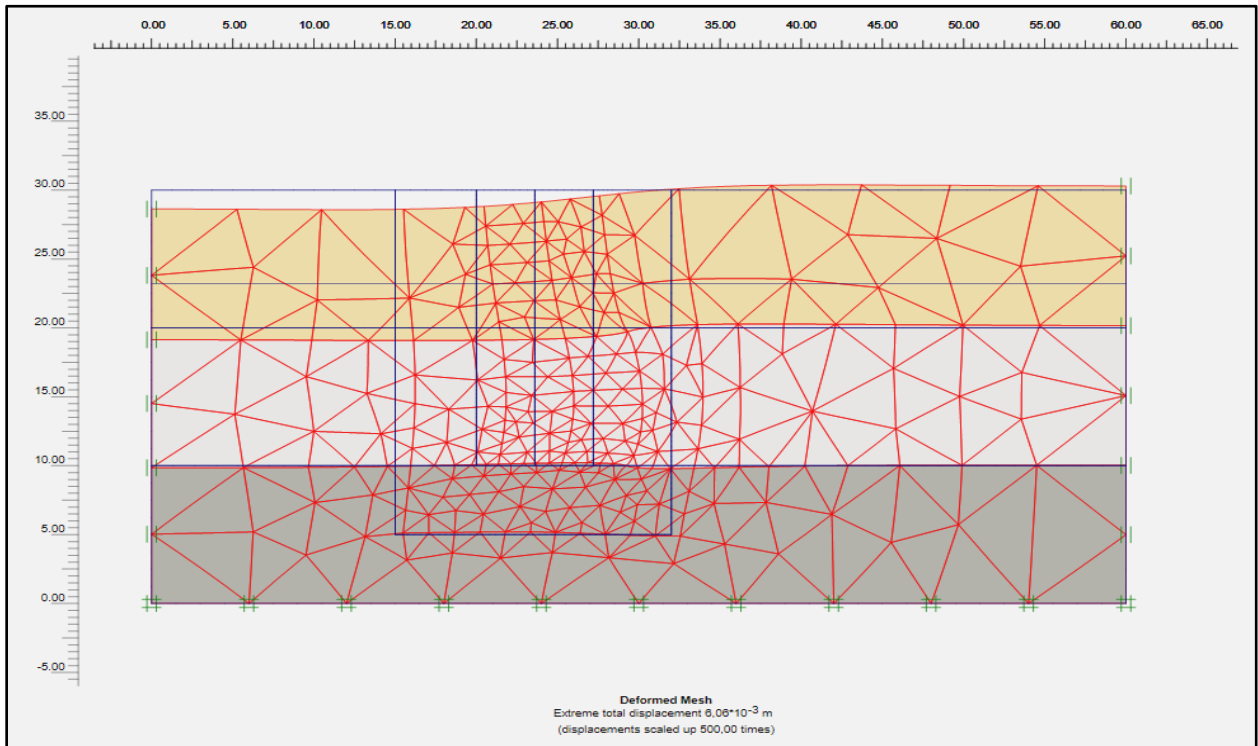


Figure IV.5. Première phase réservé pour le sol en place seul.

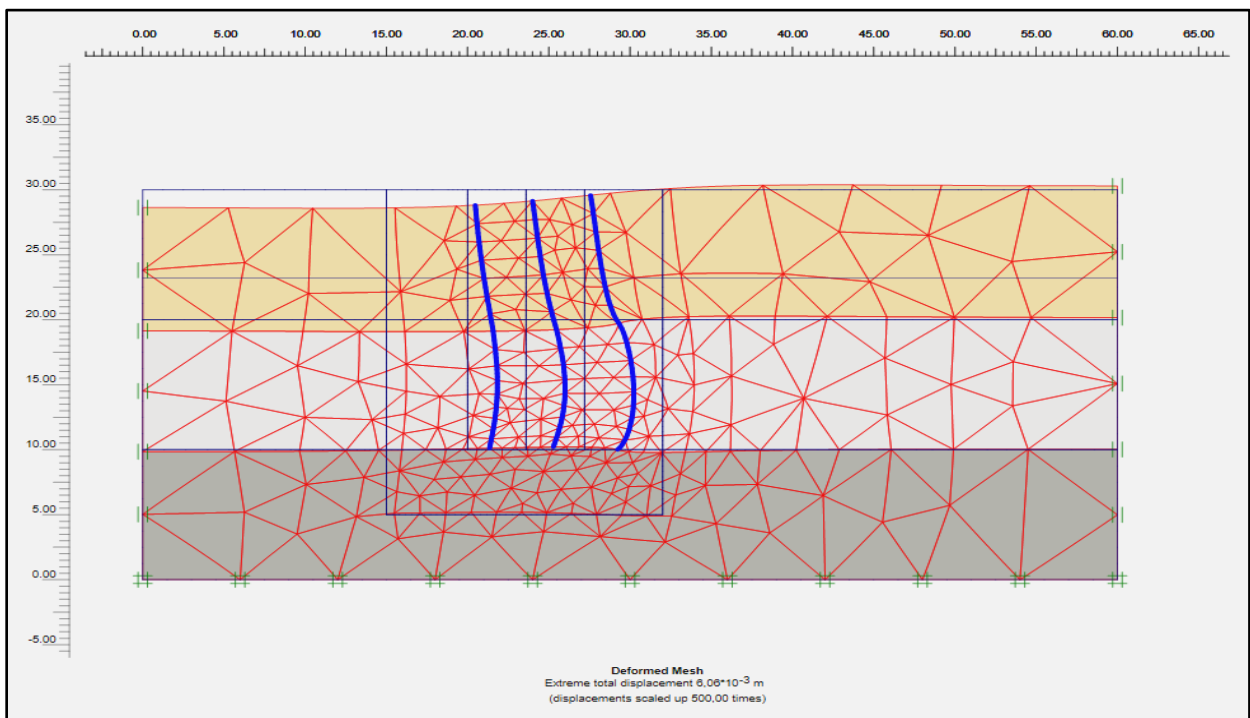


Figure IV.6. Deuxième phase on active les pieux.

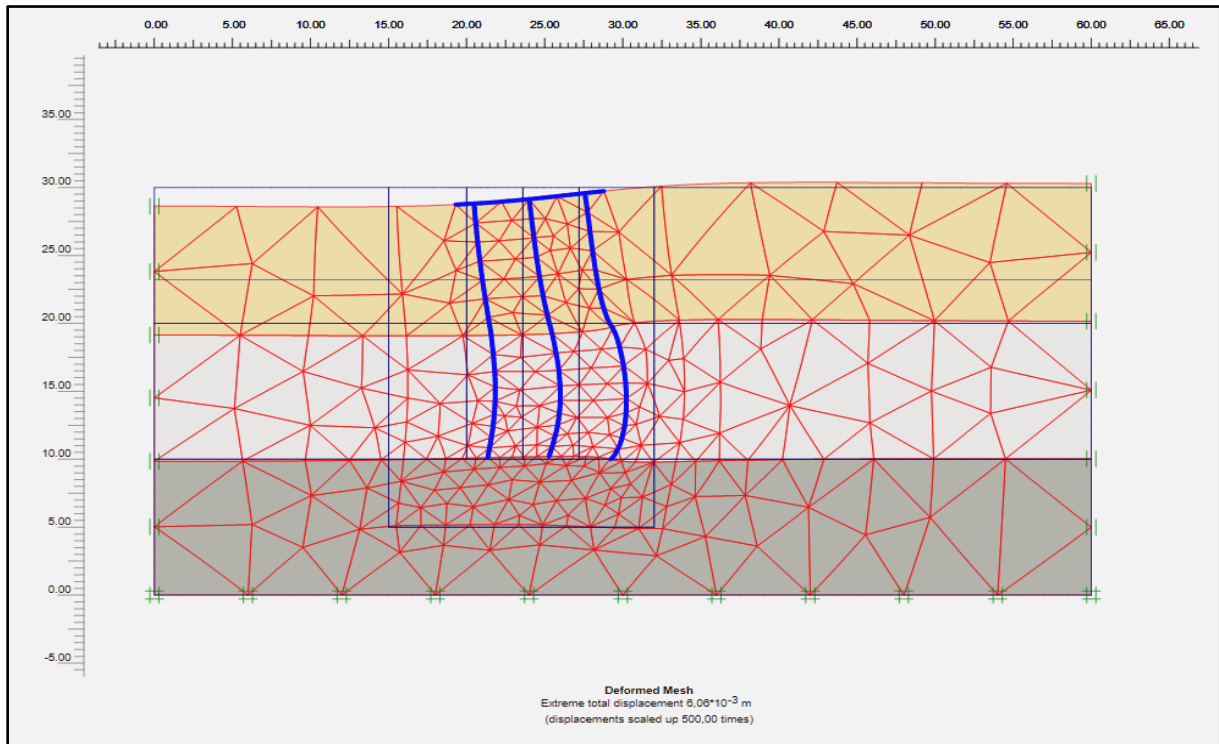


Figure IV.7 . Troisième phase on active le chevêtre.

IV.5.1. Affichage des résultats

L'apparence des déformées du modèle sont représenté à titre d'exemple su les figures ci-dessous :

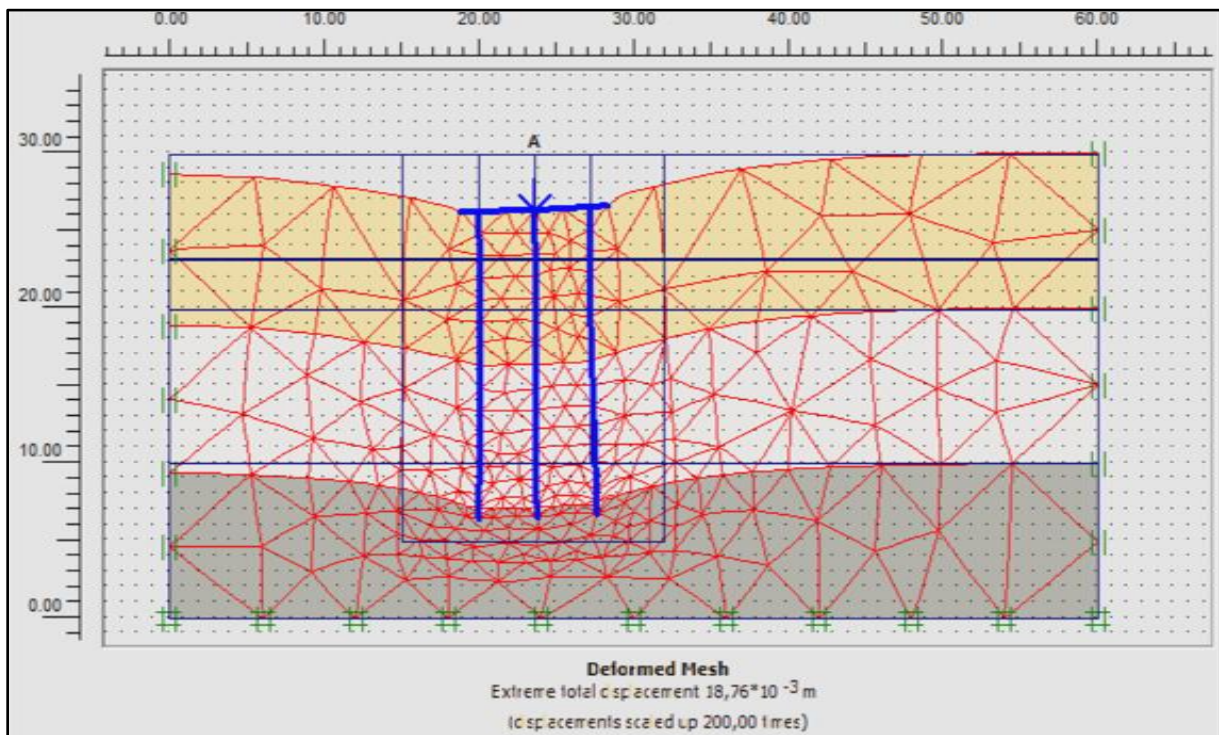


Figure IV.8. Quatrième phase on active le chevêtre et la charge(déformation du modèle à l'ELS).

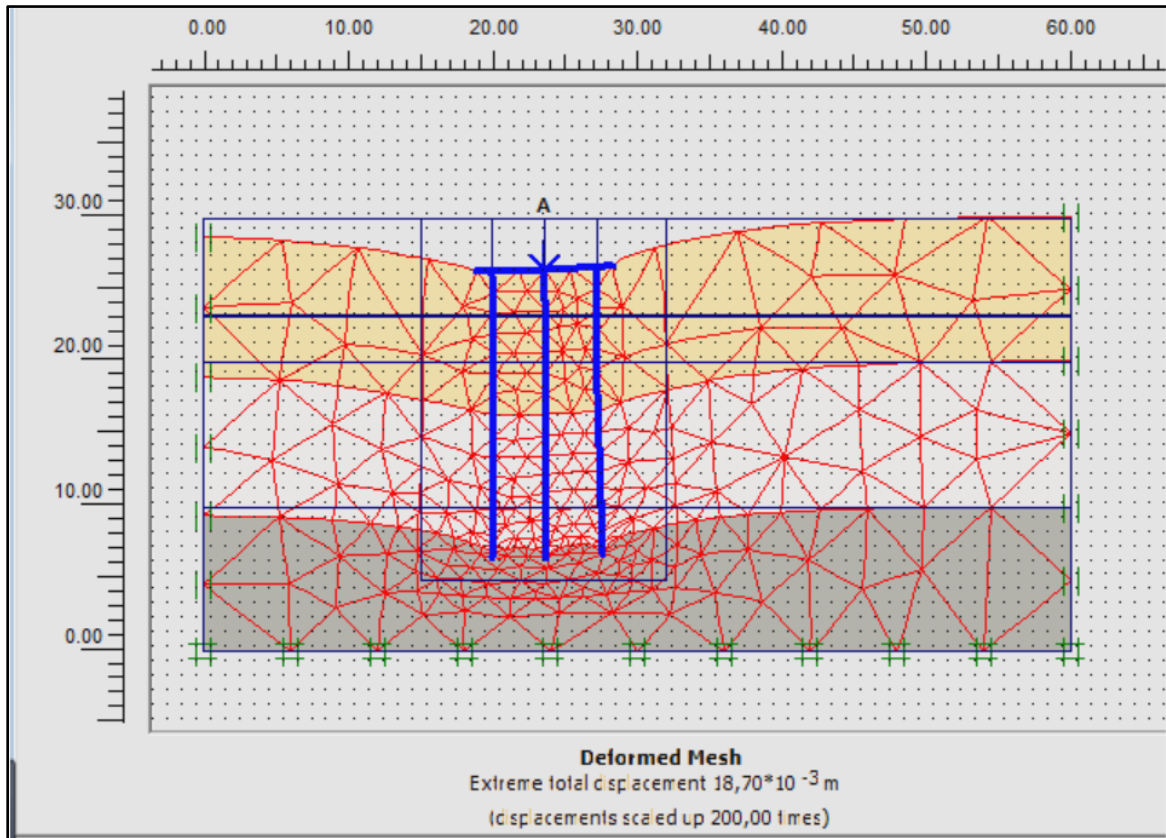


Figure IV.9. Quatrième phase on active le chevêtre et la charge(déformation du modèle à l'ELU).

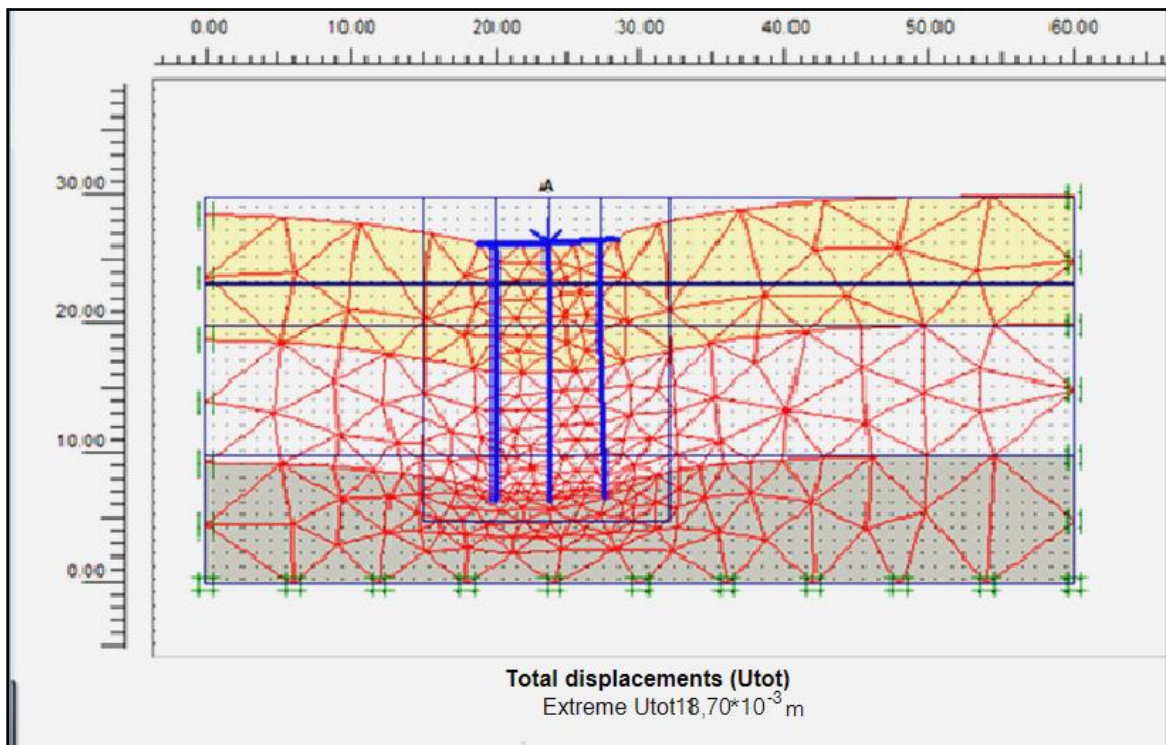


Figure IV.9. Déplacement total.

On remarque que la file à gauche du modèle correspondant à la file (01) est la plus sollicitées.

V.1. Modes de réalisation des pieux

V.1.1. Pieu foré

Leur exécution nécessite un forage préalable exécuté dans le sol avec les outils appropriés, avec ou sans protection d'un tubage ou de boue permettant d'assurer la stabilité des parois du forage. Après mise en place, si nécessaire, de la cage d'armatures, le pieu est bétonné en utilisant une colonne de bétonnage, selon la technique du tube plongeur qui descend jusqu'à la base du pieu.

On fera une place à part aux pieux à la tarière creuse qui ont connu un très fort développement ces dix dernières années et qui sont très utilisées dans les fondations de bâtiment et les ouvrages d'arts. Le principe consiste à visser dans le sol une tarière à axe creux sur une longueur totale au moins égale à la longueur du pieu à réaliser, puis à l'extraire du sol sans dévisser pendant que, simultanément, le béton est injecté par l'axe creux de la tarière.

V.1.1.1. Pieux forés simples

Pieux réalisés par mise en œuvre du béton à l'aide d'une colonne de bétonnage dans un forage exécuté sans soutènement des parois. Ce procédé ne s'applique que dans les sols suffisamment cohérents et situés au-dessus des nappes phréatiques.

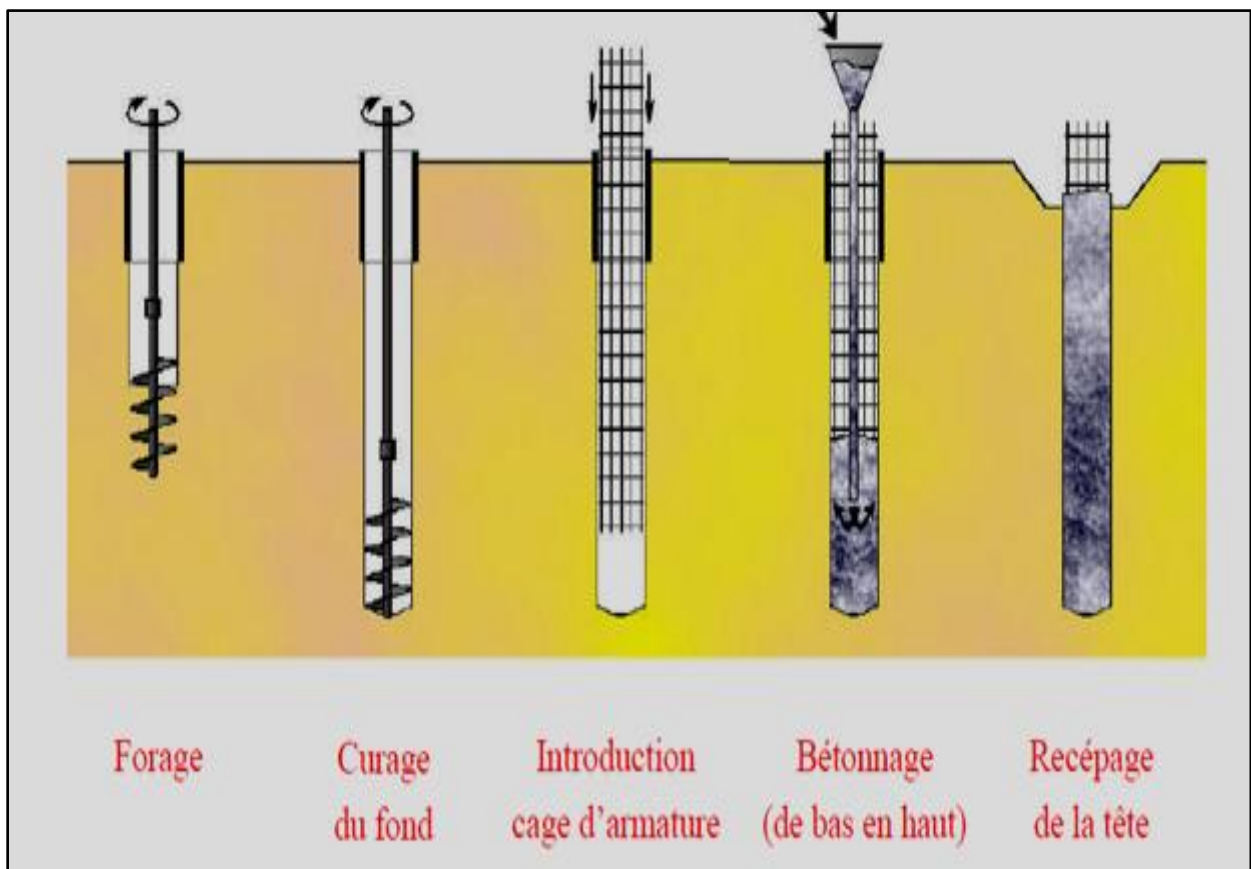


Figure V.1. Exécution d'un pieu foré simple [12].

V.2. Contrôle de réalisation

Ces contrôles ne se cumulent pas tous. Ils comprennent directement les pieux forés simples sans soutènement des parois du forage tels que chemise, gaine ou tube. Nous ne donnons ici que les contrôles les plus courants et indispensables.

V.2.1. Vérification de la plate-forme de travail

Un contrôle topométrique de niveau, la planéité, la propreté et la stabilité, en référence au Plan et à la procédure d'exécution.

V.2.2. Vérification du positionnement des pieux

Au démarrage de forage, la verticalité de la foreuse conditionne la bonne réalisation des éléments de fondation, un Contrôle visuel sachant que ce contrôle ne permet pas de s'assurer de la verticalité exacte de la machine.

V.2.3. Contrôle de la profondeur

Il s'agit d'un contrôle avant bétonnage pour vérifier l'absence d'éboulement dans le forage (Contrôle avec un décamètre plombé).

V.2.4. Curage quel que soit le type de pieux forés

Le curage est nécessaire pour assurer un bon contact entre le terrain et les éléments de fondations. Il doit être fait juste avant le bétonnage. Si la profondeur du forage est supérieure à la côte théorique, prévenir la hiérarchie, afin d'adapter la longueur des cages d'armatures et des tubes d'auscultation aux profondeurs réelles. Vérifier la nature du terrain en fond de forage par comparaison avec la coupe (Contrôle visuel et décamètre plombé).

V.2.5. Contrôle du bon centrage des armatures

Avant le bétonnage, on descend la cage d'armature dans le forage et il faut mettre des cales pour que celle-ci soit bien centrée dans l'axe du pieu sous peine d'avoir des moments parasites plus tard. Il ne doit y avoir ni remontée, ni excentrement des cages d'armatures.

V.2.6. Contrôle du bétonnage

Contrôle de la profondeur du forage avant bétonnage, Pour vérifier l'absence d'éboulement dans le forage.

V.2.7. Contrôle de la géologie attendue

Il s'agit notamment du contrôle de la qualité du sol d'ancrage. Le niveau de la nappe est essentiel pour la bonne réalisation des pieux. Une nappe artésienne serait catastrophique pour le béton. (Cela peut vite arriver quand pour faire des économies on descend trop le niveau de travail par un pré-terrassement).

V.2.8. Contrôle du recépage

Les techniques de recépage les plus couramment utilisées sont le recépage chimique, hydraulique, le marteau piqueur, par exemple). Les armatures en attente ne doivent pas être successivement pliées et dépliées. Le brise roche ne doit pas être utilisé car il engendre une microfissuration de la tête des pieux.

V.3. Essais réalisés sur les pieux

Les essais de contrôle des pieux peuvent être :

- essais de contrôle de fut ;
- essai de contrôle de portance ;
- essai de contrôle de béton durci.

Ces essais sont effectués sur des pieux qui font partie du système de fondation de l'ouvrage.

Si les résultats d'un des pieux essayés mettent en évidence une anomalie, il y a lieu d'en déterminer la cause et de procéder éventuellement à de nouveaux essais.

V.3.1. Essai sonore par transparence : norme [NF P 94-160-1]

V.3.1.1. Principe de la méthode

Deux sondes sont disposées à un même niveau dans deux tubes de réservation, l'un comme émetteur d'une onde ultrasonore, l'autre comme récepteur tel que l'indique (la figure V.2).

Il s'agit de mesurer, au niveau du récepteur, le temps de propagation du son dans le béton à différentes profondeurs et la variation de l'amplitude du signal acoustique reçu.

L'essai sonore par transparence a pour but de contrôler l'homogénéité du béton d'éléments de fondations profondes (pieux). Le contrôle est réalisé sur des bétons âgés au moins sept jours avant recépage.

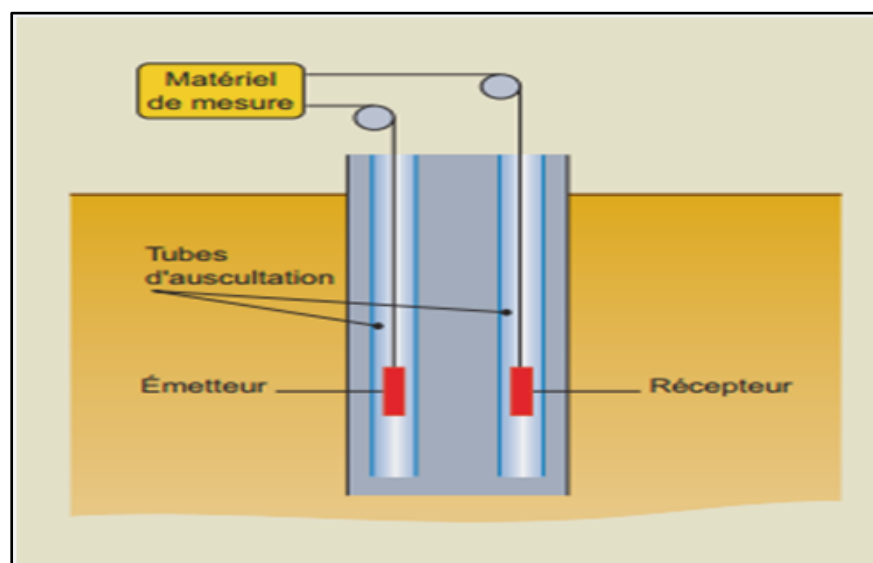


Figure V.2. Principe de fonctionnement de l'essai sonore par transparence [14].

V.3.1.2. Mise en place et disposition des tubes de réservation

Le nombre de tube à prévoir est fonction du diamètre du pieu (figure V.3) :

- $\varphi \leq 600\text{mm}$: 2 tubes diamétralement opposés ;
- $600\text{mm} < \varphi \leq 1200\text{mm}$: 3 tubes ;
- $\varphi > 1200\text{mm}$: 4 tubes au moins, avec un entraxe maximal de 1,5 m.

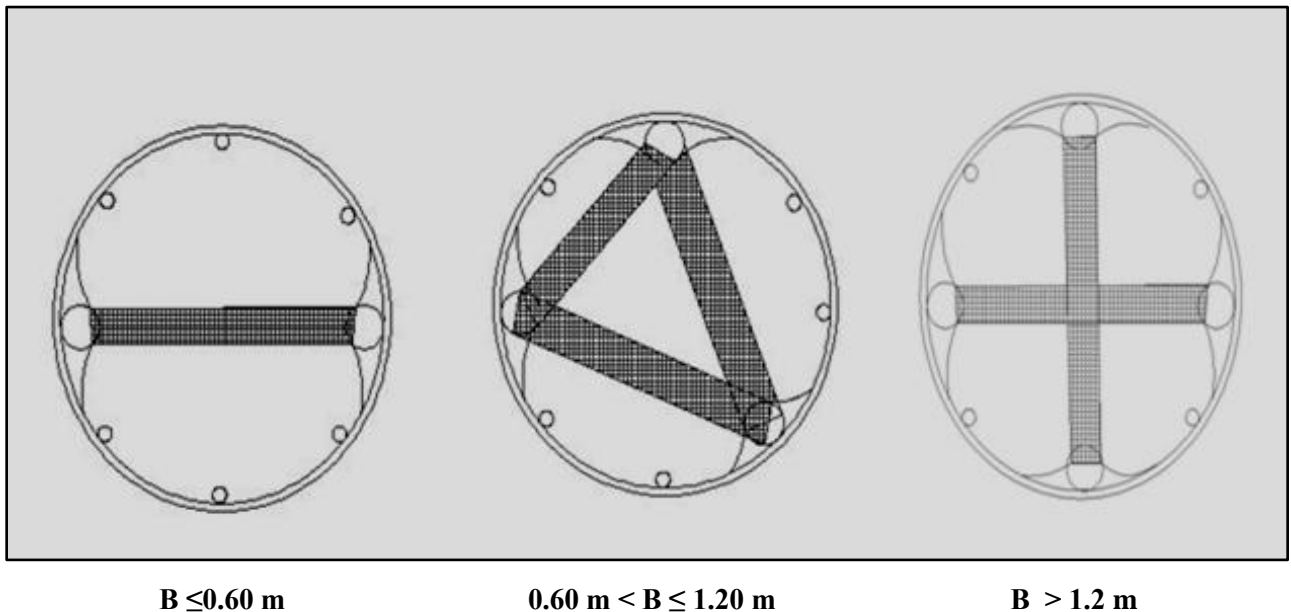


Figure V.3. Disposition des tubes d'auscultation sonique.

V.3.1.3. Equipement de mesure

Le matériel d'auscultation est constitué d'une chaîne de mesure et de treuils permettant le déplacement des sondes dans les tubes de réservations (figure V.4).

Ce matériel possède, à quelques variantes près, les mêmes dispositifs, à savoir :

- une chaîne d'acquisition et de traitement du signal,
- un moyen de visualisation et de stockage des informations,
- un ou plusieurs treuils permettant la descente des sondes dans les tubes de réservation.

Ces appareillages permettent de déterminer le temps de parcours et l'amplitude de l'onde ultrasonore sur toute la hauteur auscultée, et répondent aux exigences de la norme NF P 94-160-1.



Figure V.4. Matériels d'auscultation sonique[14].

Recommandations pour la mise en œuvre :

-Le recépage du pieu n'est jamais exécuté avant les mesures, de manière à éviter la déformation des tubes, ce qui interdirait la descente des sondes.

-pour que les résultats des essais soient significatifs, il est nécessaire que le béton ait un âge minimal de 7 jours.

-les tubes d'auscultation sont parallèles et fixés convenablement sur la cage d'armature.

-la base des tubes est fermée par un bouchon pour éviter la pénétration de boue ou de béton.

-la partie supérieure des tubes dépasse nettement la tête du pieu et est munie d'un bouchon de protection.

-Avant la réalisation des mesures, les tubes sont remplis d'eau propre.

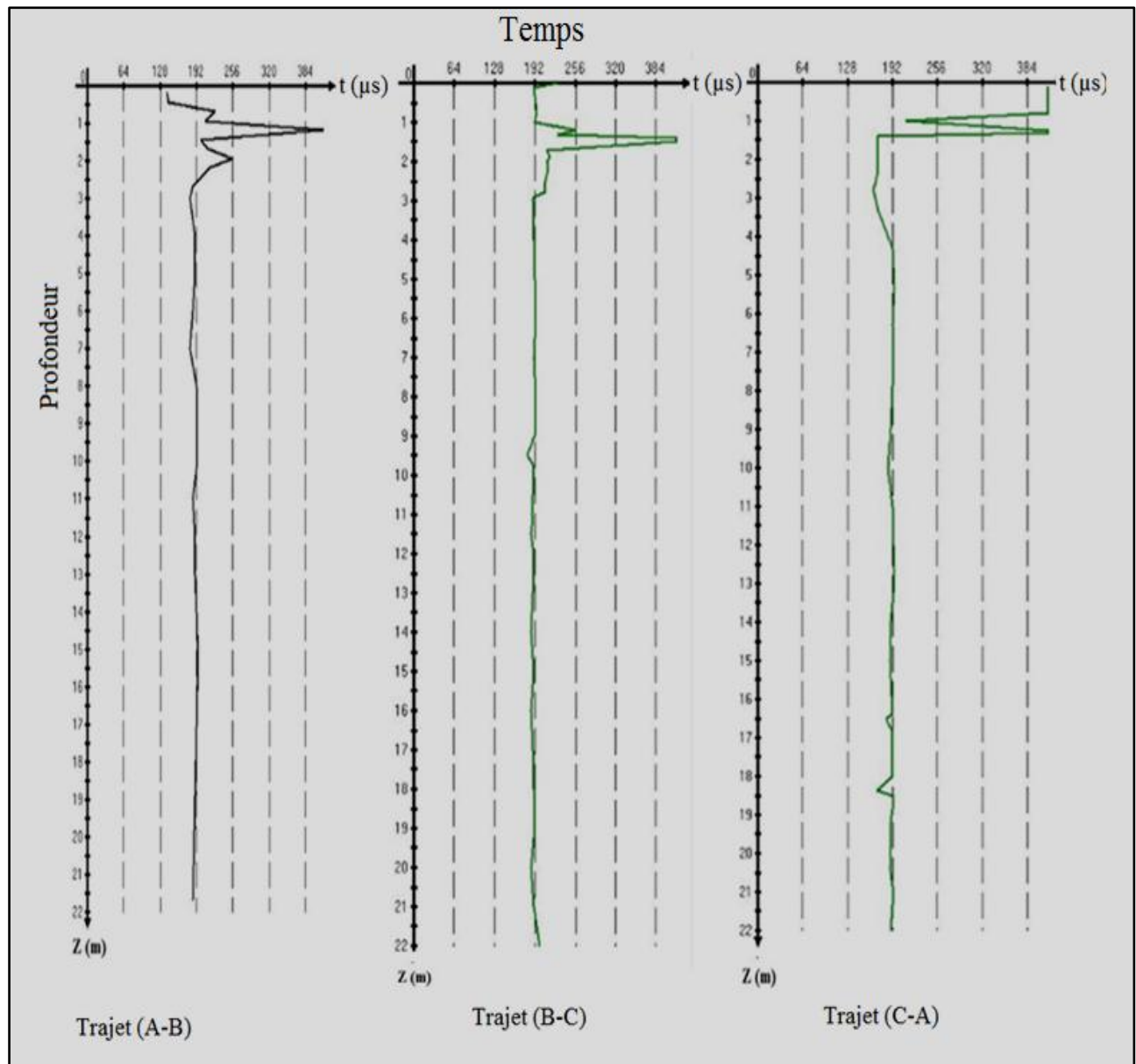
Présentation des résultats :

Figure V.5. Résultat d'auscultation sonore pour le pieu 03 pile 03.

Discussion des résultats :

Les diagrammes de la figure V.5 Trajet (A-B) (B-C) (C-A) montrent un certain nombre d'enregistrements caractéristiques :

- les graphes ne montrent aucune fluctuation, rien à signaler (le béton semble homogène et aucun défaut n'a été détecté).

- l'enregistrement montre une bonne liaison entre le fond et la tête du pieu après recépage.

V.3.2. Essai d'impédances mécanique : norme [NF P 94-160-4]

V.3.2.1. Principe de la méthode

Cette méthodes, dont le principe est donné sur la figure V.6, consiste à étudier le spectre de fréquence de l'admittance (V/F). Elle associe la mesure de la force appliquée au marteau, lors du choc en tête de pieu, à un traitement mathématique du signal réfléchi.

Les pics d'admittance correspondent aux temps d'arrivée de l'onde réfléchie, caractéristiques des singularités éventuelles et du fond de pieu.

L'analyse de la courbe qui représente l'admittance mécanique en fonction de la fréquence d'excitation permet d'obtenir des renseignements sur les différents paramètres suivants :

- longueur et section du pieu ;
- présence de défauts ;
- raideur de la courbe d'ancrage du pieu ;
- qualité moyenne du béton.

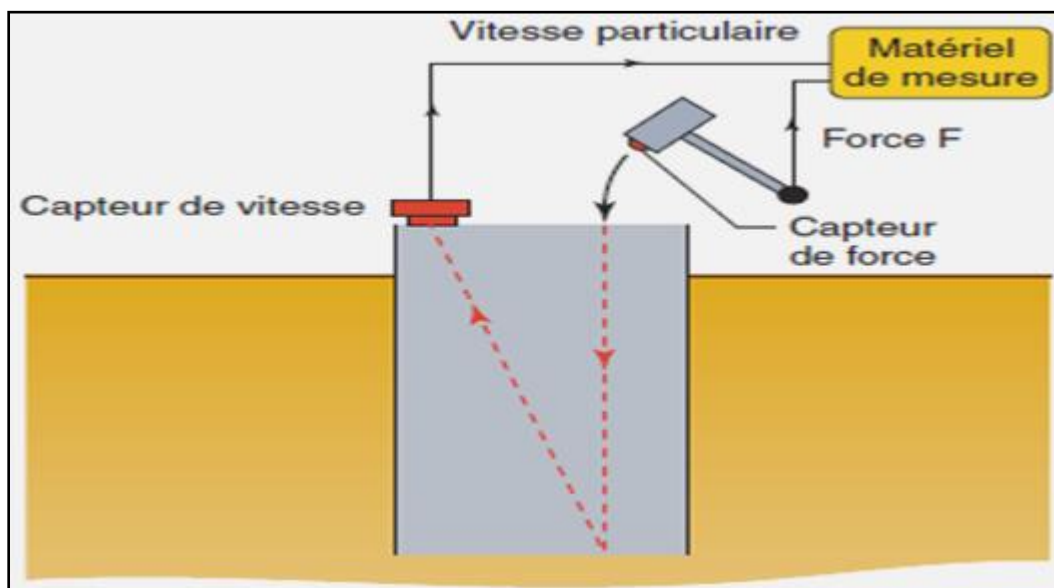


Figure V.6. Principe de fonctionnement de l'essai d'impédance mécanique[10].

Recommandations pour la mise en œuvre :

- La tête du pieu est recouverte d'une chape de mortier de manière à obtenir une surface d'appui lisse et horizontale.
- La méthode de l'impédance mécanique est à déconseiller si l'élancement du pieu est supérieur à 20m ou si le pieu est fiché sur une trop grande hauteur dans des sols entraînant un amortissement important de l'énergie de propagation.
- l'existence d'une excroissance du fut à une certaine profondeur peut rendre impossible la détection d'anomalies graves, par exemple étranglements, situées en dessous de ce niveau.

- L'interprétation de ces mesures implique la connaissance aussi complète que possible des conditions d'exécution du pieu ainsi que de la nature du sol.



Figure V.7. Appareil de mesure[10].

V.3.3. Essai de compression du béton : norme (NF P 18-406)

En général la résistance des matériaux est sa capacité contre les actions des forces externes (les charges, les conditions d'ambiance) étant définie en contrainte maximale quand l'échantillon est détruit.

La propriété principale de béton durci est sa résistance à la compression. Pour pouvoir évaluer la résistance à la compression, on doit avoir la valeur moyenne de trois échantillons au moins, dont les différences entre eux doivent être inférieure à 15%.

V.3.3.1. But de l'essai

L'essai a pour but de déterminer la résistance à la compression du béton

V.3.3.2. Principe de l'essai

L'essai est effectué sur des éprouvettes cubique d'une surface 22500 mm^2 soumise à une charge croissante jusqu'à rupture. La résistance à la compression est le rapport entre la charge de rupture et la section transversale de l'éprouvette

$$F_c = \frac{P}{S}$$

Dans la relation ci-dessus F_c est directement obtenue en MPa si P est exprimée en méga newton (MN) et S en m^2

Tel que :

p : Charge maximal ;

S : Section de l'éprouvette.

V.3.3.4. Equipement de mesure

-Une machine d'essai appelée (presse) de force et de dimension appropriée à l'éprouvette à tester.

-Un moyen pour rectifier les extrémités des éprouvettes (surfaçage au souffre) pour éviter l'excentricité de l'effort P .



Figure V.8. Le matériel utilisé dans l'essai de compression du béton [16].

Présentation des résultats :

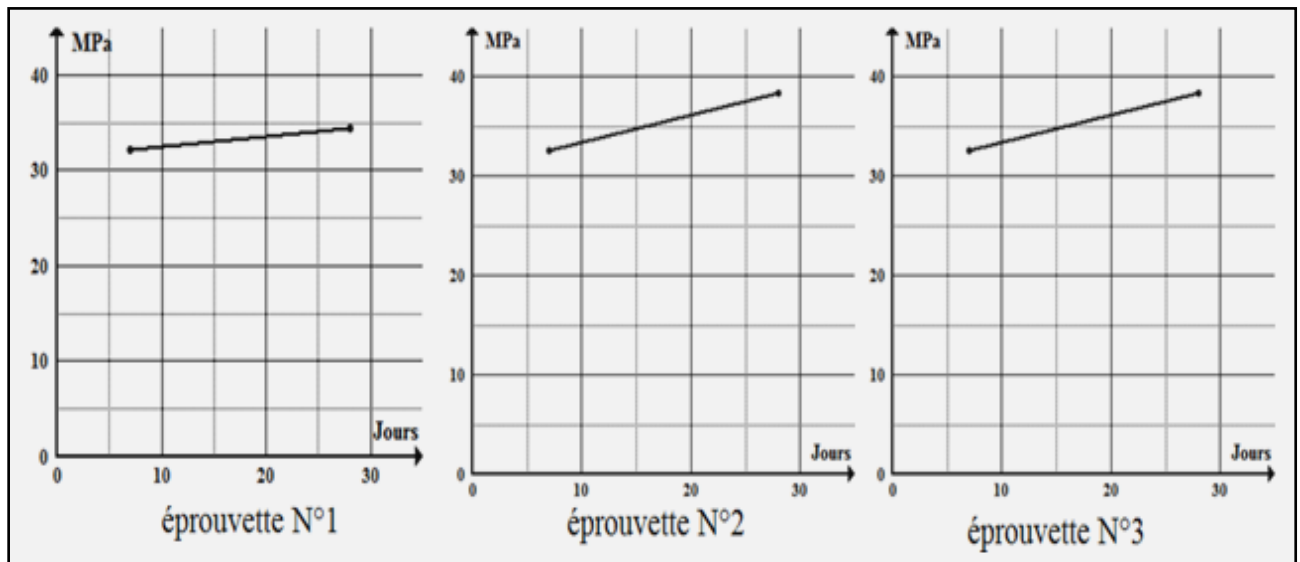


Figure V.9. Résultats de l'essai de compression du béton (pieu 03 de la pile03).

Interprétations des résultats :

On remarque que :

L'ensemble des résultats des essais de compression aux différents âges, montrent une augmentation de résistance entre 7 et 28 jours.

Cette augmentation de résistance correspond au durcissement de béton, même les écarts de différents essais sont négligeables (inférieure a 15 %).

Conclusion

La technique des pieux forés est rendue complexe par l'existence de nombreux procédés qui ne cessent de se développer, et il faut bien connaître les avantages et les inconvénients, pour ne pas dire les limites de ces procédés, car dans ce domaine comme dans celui de la mécanique des sols l'appareil universel n'existe pas.

Les contrôles sont fondamentaux car eux seuls permettent de faire progresser la technique en contribuant à la découverte des causes, à l'étude des remèdes et à la mise au point de telle ou telle amélioration, C'est pourquoi à notre avis les contrôles d'exécution sur les premiers pieux sont particulièrement importants et les incidents qui s'y produisent, lorsqu'ils sont bien étudiés grâce à ces contrôles, sont dès lors pratiquement évités par la suite.

Conclusion Générale

Conclusion générale

Le projet de fin d'étude est une phase importante pour l'étudiant de fin de cycle. L'étude que nous avons élaborée, n'a touché qu'une partie d'un large domaine de construction d'ouvrages d'arts, elle nous a permis de compléter nos connaissances théoriques acquises lors de notre cursus universitaire.

La reconnaissance géotechnique réalisée sur le site destiné à recevoir le projet, a montré que le sol est constitué essentiellement de dépôts d'argiles et marne grisâtre .

Le niveau de la nappe phréatique a été décelé entre 6.40 m et 8.50 m de la côte du terrain naturel.

Les résultats des vérifications et des calculs effectués sur les fondations superficielles ont permis de déduire que les charges transmises par l'ouvrage est inférieure à la contrainte admissible du sol, ainsi que les tassements qui seraient engendrés. Par contre le maître d'ouvrage a exigé l'utilisation des fondations profonde, pour cela on a proposé d'étudier des pieux de 1.2m de diamètre et de 20m de longueur.

Le contrôle de réalisation des fondations profondes qui sont la base très important, qui nécessite l'utilisation de différents matériels ainsi le suivi des différentes étapes de leur réalisation.

En générale, le présent travail nous a permis d'élargir et d'approfondir nos connaissances notamment en ce qui concerne l'étude des fondation d'un ouvrage d'art qui ne peut être établi que par ou avec un ingénieur expérimenté, possédant une solide culture technique dans les domaine de modélisation des structures, des normes et des conception et de calcul et de propriété physique et mécanique des matériaux utilisables dans des conditions économiques acceptables et des méthode d'exécution.

Bibliographie

Références bibliographiques

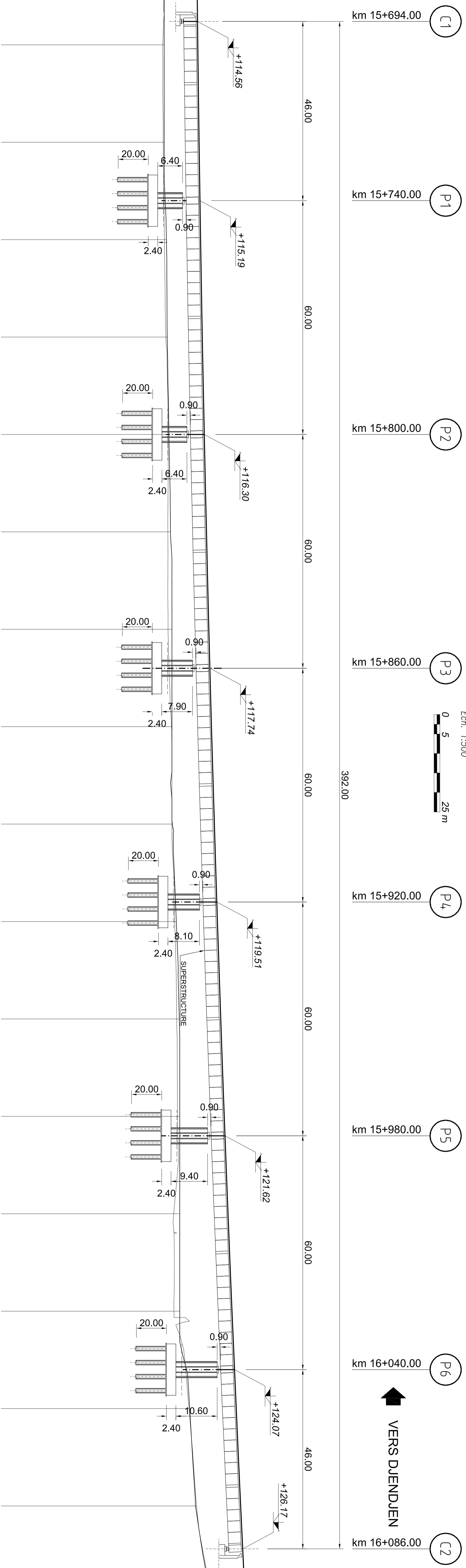
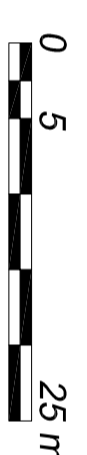
- [1] API(American Petroleum Institute), Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms. Working Stress Design, 20th. 1993, Washington, DC.
- [2] Banerjee P. k. et Davies, T.G., «*The behavior of axially and laterally loaded single piles embedded in non homogeneous soils*», géotechnique, vol. 28, n°3, 1978, p. 309-326.
- [3] Broms, B. 1964a. «*Latéral Résistance of Piles in Cohesive Soils* ». Journal of the Soil Mechanics and Foundations Engineering, ASCE, vol. 90, n° SM2 (mars) p. 27-64.
- [4] CHEIKHIL.S «*Etude comparative entre Méthodes de calcul des pieux: Application à l'échangeur de la Patte d'Oie*» école supérieure polytechnique centre de TRIES (DAKAR) Juillet 2007.
- [5] D.N.V. (Det Norske Veritas). «*Rules of the design construction and inspection of offshore structures*». Appendix Foundations, 54 pages. 1992.
- [6] Frank R., «*Calcul des fondations superficielles et profondes*», Editions Techniques de l'Ingénieur et Presse des Ponts et Chaussées, 1999.
- [7] Frank R., «*calcul de fondations superficielles et profondes*», Editions techniques de l'ingénieur, 2003.
- [8] Georgiadis M., Anagnostopoulos C., Et Saflekou, S., «*Centrifugal testing of laterally loaded piles*», Canadian Geotechnical Journal, N°29, 1992, p.208-216.
- [9] Hadjadj T., «*Analyse du comportement de pieux sous chargements horizontaux*», Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1993.
- [10] http://www.academia.edu/4319127/CALCUL_DE_LA_CAPACITE_PORTANTE_DES_FONDATIONS : Consulté le 14/10/2016 à 18:16.
- [11] <http://www.beep.ird.fr/collect/thies/index/assoc/HASH4497.dir/pfe.gc.0481.pdf> : Consulté le 14/10/2016 à 18:45.
- [12] http://www.cours-genie-civil.com/wp-content/uploads/cours_fondations_profondes1_procedes-generaux-de-construction.pdf : Consulté le 15/10/2016 à 09:25.
- [13] <http://www.cstc.be/homepage/index.cfm?cat=publications&sub=bbri-contact&pag=Contact35&art=533>: Consulté le 05/01/2016 à 21.32.
- [14] <https://www.google.dz/search?q=force+portante+d'un+pieu&biw> : Consulté le 14/10/2016 à 18:20.
- [15] <http://www.gramme.be/unite9/pmwikiOLD/pmwiki.php?n=BETON0607.Generalites> Caracteristiques Des Ponts En Beton : 10 mai 1995, Consulté le 05/01/2016 à 22:20.
- [16] <http://www.groupe-cebtp.com/produit/sc-xt2000/> : 10 mai 1995, Consulté le 05/01/2016 à 22:25.
- [17] <http://www.lerm.fr/caracterisation-beton-frais-et-durci-controle-materiaux-lerm.html>: Consulté le 06/01/2016 à 00:12.
- [18] <http://www.techniques-ingenieur.fr/base-documentaire/construction-et-travaux-publics-th3.html> : Consulté le 15/10/2016 à 15:12.

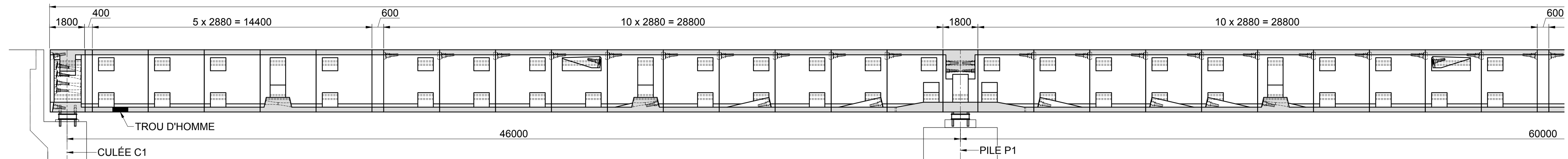
Bibliographie

- [19] <http://www.techniques-ingenieur.fr/> Frank R., Fondations profondes - Pieu isolé sous charges latérales Réfé-rence C248, Date de publication :10 mai 1995, Consulté le 05/01/2016 à 23:20.
- [20] <http://www.ummt0.dz/IMG/memoire-6.pdf> : Consulté le 15/10/2016 à 08:50.
- [21] Kouda M., Okamoto M., Takemoura J., Kusakabe O, et Kimura T., «*Direct measurement of p-y relationships of piles in sand*», Centrifuge 98, Vol.1, 1998, p.551-556.
- [22] LI YAN et Byrne P.M., «*Lateral pile response to monotonic head loading*», Canadian Geotechnical Journal, N°29, 1992, p.955-970.
- [23] Matlock H., et Reese L., «*Generalized solutions for laterally loaded piles*», Report to the University of Texas, P 52, 1960, Texas.
- [24] Menard L., Bourdon G., et Gambin M., «*Méthode générale de calcul d'un rideau ou d'un pieu sollicité latéralement en fonction des résultats pressiométriques*»,Sols-Soils, Vol.VI, N°22-23, 1969, p.16-29.
- [25] Mestat P, et Prat M, Ouvrages en interaction. «*AFPC-Emploi des éléments finis en génie civil*», HERMES science publication, p.934, 1999.
- [26] Mezazigh S., «*Etude expérimentale de pieux chargés latéralement: proximité d'un talus et effet de groupe*», Thèse de doctorat, Ecole centrale de nantes, 1995.
- [27] PHILIPPONNAT. G & HURBERT.B, «*Fondations et Ouvrages en Terre*», préface de André ISNARD, sixième tirage 2007.
- [28] P.H.R.I. (Port and Harbour Research Institute), Technical standards for port and harbor facilities. Bureau of Ports and Harbors, Port and Harbour Research Institute, Ministry of Transport, 317 pages, 1980, Japan .
- [29] Poulos H. G., «*Behavior of laterally loaded piles: I-Single piles*». Journal of geotechnical engineering, A S C E, Vol. 97, n° SM5, 1971, p. 711-731.
- [30] Poulos H. G., «*Behavior of laterally loaded piles: II-Single piles*». Journal of geotechnical engineering, A S C E, Vol. 101, n° SM5, 1971, p. 733 -751.
- [31] Poulos, H. G., et Davis E. H., «*Pile foundation analysis and design*», New York, Wiley, 1980.
- [32] Prakash, Shamsheer, et Hari D. Sharma. 1990. «*Pile foundations in engineering practice*». New York ; Chichester: Wiley, 1990, 734 p.
- [33] Reese L.C., Cox W.R., et Koop F.D. «*Analysis of laterally loaded piles in sand* ». InProceedings of 6th Annual Offshore Technology Conference 2 OTC2080, Houston, Texas, 1974, p. 473- 485.
- [34] Remaud D., «*Pieux sous charges latérales étude expérimentale de l'effet de groupe*», Thèse de doctorat, Ecole centrale de nantes, 1999.
- [35] Terzaghi K., «*Evaluation of coefficients of sub-grade reaction* », géotechnique, I C E, ,n° 5, 1955, London, p. 297-326.
- [36] Verruijt A., «*Soil mechanics delft*»,. University of Technology, 2001, 2006.

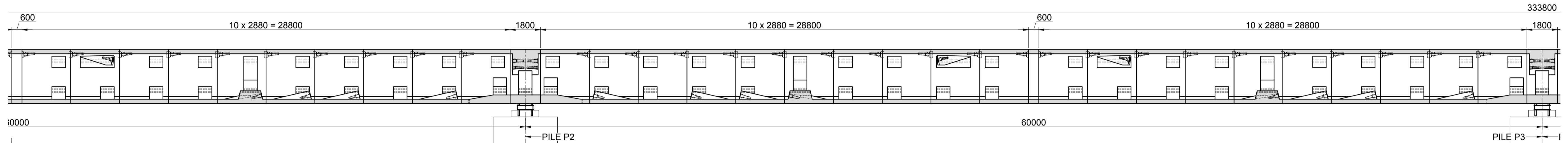
COUPE LONGITUDINALE PILES ET CULEE

Ech. 1:500

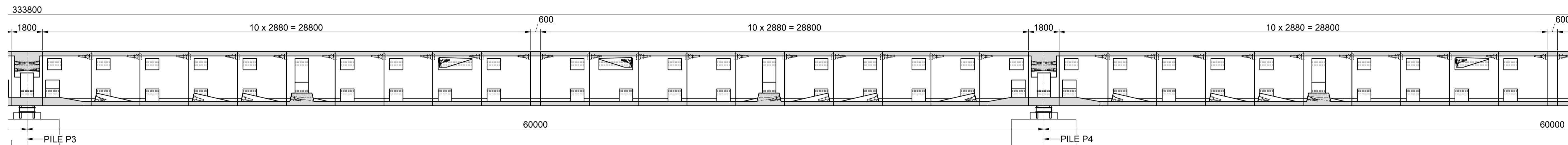




N° VOUSOIR	VSC	VR01A	VR02A	VR03A	VR04A	VR05A	VR10D	VR09D	VR08D	VR07D	VR06D	VR05D	VR04D	VR03D	VR02D	VR01D	VSP	V01A	V02A	V03A	V04A	V05A	V06A	V07A	V08A	V09A	V10A		
ANCHORAGES SUPÉRIEUR		PTS	PTS	PTS	--	PTS	PTS	PTS	PTS	BS	--	PTS	PTS	PTS	PTS	PTS		PTS	PTS	PTS	PTS	PTS	--	PTS	PTS	BS	PTS		
ANCHORAGES INFÉRIEUR		PTI	PTI	PTI	--	PTI	PTI	PTI	PTI	PTI	--	PTI	BI	PTI	BI	--		--	BI	PTI	BI	BI	--	PTI	PTI	PTI	PTI		
TRACÉ DE CÂBLES	CÂBLES DE PRÉCONTRAINTÉ COTÉ CULÉE																CÂBLES DE PRÉCONTRAINTÉ TRAVÉE TYPE												



N° VOUSOIR	V10D	V09D	V08D	V07D	V06D	V05D	V04D	V03D	V02D	V01D	VSP	V01A	V02A	V03A	V04A	V05A	V06A	V07A	V08A	V09A	V10A	V10D	V09D	V08D	V07D	V06D	V05D	V04D	V03D	V02D	V01D	VSP
ANCHORAGES SUPÉRIEUR	PTS	BS	PTS	PTS	--	PTS	PTS	PTS	PTS	PTS		PTS	PTS	PTS	PTS	PTS	--	PTS	PTS	BS	PTS	PTS	BS	PTS	PTS	--	PTS	PTS	PTS	PTS	PTS	
ANCHORAGES INFÉRIEUR	PTI	PTI	PTI	PTI	--	BI	BI	PTI	BI	--		--	BI	PTI	BI	BI	--	PTI	PTI	PTI	PTI	PTI	PTI	PTI	PTI	--	BI	BI	PTI	BI	--	
TRACÉ DE CÂBLES	CÂBLES DE PRÉCONTRAINTÉ TRAVÉE TYPE										CÂBLES DE PRÉCONTRAINTÉ TRAVÉE TYPE										CÂBLES DE PRÉCONTRAINTÉ TRAVÉE TYPE											



N° VOUSOIR	VSP	V01A	V02A	V03A	V04A	V05A	V06A	V07A	V08A	V09A	V10A	V10D	V09D	V08D	V07D	V06D	V05D	V04D	V03D	V02D	V01D	VSP	V01A	V02A	V03A	V04A	V05A	V06A	V07A	V08A	V09A	V10A
ANCHORAGES SUPÉRIEUR		PTS	PTS	PTS	PTS	PTS	--	PTS	PTS	BS	PTS	PTS	BS	PTS	PTS	--	PTS	PTS	PTS	PTS	PTS		PTS	PTS	PTS	PTS	PTS	--	PTS	PTS	BS	PTS
ANCHORAGES INFÉRIEUR		--	BI	PTI	BI	BI	--	PTI	PTI	PTI	PTI	PTI	PTI	PTI	PTI	--	BI	BI	PTI	BI	--		--	BI	PTI	BI	BI	--	PTI	PTI	PTI	PTI
TRACÉ DE CÂBLES	CÂBLES DE PRÉCONTRAINTÉ TRAVÉE TYPE										CÂBLES DE PRÉCONTRAINTÉ TRAVÉE TYPE										CÂBLES DE PRÉCONTRAINTÉ TRAVÉE TYPE											

NOTES

1. Les dimensions sont en millimètres, sauf indication contraire
2. VSP= VOUSOIR SUR PILE
3. VSC= VOUSOIR SUR CULÉE
4. VnnA= VOUSOIR COURANT Vnn AVANT LE PILE
5. VnnD= VOUSOIR COURANT Vnn DERRIERE LE PILE
6. PTS= BLISTER SUPERIEUR P.T. TEMPORAIRE
7. PTI= BLISTER INFÉRIEUR P.T. TEMPORAIRE
8. BI= BLISTER P.T. TEMPORAIRE ET ANCHORAGE DE CABLE INFÉRIEURS
9. BS= BLISTER P.T. TEMPORAIRE ET ANCHORAGE DE CABLE SUPERIEURS

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
 République Algérienne Démocratique et Populaire
 وزارة الأشغال العمومية
 Ministère des Travaux Publics
 الوكالة الوطنية للتحرك السريع للسيارات

COCONTRACTANT : Groupement D'Entreprise

BUREAU D'ETUDES

 RIZZANI DE ECCHER

CONTROLE EXTERNE

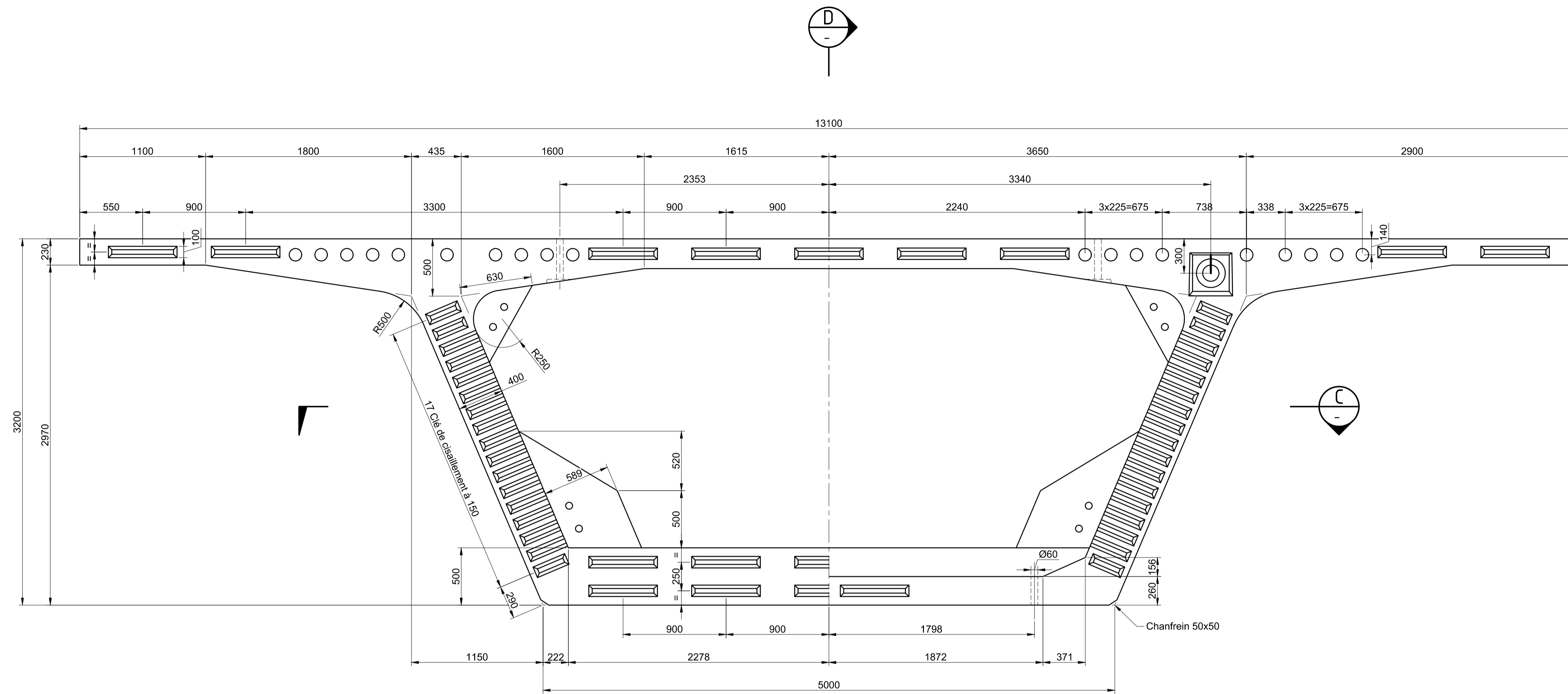
 SOCOTEC

BCS

 egis International

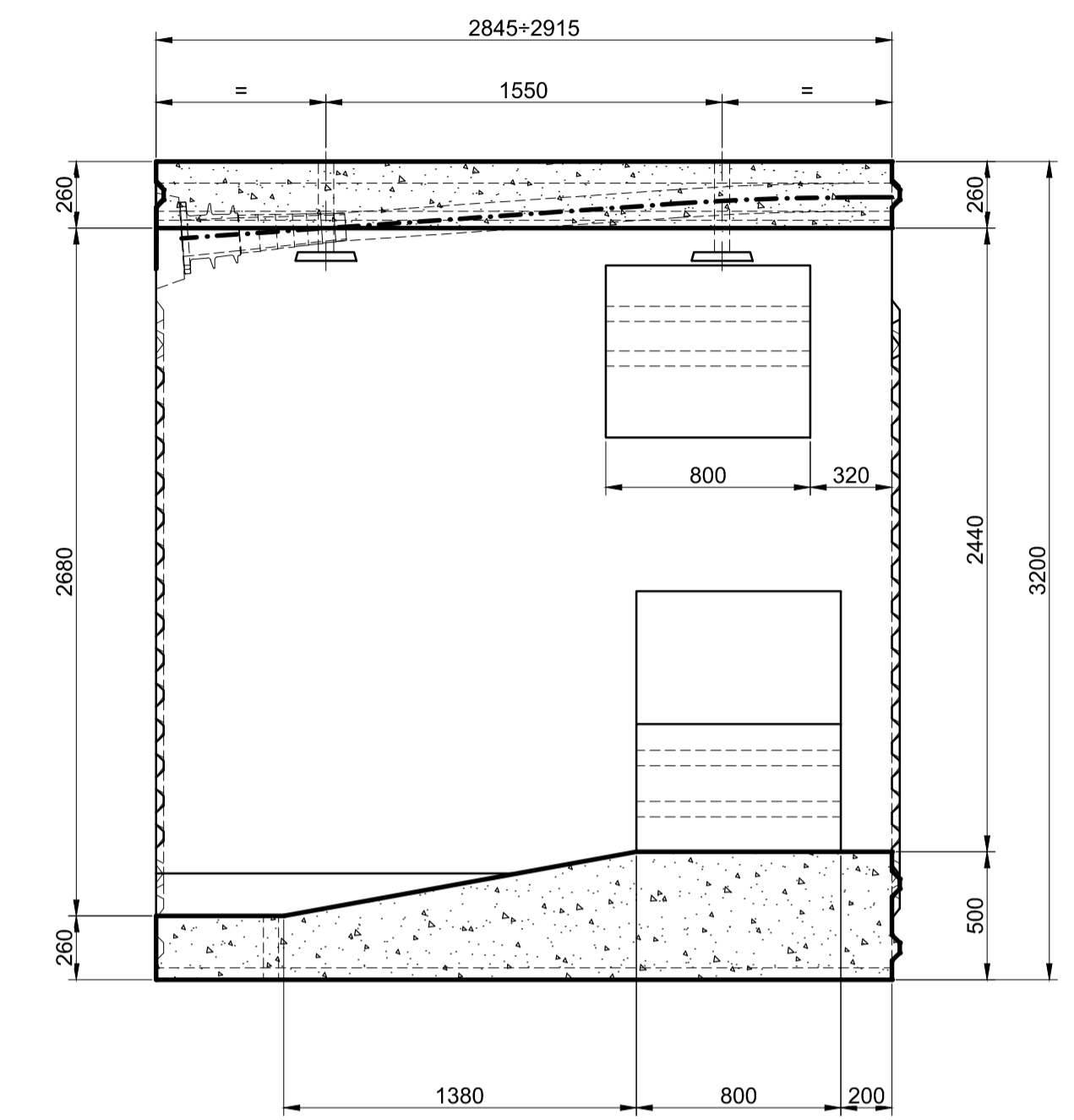
PROJET
 REALISATION DE LA LIAISON AUTOROUTIERE RELIANT
 LE PORT DE DJEN DJEN A L'AUTOROUTE EST-OUEST
 AU NIVEAU D'EL EULMA SUR 110 KM

PROJET D'EXECUTION
 TITRE : VIADUC V-015.7
 VOUSOIR PRÉFABRIQUÉ
 SCHÉMA DE MONTAGE VOUSOIR
 1ère édition 02.07.2015 ECHELLE 1:75 FORMAT A1 FICHER E:\V0PST\A.00.04.PA.021.00.Aa_SCHEMA DE MONTAGE VOUSOIR.PAST (dwg)
 STATUS PRE
 E:\V0PST\A.00.04.PA.021.00.Aa\ 01 / 02

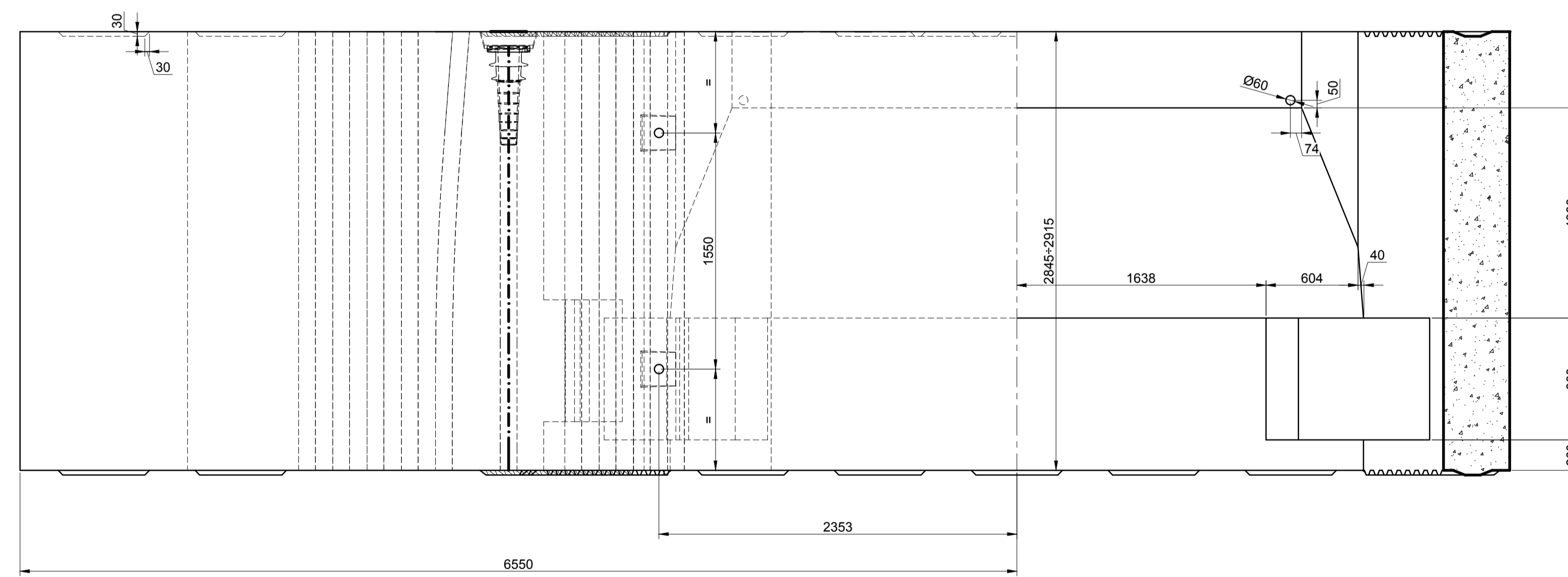


1/2 VUE A
Echelle 1:25

1/2 VUE B
Echelle 1:25



COUPE D
Echelle 1:25



1/2 VUE EN PLAN
Echelle 1:25

1/2 COUPE C
Echelle 1:25

NOTES

1. Les dimensions sont en millimètres, sauf indication contraire

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
 République Algérienne Démocratique et Populaire
 وزارة الأشغال العمومية
 Ministère des Travaux Publics
 الوكالة الوطنية للتحريك السريع للسيارات

COCONTRACTANT: Groupement D'Entreprise
RIZZANI DE ECCHER

SAPTA

BUREAU D'ETUDES
RIZZANI DE ECCHER

CONTROLE EXTERNE

SOCOTEC

BCS

egis International

PROJET
REALISATION DE LA LIAISON AUTOROUTIERE RELIANT LE PORT DE DJEN DJEN A L'AUTOROUTE EST-OUEST AU NIVEAU D'EL EULMA SUR 110 KM

PROJET D'EXECUTION									
TITRE: VIADUC V-015.7									
VOUSSOIR PRÉFABRIQUÉ									
VOUSSOIR COURANT 'V01' - COFFRAGES									
1ère édition	02.07.2015	ECHELLE	1:25	FORMAT	A1	FICHER	E:\V0\POSTA.00.04.PA.024.00.Aa_VOUSSOIR COURANT V01.dwg	STATUS	PRE
E\V0\POSTA.00.04		PA.024.00.Aa		PAG. 01					
PHASE	ORIGINE	ACTIVITE	OUVRAGE	TYPE	N° DOCUMENT	ANNEXE	INDEX	EVOL.	