

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE

جامعة سعد دحلب البلدية

UNIVERSITE SAAD DAHLEB-BLIDA

كلية التكنولوجيا

Faculté de technologie

قسم الهندسة المدنية

Département de génie civil

مذكرة نهاية التخرج

MEMOIRE DE MASTER EN GENIE CIVIL

Spécialité : géotechnique

**ETUDE D'UN PONT D'AMENAGEMENT DE LA LIAISON DE
L'AUTOROUTE EST-OUEST AU POLE UNIVERSITAIRE
D'EL-AFFROUN-BLIDA**

Présenté par :

Nesrine TOUAT

Devant le jury composé de :

AMAR BOUZID Dj

SEBAI.S

Ilhem TOUMI

U. Saad Dahleb-Blida

U. Saad Dahleb-Blida

U. Saad Dahleb-Blida

Président

Examineur

Promotrice

Blida, Juillet 2023

ملخص :

الجسر هو عمل فني رئيسي، يتطلب تحقيقه دراسات شاملة ودقة معينة. ويتمثل دورها الرئيسي في ضمان عبور العقبات الطبيعية (الخروقات، والمجاري المائية، واختلاف التسوية) أو العقبات الاصطناعية (الطرق، السكك الحديدية...) وبالتالي حل العديد من المشاكل، وهذا هو السبب في أن المهندسين لا يتوقفون عن الابتكار في هذا المجال

محتوى أطروحة الماستر هذه يتعلق بإجراء دراسة جسر كاملة تقع بين (PK 6 + 180.10 و PK 6 + 047.10) ولاية العفرون - البلدية، بالنظر إلى أهمية العمل اقترحنا أسساً عميقة على شكل خوازيق مع التحقق من جميع الظروف، مع الحرص على عدم إهمال أي خطوة من خطوات نزول الأحمال، لحساب الضغوط المطبقة من خلال الأحمال (الوزن الخاص) والتشغيل الزائد (بسبب حركة المرور على الطرق) وأخيراً التصميم، سيتم الحساب وفقاً لخطة العمل الإقليمية لعام 2008 والقسم 62 العنوان 5 و 2 طوال العمل

الكلمات الرئيسية: الجيوتقني، الجسر، الحجم، الأساس العميق

Résumé :

Le pont est un ouvrage d'art de grande importance, dont la réalisation demande des études approfondies et une certaine précision. Son rôle principal est d'assurer le franchissement d'obstacles naturels (brèche, cours d'eau, différence de nivellement) ou artificiels (route, voie ferrée ...) réglant ainsi de nombreux problèmes, c'est la raison pour laquelle les ingénieurs ne cessent d'innover dans ce domaine.

le contenu de ce présent mémoire de master porte sur la réalisation d'une étude complète de pont situé entre le PK6+047.10 et le PK6+180.10 el-affroun wilaya de Blida, Vu l'importance de l'ouvrage Nous avons proposé des fondations profondes sur pieux avec vérification de toutes les conditions , en prenant soin de ne négliger aucune étape de la descente de charges , au calcul des contraintes appliquées en passant par les charges (poids propre) et surcharges d'exploitation (dues au trafic routier) et enfin le dimensionnement, le calcul se fera suivant le RPOA 2008 et le fascicule n° 62 titre 5 et 2 tout au long du travail réalisé.

Mots clés : géotechnique, pont, dimensionnement, fondation profonde.

Abstract:

The bridge is a major work of art, the realization of which requires thorough studies and a certain precision. Its main role is to ensure the crossing of natural obstacles (breaches, watercourses, difference of leveling) or artificial obstacles (road, railway...) thus solving many problems, this is the reason why engineers do not stop innovating in this field.

The content of This master's thesis concerns the realization of a complete bridge study located between the PK 6+047.10 and the PK 6+180.10 El-Affroun wilaya of Blida, given the importance of the work we proposed deep foundations on piles with verification of all conditions, taking care not to neglect any step of the descent of loads, to the calculation of the applied stresses through the loads (own weight) and operating overload (due to road traffic) and finally the design, the calculation will be according to RPOA 2008 and Section 62 Title 5 and 2 throughout the work.

Keywords: geotechnical, bridge, sizing, deep foundation

Remerciements

Avant tout, Merci à dieu de nous avoir donné le courage et la patience d'aller jusqu'au bout et de terminer ce travail. Merci ALLAH de nous avoir guidé.

*A notre promotrice madame « **I.Toumi** »*

Nous nous sommes très reconnaissants d'avoir accepté de diriger notre mémoire. Nous vous remercions pour votre enseignement, votre disponibilité et votre implication tout au long de la réalisation de ce mémoire. Veuillez trouver dans ce travail l'expression de nos sentiments reconnaissants et de notre plus profonde gratitude.

Nous remercions aussi aux membres de jury qui ont accepté de juger ce travail.

Nous remercions du fond du cœur, tous les enseignants au sein de notre département de génie civil qui ont contribué à notre formation.

Nous remercions nos chers parents de nous avoir aidé pour arriver au terme de ce travail qui est le fruit de plusieurs années d'études.

Nous remercions tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.

Dédicace

Je dédie ce travail

*À celle qui m'a fait venir au monde, à la plus courageuse, la combattante et la plus forte qui m'a protégée de toutes ses forces et qui m'a aimée de toutes son cœur, ma très chère mère
« **Zohra** »*

*Au guide de ma vie, celui qui a répondu de la lumière sur mon chemin, celui qui s'est donné tant de mal pour me voir arriver là, à toi chère père « **Brahim** »*

*À très chères et charmantes sœurs « **Zineb, Asma et Khadidja** »*

*À mes neveux « **Redouene, Hichem, Ilyes** »*

*À ma nièce « **Farah** »*

À toute ma famille sans exception.

*À mes chères amies **Soraya, Romaiissa, Radia, Rim et Hayet** au nom de l'amitié qui nous réunit et de nos souvenirs inoubliables.*

Et en fin à tous les personnes ayant contribué à l'élaboration de ce travail, ou même par un sourire

Liste des figures

Figure 1.1 : Différentes parties d'un pont.....	23
Figure 1.2 : Section transversale d'un pont à poutre.....	24
Figure 1.3 : Les ponts dalles.....	25
Figure 1.4 : Pont à caisson ou voussoir.....	25
Figure 1.5 : Pont en arc.....	26
Figure 1.6 : Pont à câbles.....	26
Figure 1.7 : Les éléments constitutifs d'un pont.....	27
Figure 1.8 : La coupe transversale du tablier.....	27
Figure 1.9 : la fonction de la culée.....	28
Figure 1.10 : Les différents types de pile.....	29
Figure 1.11 : La superstructure d'un pont.....	29
Figure 1.12 : Les avantages et les inconvénients du béton précontraint.....	31
Figure 1.13 : différents types de fondation superficielle.....	33
Figure 1.14 : Exemple de fondation sur pieux.....	34.
Figure 1.15 : les parties principales d'un pieu.....	34
Figure 1.16 : Classification des pieux.....	36
Figure 1.17 : Les types des pieux suivant la mise en place dans le sol.....	37
Figure 1.18 : Schéma d'un pieu refoulant le sol à la mise en place dans un milieu cohérent.	37
Figure 1.19 : Technique d'exécution des pieux battus.....	38
Figure 1.20 : Profilés métallique battus.....	39
Figure 1.21 : Schéma d'un pieu ne refoulant pas le sol à la mise en place.....	39
Figure 1.22 : Principe de réalisation d'un pieu foré en béton armé.....	40
Figure 1.23 : Pieu foré à la boue.....	40
Figure 1.24 : Technique de réalisation des pieux forés tubés.....	41
Figure 1.25 : Schéma d'un micro pieu de type 4.....	41
Figure 1.26 : Outils de forage adapté pour différents horizons-foré simple.....	42
Figure 1.27 : Outils de forage à la boue.....	42
Figure 1.28 : Illustration d'une foreuse-foré simple.....	43
Figure 1.29 : Outils de forage à tarière creuse.....	43
Figure 1.30 : Schéma d'équilibre du pieu sous une force verticale.....	45

Figure 2.1 : Vue par satellite (Google earth).....	48
Figure 2.2 : Vue en plan de l'ouvrage.....	49
Figure 2.3 : profil en long de l'ouvrage.....	50
Figure 2.4 : Coupe transversale de l'ouvrage.....	51
Figure 2.5 : Situation du projet sur la carte de zonage sismique du territoire national.....	52
Figure 2.6 : Schéma d'implantation des points de reconnaissance géotechnique.....	54
Figure 2.7 : Coupe lithologique du sol	62
Figure 3.1 : Coupe transversale d'une poutre.....	63
Figure 3.2 : Dimensionnement des poutres médiane et d'about.....	67
Figure 3.3 : Tablier (poutres + dalle).....	69
Figure 3.4 : Complément des charges permanentes.....	69
Figure 3.5 : La section de la corniche.....	70
Figure 3.6 : Surcharges routières.....	72
Figure 3.7 : Vue longitudinale du système B_c	76
Figure 3.8 : Vue en plan du système B_c	76
Figure 3.9 : Vue transversale du système B_c	76
Figure 3.10 : Le système B_t	79
Figure 3.11 : Dimensions de système B_r	80
Figure 3.12 : Système Mc_{120}	81
Figure 3.13 : Charges exceptionnelles D_{240}	82
Figure 3.14 : Schéma explicatif des lignes d'influences.....	85
Figure 3.15 : Schéma statique d'un pont sous la charge permanente G.....	85
Figure 3.16 : La travée sous la charge $A(L)$	86
Figure 3.17 : La travée sous la charge S_t	87
Figure 3.18 : La travée sous la surcharge B_c	88
Figure 3.19 : Deux travées sous la charge B_c	89
Figure 3.20 : La travée sous la surcharge B_t	90
Figure 3.21 : Deux travées sous la charge.....	91
Figure 3.22 : La travée sous la surcharge Mc_{120}	92
Figure 3.23 : Deux travées sous la charge Mc_{120}	92
Figure 3.24 : La travée sous la surcharge D_{240}	93
Figure 3.25 : Deux travées sous la charge D_{240}	94
Figure 3.26 : deux travées sous la charge D_{240}	94

Figure 4.1 : Les éléments d'appuis.....	98
Figure 4.2 : Coupe transversale de la pile.....	102
Figure 4.3 : Les éléments composants de la culée.....	104
Figure 4.4 : Les dimensions de mur en retour.....	105
Figure 4.5 : Dimensions du corbeau.....	106
Figure 4.6 : Poussé des terres sur mur frontal, mur garde grève et semelle.....	111
Figure 4.7 : Poussée des terres dues aux surcharges de remblais.....	113
Figure 4.8 : Moment stabilisant et moment renversant.....	114
Figure 5.1 : Schéma de calcul de la pression limite équivalente	121
Figure 5.2 : Contrainte de frottement latéral limite q_s en fonction de Pl	122
Figure 5.3 : Coupe lithologique (pile 01, culée 01).....	124
Figure 5.4 : Coupe lithologique de la pile 02.....	128
Figure 5.5 : Coupe lithologique de la pile 03.....	131
Figure 5.6 : Coupe lithologique de la culée 02.....	134
Figure 5.7 : Disposition des pieux de la semelle.....	139

Liste des tableaux

Tableau 1.1 : Classification et type des pieux	35
Tableau 2.1 : Classification des ponts selon le RPOA 2008.....	52
Tableau 2.2 : Coefficient d'accélération de zone «A» selon le RPOA.....	53
Tableau 2.3 : Résultats du sondage pressiométrique PMT01	55
Tableau 2.4 : Résultats du sondage pressiométrique PMT02.....	56
Tableau 2.5 : Résultats du sondage pressiométrique PMT03.....	56
Tableau 2.6 : Résultats des essais SPT.....	57
Tableau 2.7 : Les caractéristiques physique.....	58
Tableau 2.8 : Résultats des essais de cisaillement.....	58
Tableau 2.9 : Représentation des résultats de classification du sol.....	59
Tableau 2.10 : Résultats de l'homogénéisation.....	60
Tableau 2.11 : Représentation des résultats de classification du sol.....	61
Tableau 2.12 : Résultats de l'étude d'homogénéisation du sol.....	61
Tableau 3.1 : Les résultats de charges (CP, CCP) et surcharges	72
Tableau 3.2 : Classification des ponts selon le fascicule 61 titre II.....	73
Tableau 3.3 : Les valeurs du coefficient a_1	74
Tableau 3.4 : Récapitulatif des réactions et des moments de la charge A(l).....	75
Tableau 3.5 : Coefficient B_c	77
Tableau 3.6 : Valeurs de δ_{bc}	78
Tableau 3.7 : Les valeurs des charges par essieu et par voie.....	78
Tableau 3.8 : Les valeurs de b_t en fonction des voies chargées.....	79
Tableau 3.9 : Les valeurs des charges par essieu et par voie.....	80
Tableau 3.10 : La valeur de la charge B_r	81
Tableau 3.11 :Résultats de surcharge M_c 120.....	82
Tableau 3.12 : valeur de l'effort de freinage du système de chargement A(l).....	84
Tableau 3.13 : Résultats des réactions max sollicitant les deux (02) culées.....	95
Tableau 3.14 : Les combinaisons des charges.....	96
Tableau 3.15 : Les combinaisons max des réactions sous la culée et la pile.....	96
Tableau 3.16 : Les Réactions d'appuis max sous la culée et la pile.....	97

Tableau 4.1 : Les composantes du séisme et moment à la base de la pile.....	103
Tableau 4.2 : Résultats des efforts et moment agissant sur la pile.....	103
Tableau 4.3 : Valeurs de paramètre K_{Ay}^E	110
Tableau 4.4 : Efforts de poussée des terres pour différentes conditions (normale et sismique)	112
Tableau 4.5 : Valeurs des poussées des terres dues aux surcharges de remblais.....	113
Tableau 4.6 : Valeurs sollicitations dues aux charges permanentes.....	114
Tableau 4.7 : Valeurs sollicitations dues aux poussées des terres.....	116
Tableau 4.8 : Valeurs des sollicitations dues aux surcharges des remblais.....	116
Tableau 4.9 : Résultats des sollicitations sur la culée.....	117
Tableau 4.10 : Vérification de renversement.	117
Tableau 4.11 : Vérification au glissement.....	118
Tableau 5.1 : Classification des sols selon leurs propriétés mécaniques	120
Tableau 5.2 Schéma de calcul de la pression limite équivalente	121
Tableau 5.3 : Courbes de frottement latéral limite q_s	123
Tableau 5.4 : Pression limite nette pour l'essai PMT01.....	125
Tableau 5.5 : Calcul de la capacité portante d'un pieu isolé de culée 01, pile 01.....	127
Tableau 5.6 : Pression limite nette pour l'essai PMT02.....	128
Tableau 5.7 : Calcul de la capacité portante d'un pieu isolé de la pile 02.....	130
Tableau 5.8 : Pression limite nette pour l'essai PMT03.....	132
Tableau 5.9 : Calcul de la capacité portante d'un pieu isolé de culée 03.....	133
Tableau 5.10 : Récapitulatif des résultats par l'essai PMT	134
Tableau 5.11 : Calcul de la capacité portante d'un pieu isolé de culée 02.....	136
Tableau 5.12 : Récapitulatif des résultats par l'essai PMT	137
Tableau 5.13 : Capacité portante des pieux	138
Tableau 5.14 : Nombre des pieux	138
Tableau 5.15 : Nombre des pieux	140
Tableau 5.16 : : Vérification de l'efficacité du groupe du pieu	141
Tableau 5.17 : : Calcul de tassement du pieu par la méthode empirique	142
Tableau 5.18 : Les valeurs du module pressiométrique E_m a partir de l'essai PMT01.....	144
Tableau 5.19 : Les valeurs du module pressiométrique E_m a partir de l'essai PMT02.....	145
Tableau 5.20 : Les valeurs du module pressiométrique E_m a partir de l'essai PMT03.....	146

Tableau 5.21 : Calcul de tassement en tête du pieu méthode d'élasticité.....	146
---	-----

Table des matières

ملخص

RESUME

ABSTRACT

REMERCIEMENTS

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES SYMBOLES

INTRODUCTION GENERALE21

CHAPITRE 1 : GENERALITES SUR LES PONTS ET LES PIEUX.

1.1. Introduction23

1.2. Généralités sur les ponts..... 23

1.2.1. Introduction.....23

1.2.2. Définition d'un pont23

1.2.3. Classification d'un pont24

1.2.3.1. Suivant la nature de la voie..... 24

1.2.3.2. Suivant le matériau principal dont ils sont constitués.....24

1.2.3.3. Suivant leur fonctionnement mécanique24

1.2.3.4. Suivant la mobilité.....26

1.2.3.5. Suivant la voie considérée..... 27

1.3. Les éléments constitutif d'un pont27

1.3.1. Le tablier.....27

1.3.2. Les appuis28

1.3.2.1. Les culées.....28

1.3.2.2. Les piles.....	29
1.3.3. Les superstructures.....	29
1.3.4. Les fondations.....	30
1.4. Les différents efforts agissant sur les ponts.....	30
1.5. Les ponts en béton précontraint	31
1.5.1. Définition de la précontrainte	31
1.5.2. Méthode de la précontrainte	31
1.5.3. Types de pont en béton précontraint	31
1.5.4. Les avantages et les inconvénients du béton précontraint.....	31
1.6. Méthode de dimensionnement des fondations.....	32
1.6.1. Introduction.....	32
1.6.2. Classification des fondations.....	32
1.6.2.1. Fondation superficielles.....	33
1.6.2.2. Les fondation semi-profondes (puits).....	34
1.6.2.3 Les fondations profondes.....	34
1.7. Les pieux.....	35
1.7.1. Les parties principales d'un pieu.....	35
1.7.2 Classification des pieux	36
1.7.2.1 Classifications suivant les matériaux constitutifs.....	36
1.7.2.2 Classifications suivant le mode d'introduction dans le sol et le mode d'exécution.....	37
1.7.2.2.1 Pieux refoulant le sol à la mise en place.....	38
1.7.2.2.2. Les pieux sans refoulement du sol.....	40
1.7.3. Outils de réalisation de quelques pieux.....	43
1.7.4 Choix du type de pieu.....	44
1.7.5. Détermination du niveau d'assise de la fondation profonde.....	45

1.8. Calcul de la capacité portante d'un pieu.....	45
1.8.1. Généralités.....	45
1.8.2. Capacité portante d'un pieu isolé.....	45
1.8.3. La charge critique Q_c	46
1.8.4. Méthodes de calcul de la capacité portante basés sur des essais in situ.....	47
1.8.4.1. Essai pressiométrique PMT.....	47
1.8.4.2. Essai SPT.....	47
1.8.4.3. Essai pénétrométrique CPT.....	47
1.9. Conclusion.....	47

CHAPITRE 2 : ETUDE ET RECONNAISSANCE DU SOL

2.1. Introduction.....	48
2.2. Description du site et du projet.....	48
2.3. Données fonctionnelles.....	48
2.3.1. Tracé en plan.....	48
2.3.2. Profil en long.....	50
2.3.3. Profil en travers.....	51
2.4. Les données géotechniques.....	52
2.4.1. Données sismologiques.....	52
2.5. Résultats de Reconnaissance géotechnique.....	53
2.5.1. Les essais in-situ.....	53
2.5.1.1. Essais pressiométrique (PMT).....	55
2.5.1.2. Essais de pénétration au carottier (SPT).....	56
2.5.2. Les essais au laboratoire.....	57
2.5.2.1. Essais physique.....	57
2.5.2.2 Essais mécanique.....	59
2.6. Classification des échantillons.....	60

2.7. Résultats de la classification du sol et l'homogénéité du sol.....	61
2.8. Résultats de l'étude de l'homogénéité du sol.....	61
2.9. Niveau piézométrique.....	62
2.10. Conclusion.....	62

CHAPITRE 3 : PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES ET CALCUL DES CHARGE ET SURCHARGES

3.1. Introduction.....	63
3.2. Dimensionnement des éléments du tablier.....	63
3.2.1. Pré-dimensionnement des poutres en béton précontraint	63
3.2.2. Pré-dimensionnement de la dalle.....	66
3.3. Calcul des charges.....	67
3.3.1. Calcul des charges permanentes (CP).....	67
3.3.1.1. Le poids propre de la poutre	67
3.3.1.2. Poids propre de la dalle.....	68
3.3.2. Calcul des Charges complémentaire permanentes (CCP).....	69
3.3.2.1. Calcul du poids du revêtement.....	69
3.3.2.2. Calcul du poids des glissières de sécurité	70
3.3.2.3. Calcul du poids du garde-corps.....	70
3.3.2.4. Calcul du poids des corniches.....	70
3.3.2.5. Calcul poids du trottoir.....	71
3.3.2.6. Le poids total du tablier (G).....	71
3.4. Calcul des surcharges.....	72
3.4.1. Charge permanente	74
3.4.2. Système de surcharge A(L)	74
3.4.3 Système de charges B	75
3.4.3.1. Système B_c	75
3.4.3.2. Système B_t	78

4.2.3.1 Les forces verticales	100
4.2.3.2 Les forces horizontales	101
4.2.3.3 les efforts et moments agissant sur la semelle	102
4.3 Etude de la culée	103
4.3.1 Introduction	103
4.3.2 Les éléments composants la culée	104
4.3.3 Pré-dimensionnement des éléments de la culée	104
4.3.4 Evaluation des efforts sollicitant la culée	107
4.4 Détermination des paramètres K_{Ay}^E et μ^0 pris en compte du séisme	109
4.5 Calcul de la poussée des terres.....	111
4.5.1. Calcul de la poussée des surcharges de remblai.....	112
4.5.2. Evaluation des moments (stabilisants et renversants sur la culée).....	113
4.5.3. Valeurs des moments renversants dues aux poussées des terres	116
4.5.4. Valeurs des moments renversants dues aux surcharges de remblais	116
4.5.5. Vérification de la stabilité.....	117
4.6. Conclusion	118

CHAPITRE 5 : ETUDE DES FONDATIONS

5.1. Introduction.....	120
5.2. Choix du type de fondation.....	120
5.3. Les méthodes de dimensionnement et vérification des fondations profondes.....	120
5.4. Méthode pressiométriques PMT	120
5.4.1 Calcul de la contrainte admissible à partir des essais préssiométriques PMT	124
5.4.2. Conclusion	138
5.5. Calcul de nombre des pieux	138
5.5.1. Les vérifications.....	138
5.5.2. Conclusion	139

5.6. Disposition des pieux	140
5.7. Calcul des efforts repris par chaque pieu	140
5.8. Vérification de l'efficacité du groupe du pieu.....	141
5.9. Calcul du tassement des fondations profondes.....	142
5.9.1. Tassement d'un pieu isolé.....	142
5.9.2. Méthodes empiriques.....	142
5.9.3. Méthode d'élasticité.....	148
5.9.4. Conclusion.....	148
5.9.5. Tassement d'un groupe des pieux.....	148
5.10. Conclusion	150
Conclusion générale.....	152
Référence bibliographiques	154
Annexe	156

Listes Des Symboles

A : Coefficient d'accélération.

RPOA : Règles Parasismiques des Ouvrages d'Art

RPA : Règles Parasismique Algérien

PMT : Pressure Meter Test

SPT : Standard Pénétration Test

SC : Sondage carotté

N.P : Nappe phréatique

E_m : Module pressiométrique (module de Ménard) (kPa)

P_l : Pressiométrique limite (kPa)

Z : Profondeur (m)

W_n : Teneur en eau (%)

γ_d : Poids volumique sèche (KN/ m^3)

γ_h : Poids volumique humide (KN/ m^3)

$\gamma_{\text{béton}}$: Poids volumique du béton (KN/ m^3)

γ_{remblai} : Poids volumique de remblai (KN/ m^3)

γ' : Poids volumique Déjaugé (KN/ m^3)

γ_w : Poids volumique de l'eau (KN/ m^3)

Sr : Degré de saturation (%)

φ' : L'angle de frottement du sol (degrés)

I_p : Indice de plasticité

COV: Coefficient de Variation

SD: L'écart type

C : Cohésion du sol(kPa)

D : Entraxe entre deux poutres (m)

N : Nombre de poutres

H_t : Hauteur des poutres (m)

h_g : Hauteur du gousset

b_0 : Epaisseur de l'âme (cm)

L_d : Longueur de la dalle (m)

l_d : Largeur de la dalle (m)

L_{trot} : Largeur du trottoir (m)

CP : La charge permanente

CCP : La charge complémentaire permanente

P_{poutre} : Poids propre de la poutre (t/ml)

P_d : Poids propre de la dalle (t/ml)

P_{rev} : Poids du revêtement (t/ml)

$P_{(glis)}$: Poids des glissières de sécurité (t/ml)

$P_{(garde-corps)}$: Poids du garde-corps (t/ml)

$P_{(corniche)}$: Poids propre de la corniche (t/ml)

$P_{trottoir}$: Poids propre du trottoir

G : Le poids total du tablier (t/ml)

L_r : Largeur rouable (m)

L_c : Largeur chargeable (m)

N : Le nombre de voie

L_v : Largeur d'une voie (m)

A(L) : Système de surcharge

a_1, a_2 : Coefficient multiplicateur de système de charge A(L)

B_c : Système qui se compose de camions types (30 t).

B_t : Système se compose de groupes de (02) essieux

B_r : Système se compose d'une roue isolée (10 t)

$\delta_{bc}, \delta_{bt}, \delta_{br}, \delta_{Mc_{120}}$: Coefficient de majoration dynamique

S : Surcharge maximale

E.AV : Essieux avant.

E.AR : Essieux arrière

q: Poids de l'essieux.

n_{essieu} : Nombre d'essieux.

Mc_{120} : Système militaire

D_{240} : Charge exceptionnelle

S_t : Surcharges sur les trottoirs

E_x : La composante horizontale du séisme (t)

E_y : La composante horizontale du séisme (t)

Q : charge uniformément réparties

S : surface du trapèze

P_i : charge concentrés

Y_i : distance par rapport à la charge appliquée

R_p : Réaction sur la pile (t)

R_c : Réaction sur la culée (t)

ELU : Etat s limites ultimes

ELS : Etats limites de services

H_{fut} : Hauteur de Fût (m)

P_{chev} : poids propre du chevêtre (t)

P_r : Poids propre des remblais (t)

$P_{dés}$: Poids propre des dés d'appuis (t)

P_{plot} : Poids propre des plots parasismiques (t)

F_f : La force de freinage

P_{gg} : Le poids propre du mur garde-grève (t)

$P_{m.f}$: Le poids propre du mur frontal (t)

$P_{m.e.r}$: Le poids propre du mur en retour (t)

$P_{semelle}$: Le poids propre de la semelle (t)

$P_{d.d.t}$: Le poids propre de la dalle de transition (t)

P_{corb} : Le poids propre du corbeau (t)

$P_{sommier}$: Le poids propre de sommier d'appuis (t)

β : Inclinaison de la surface de remblai par rapport à un plan horizontal

δ : Angle de frottement remblai-culée

λ : Inclinaison de culée avec la verticale

K_{AY}^E : Coefficient de poussées sismique

F_p : Pression globale de butée sur le mur (t)

M_s : Moment stabilisant dû aux charges verticales (t.m)

M_r : Moment renversant due aux charges horizontales (t.m)

F_s : Facteur de sécurité

Q_p : Charge limite de pointe

Q_s : L'effort limite de frottement latéral

k_p : Facteur de portance

p_{le} *: Pression limite équivalente nette

B: Diamètre du pieu (m)

h: La hauteur de la couche résistante (m)

q_s : Charge limite de frottement latéral

Z_u : Zone utile

q_l : Résistance en pointe

Q_l : La charge limite

Q_c : La charge de fluage (critique)

N_i : La charge axiale sur le pieu

C_g : Coefficient d'efficacité

ν : Coefficient de Poisson

K: La compressibilité relative

N_{SPT}^e : Moyenne des N_{SPT} corrigés dans la zone utile

N_{SPT} : Nombre de coups mesurés dans l'essai SPT

C_N : facteur de correction

N_{SPT}^C : nombre de coups au niveau de la pointe du pieu

INTRODUCTION GENERALE

La conception d'un pont doit satisfaire à un certain nombre d'exigences puisqu'il est destiné à offrir un service d'usagers. On distingue les exigences fonctionnelles qui sont l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, et les exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments de son environnement influent sur sa conception.

La réglementation algérienne impose une étude de sol pour tout projet public ou privé. La contenance de cette étude est fixée en commun accord entre le bureau et le laboratoire chargés de l'étude du sol. Cette dernière est dite reconnaissance géotechnique, et censée à fournir les paramètres du sol qui permettent de choisir le mode de fondation adapté au sol et à la structure

L'objectif de notre mémoire est l'étude des fondations profondes et des appuis du pont de l'ouvrage d'aménagement de la liaison de l'autoroute est-ouest au pôle universitaire d'El-Affroun, Blida, par un calcul manuel, ce travail est subdivisé principalement en cinq chapitres :

Le premier chapitre est dédié à une étude bibliographique sur les généralités sur les ponts et les pieux et les méthodes de leur dimensionnement.

Le deuxième chapitre est consacré à la présentation du site ainsi que l'étude géotechnique à partir des essais in-situ et de laboratoire, il englobe les différents essais effectués au laboratoire et in situ ainsi que l'interprétation des résultats obtenus.

Le troisième chapitre contient le calcul des charges et des surcharges qui sont transmises par le tablier aux appuis.

Le quatrième chapitre est consacré à l'étude de la culée et la détermination des charges transmises aux sols (par les fondations).

Le dernier chapitre comporte le calcul de la capacité portante des pieux, le nombre des pieux et le calcul des tassements avec des différentes méthodes

Enfin, une conclusion générale qui va résumer les principaux résultats issus de ce mémoire.

CHAPITRE 1

GENERALITES SUR LES PONTS ET LES PIEUX

1.1. Introduction

L'histoire des ouvrages d'art nous a fait connaître l'existence de plusieurs types de ponts construits dans le monde pour permettre le franchissement d'obstacles naturels ou artificiels.

Depuis les années 50, suite au vaste programme de construction d'autoroute, le domaine des ponts a été marqué par une évolution rapide et importantes techniques tant au plan de la conception que des matériaux et de l'exécution.

1.2. Généralités sur les ponts

1.2.1. Introduction

La construction des ponts se situe parmi les anciennes activités de l'homme qui n'a d'ailleurs cessé à travers les siècles, de réaliser des ouvrages de plus en plus adéquats pour franchir des obstacles les plus difficiles.

1.2.2. Définition d'un pont

Le terme "**pont**" est communément utilisé pour qualifier une structure reliant deux points séparés par une dépression ou par un obstacle naturel (cours d'eau, vallée, bras de mer...etc.) ou créé par l'homme (route, chemin de fer, canal rivière...etc.).

On appelle pont, tout ouvrage d'art qui permet de franchir un obstacle.

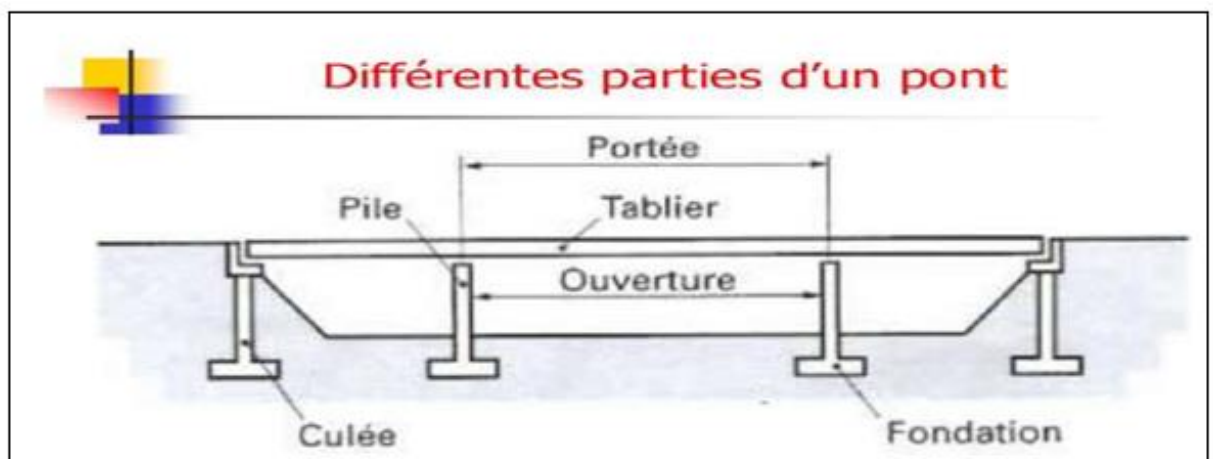


Figure 1.1 : Différentes parties d'un pont.

1.2.3. Classification d'un pont [1]

Les ponts sont classés de différentes manières :

1.2.3.1. Suivant la nature de la voie

- Les ponts routes : ce sont les ponts qui portent une route lui permettant ainsi de franchir un obstacle.
- Les ponts rails : ce sont les ponts qui portent un chemin de fer qui lui permet de franchir un obstacle.
- Les ponts routes/rails : ce sont les ponts qui portent une route et un chemin de fer à la fois.
- Les ponts aqueducs : ce sont les ouvrages destinés à faire passer un cours d'eau.
- Les passerelles : ce sont des ouvrages réservés uniquement à la circulation des piétons.

1.2.3.2. Suivant le matériau principal dont ils sont constitués

La technique de construction des ponts a évolué en fonction des besoins et des matériaux disponibles

- Pont en bois ;
- Pont en pierre ;
- Pont métallique
- Pont en béton armé ;
- Pont en béton précontraint (**notre cas d'étude**) ;
- Pont mixte.

1.2.3.3. Suivant leur fonctionnement mécanique en a plusieurs types, on cite

- **Les ponts à poutres**

Ouvrages dont la structure reprend les charges par son aptitude à résister à la flexion, les réactions d'appui étant verticales. La section transversale est constante.

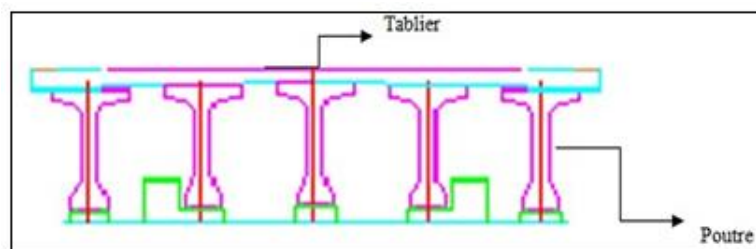


Figure 1.2 : Section transversale d'un pont à poutre.

CHAPITRE 1 GENERALITES SUR LES PONTS ET LES PIEUX

- **Les ponts dalles**

Ils sont assimilables aux ponts poutres par leur fonctionnement mécanique, leur section restant aussi constante. Ils sont différenciés par la forme de la dalle.



Figure 1.3 : Les ponts dalles.

- **Les ponts à caisson ou voussoir**

Le tablier est composé de voussoirs de section continue ou non, en béton armé ou en construction mixte acier-béton.



Figure 1.4 : Pont à caisson ou voussoir.

- **Les ponts en arc**

Pour ces ouvrages, la structure fonctionne essentiellement en compression. Les réactions d'appui sont inclinées ; La composante horizontale s'appelle la poussée. Ces structures ne peuvent être envisagées que si elles peuvent prendre appui sur un rocher existant, leur portée peut alors aller jusqu'à 500 m.



Figure 1.5 : Pont en arc

- **Les ponts à câbles**

Le tablier est alors supporté par des câbles. Ce sont des structures plus ou moins souples adaptées au franchissement des grandes portées. On distingue deux types d'ouvrages dont le fonctionnement mécanique est très différent : Les ponts suspendus et les ponts haubans.



Figure 1.6 : Pont à câbles.

1.2.3.4. Suivant la mobilité

Suivant ce critère, les ponts sont classés en 3 catégories :

- **Les ponts fixes.**
- **Les ponts levants :** Ce sont les ponts dont l'axe de rotation est horizontal.
- **Les ponts tournants :** Ce sont les ponts dont l'axe de rotation est vertical.

Cette énumération de critère que nous venons de faire n'est pas exhaustive. On trouve

ainsi d'autres critères tels que le mode d'exécution, la forme du tablier, etc.

1.2.3.5. Suivant la voie considérée

Lorsque qu'un pont porte une voie de circulation et en franchit une autre, elle peut être nommée suivant que l'on considère l'une des deux voies. Le pont peut être appelé:

- **Passage supérieur** si c'est la voie franchie qui est considérée.
- **Passage inférieur** si c'est la voie portée qui est considérée.

1.3. Les éléments constitutifs d'un pont [2]

Les ponts entraînent essentiellement des éléments porteurs et des appuis, les éléments porteurs transmettent aux appuis des efforts ou effets provenant des différentes charges qu'ils ont à supporter et les appuis les transmettent ces derniers au sol par l'intermédiaire des fondations. (Voir la figure ci- dessous).

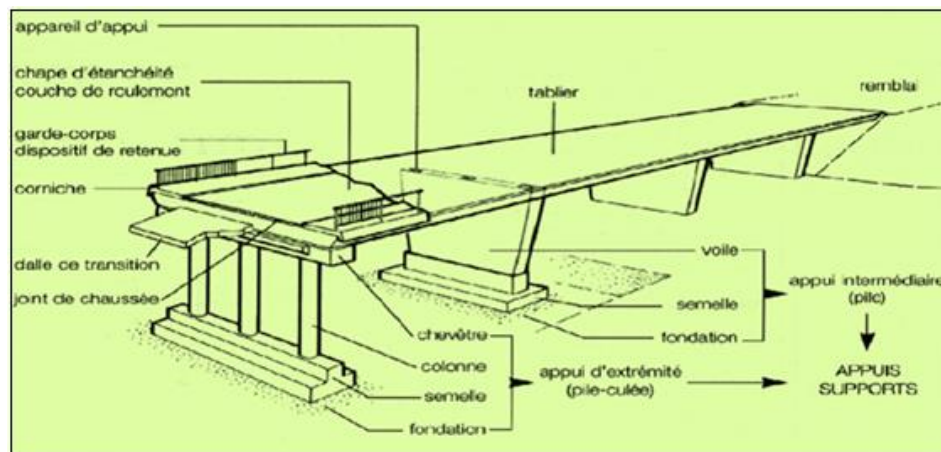


Figure 1.7 : Les éléments constitutifs d'un pont.

1.3.1 Le tablier

Un tablier à poutre sous chaussée est constitué d'éléments longitudinaux, le plus souvent parallèle : les poutres, reliés transversalement par une dalle de béton coulé en place régnant sur toute la longueur de la travée : le hourdis, et par des éléments localisés, notamment au niveau des lignes d'appuis.

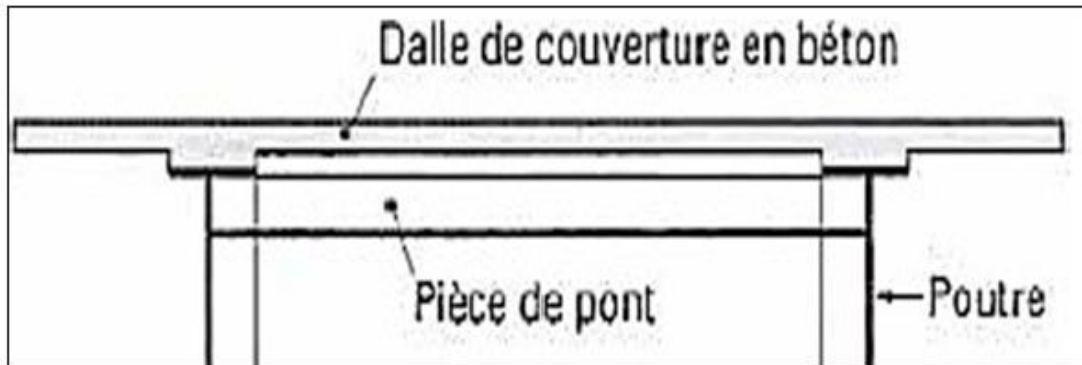


Figure 1.8 : La coupe transversale du tablier.

1.3.2 Les appuis

Les appuis transmettent au sol les actions provenant du tablier. Ils sont généralement en béton armé, ce dernier joue un rôle très important dans la construction du pont quel que soit leurs types.

1.3.2.1 les culées

Les culées sont particulièrement sensibles à une mauvaise conception en cas de comportement défectueux, les remèdes sont rares et coûteux. C'est pourquoi, on s'oriente toujours vers un dimensionnement raisonnable sur abondant et des formes aussi simples que possible. Une culée bien conçue doit satisfaire à toutes les exigences de la fonction culée, une fonction mécanique et une fonction technique.

Les caractéristiques de la fonction mécanique sont:

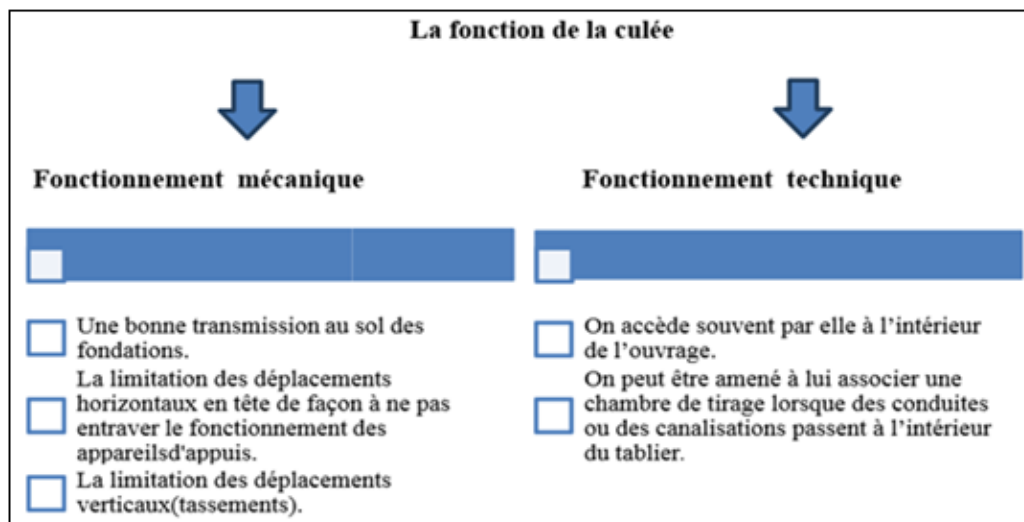


Figure 1.9 : la fonction de la culée.

1.3.2.2 les piles

La pile est un appui intermédiaire qui transmet les efforts dus au tablier jusqu'au sol de fondation. La pile joue un rôle moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier à savoir si ce dernier est simplement appuyé, ou partiellement ou totalement encasturé. Elles sont caractérisées par le fait qu'elles sont à l'air libre sur la plus grande partie de leurs hauteurs. Il existe plusieurs types de pile :

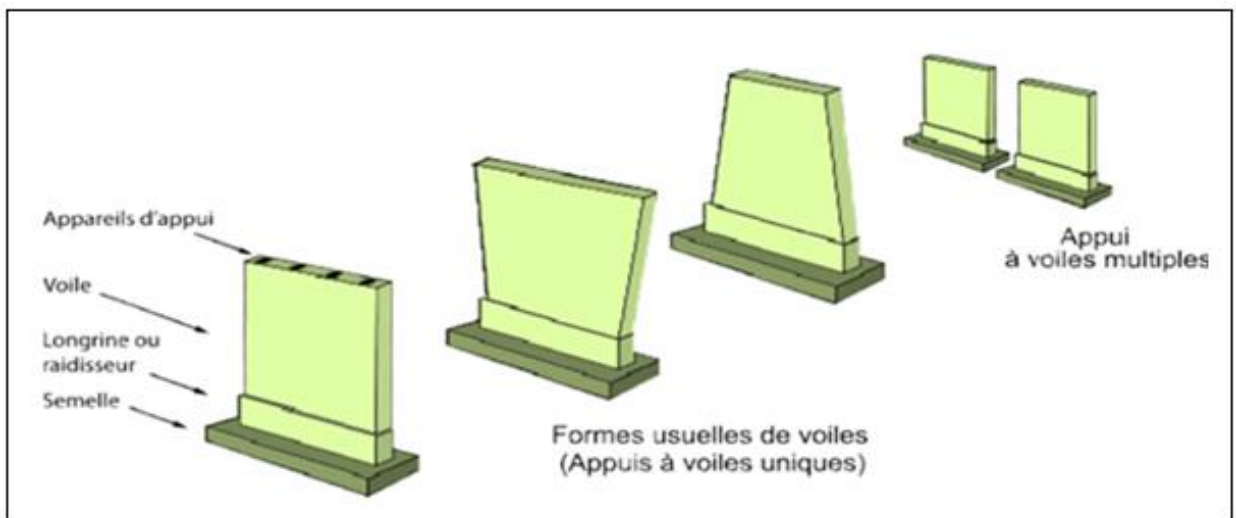


Figure 1.10 : Les différents types de pile.

1.3.3 Les superstructures

Elles sont composées de :

- La chaussée ;
- Les trottoirs ;
- Les garde -corps ;
- Les joints de chaussées ;
- Le lampadaire (équipement électrique) ;
- La canalisation.

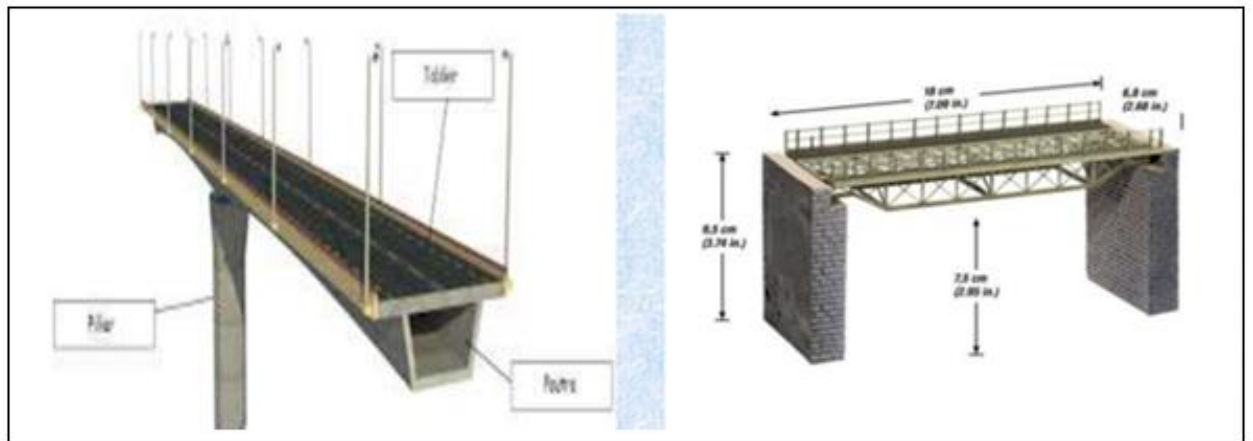


Figure 1.11 : La superstructure d'un pont.

1.3.4 Les fondations

Elles permettent d'assurer la liaison entre les appuis et sol (superstructure et sol). Il existe deux grandes familles de fondation : fondation superficielle et fondation profonde dans notre recherche on s'intéresse à ce dernier.

Les fondations profondes sont celles qui permettent la transmission des charges dues à l'ouvrage qu'il supporte sur des couches situées depuis la surface jusqu'à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres lorsque le sol en surface n'a pas une résistance suffisante pour les supporter.

1.4 Les différents efforts agissant sur les ponts

L'ouvrage doit être résisté aux efforts appliqués qui sont les suivants :

1) Les charges verticales

On trouve :

- **La charge permanente** : poids propre de la structure en béton armé ou précontraint.
- **La charge complémentaire permanente** : contient le revêtement, trottoir et la corniche.

2) Les surcharges routières

On distingue :

- **La surcharge de type A(L)**
- **Système B** : Le système de charge B comprend trois sous-systèmes.
- **Les surcharges**

3) La surcharge exceptionnelle.

1.5 Les ponts en béton précontraint

1.5.1 Définition de la précontrainte

La précontrainte est un traitement mécanique qui consiste à produire, dans un matériau, avant sa mise en service, des contraintes opposées à celles produites par les charges qui le solliciteront. Là où le béton armé trouve sa limite, le béton précontraint prend le relais, il permet d'atteindre des portées allant jusqu'à 50 m. D'où son utilisation fréquente dans les poutres.

1.5.2 Méthode de la précontrainte

1. Méthode de poste-tension

Consiste à disposer les câbles de précontrainte dans des gaines incorporées au béton. Après la prise du béton, les câbles sont tendus au moyen de vérins de manière à comprimer l'ouvrage au repos.

2. Méthode de pré-tension

Les armatures sont mises en tension avant la prise du béton. Elles sont ensuite relâchées, mettant ainsi le béton en compression par simple effet d'adhérence.

1.5.3 Types de pont en béton précontraint

1. Les ponts à poutre en béton précontraint

Les poutres sont précontraintes par câbles ou par fils adhérents (post-tension ou pré-tension).

2. Les ponts dalles en précontrainte

La dalle précontrainte est réservée essentiellement pour les passages supérieurs et inférieurs autoroutiers.

1.5.4 Les avantages et les inconvénients du béton précontraint

Les avantages et les inconvénients du béton précontraint sont montrés dans le graphique suivant :

<h2 style="margin: 0;">Avantages</h2>	<h2 style="margin: 0;">Inconvénients</h2>
<div style="background-color: #4a7ebb; height: 20px; width: 100%; margin-bottom: 10px;"></div> <ul style="list-style-type: none"> <input type="checkbox"/> Possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudages. <input type="checkbox"/> Possibilité de franchir de plus grandes portées qu'avec des ouvrages en béton armé. Les armatures à haute limite élastique utilisées en béton précontraint sont moins chères à force égale que les aciers du béton armé. 	<div style="background-color: #4a7ebb; height: 20px; width: 100%; margin-bottom: 10px;"></div> <ul style="list-style-type: none"> <input type="checkbox"/> Nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours. <input type="checkbox"/> L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir décentrer ou décoffrer. Nécessaire pour disposer d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles.

Figure 1.12 : Les avantages et les inconvénients du béton précontraint.

1.6 Méthode de dimensionnement des fondations

1.6.1 Introduction

Une fondation c'est la base des ouvrages qui se trouve en contact direct avec le terrain d'assise et dont la fonction est de transmettre les charges provenant de la superstructure et les surcharges accidentelles auxquelles peut être soumis l'ouvrage.

Les fondations sont les éléments fondamentaux dans un projet de construction car la pérennité de l'ouvrage dépend de leur qualité. Les fondations reprennent et transmettent au sol toutes les charges permanentes, accidentelles et charges d'exploitations. Il est donc important qu'elles soient calculées et réalisées avec le plus grand soin.

1.6.2 Classification des fondations

Les fondations courantes utilisées sont subdivisées en 5 catégories suivantes :

- Fondations superficielles : $\frac{D}{B} < 4$ (semelles isolées ou filantes, radier),
- Fondation semi-profondes : $4 < \frac{D}{B} < 10$ (puits),
- Fondations profondes $\frac{D}{B} \geq 10$: (pieux),
- Fondations mixtes (combinaison de fondation superficielle et profonde).

Lorsque l'ouvrage est lourd, et le sol est de faible caractéristique mécanique dans ce cas on ne peut pas utiliser les fondations superficielles donc il faut utiliser les fondations profondes pour transférer les charges aux couches profondes suffisamment résistantes.

Une fondation profonde est caractérisée par la manière dont le sol est sollicité pour résister aux charges par :

CHAPITRE 1 GENERALITES SUR LES PONTS ET LES PIEUX

- ✓ Résistance en pointe
- ✓ Frottement latéral
- ✓ Résistance de pointe et frottement latéral (cas courant)

Et par son élancement ($D/B \geq 10$) :

Ses dimensions sont définies par :

- D : largeur de fondation enterré dans le sol,
- B : largeur de la fondation ou diamètre

N.B : d'une manière générale, les fondations profondes sont souvent désignées par le terme de "*pieu*"

- **1.6.2.1 Fondation superficielles [4]**

Les fondations superficielles sont par définition, les fondations qui reposent sur le sol ou qui n'y sont que faiblement encastées. Les charges qu'elles transmettent ne sollicitent que les couches superficielles et peu profondes, elles travaillent essentiellement grâce à la résistance du sol sous la base.

On distingue trois (03) type des fondations superficielles :

- 1) **Semelle isolée** : dont les dimensions en plan B et L sont toutes deux au plus de quelques mètres,
- 2) **Les semelles filantes** : généralement de largeur **B** modeste (au plus de quelques mètres) et de longueur L ($L/B > 5$),
- 3) **Les radiers ou dallage** : de dimensions B et L importantes ; cette catégorie inclut les radier généraux.

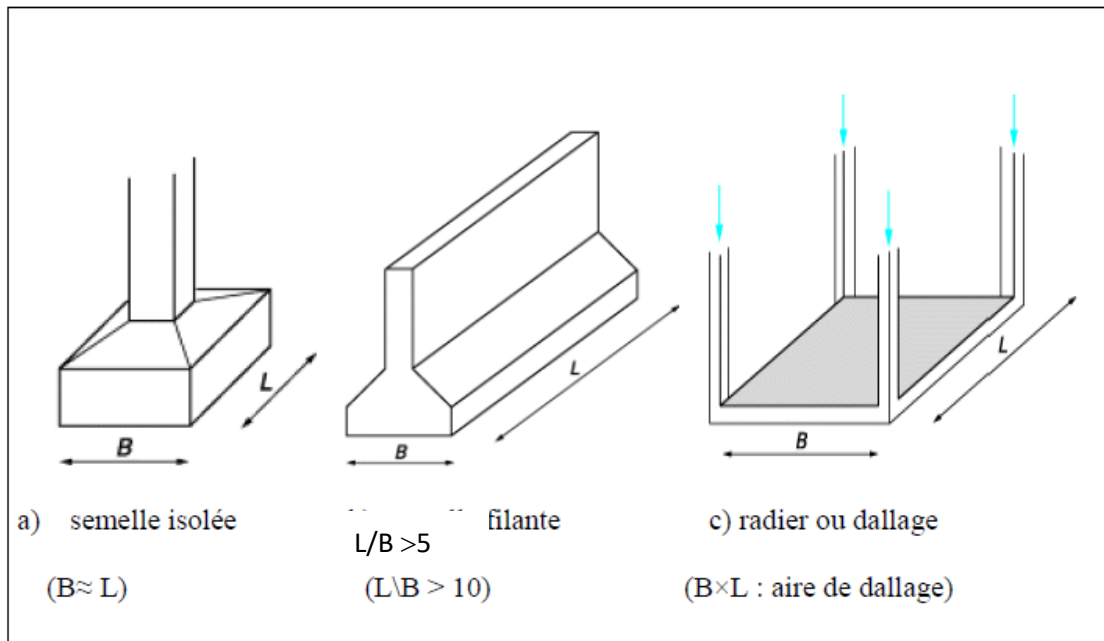


Figure 1.13: différents types de fondation superficielle.

1.6.2.2 Les fondations semi-profondes (puits)

Fondation semi profondes est un ouvrage ponctuel, généralement en béton armé qui permet de transmettre les charges d'une structure, telle qu'un bâtiment, vers le sol, à une profondeur d'environ 3 à 6 m. Ce type de fondation est utilisé lorsque des fondations superficielles ne sont pas nécessaire, ce qui évite un cout trop important. Et qu'il permet aussi de prémunir contre le phénomène de gel et de dégel des sols.

1.6.2.3. Les fondations profondes [5]

Les fondations profondes sont celles qui permettent de reporter depuis la surface les charges dues à l'ouvrage qu'elles supportent sur des couches situées jusqu'à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres. Dans ces conditions, il faut rechercher le terrain résistant à une certaine profondeur. Deux cas sont possibles en fonction de type de fondation profonde : pieux travaillant en pointe et au frottement et pieux travaillant uniquement en pointe. Dans certains cas des pieux flottant peuvent être utilisés dans des sols de très mauvaise portance dont nous ne les prendrons pas en charge dans ce travail.

1) Les sondages indiquent qu'à une profondeur accessible, on trouve une couche de terrain ayant une bonne résistance, dans ce cas on réalise des pieux qui seront enfoncés à travers les mauvais terrains jusqu'au bon sol.

2) Les sondages montrent que les couches compressibles existent sur une grande hauteur et que le bon sol est pratiquement inaccessible, on devra admettre que seule la résistance au frottement empêche l'enfoncement des pieux et ces derniers devront avoir une longueur telle que cette résistance soit suffisante

1.7. Les pieux

Un pieu est une fondation élancée qui reporte les charges sur la structure sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol et limiter les déplacements à des valeurs très faible.

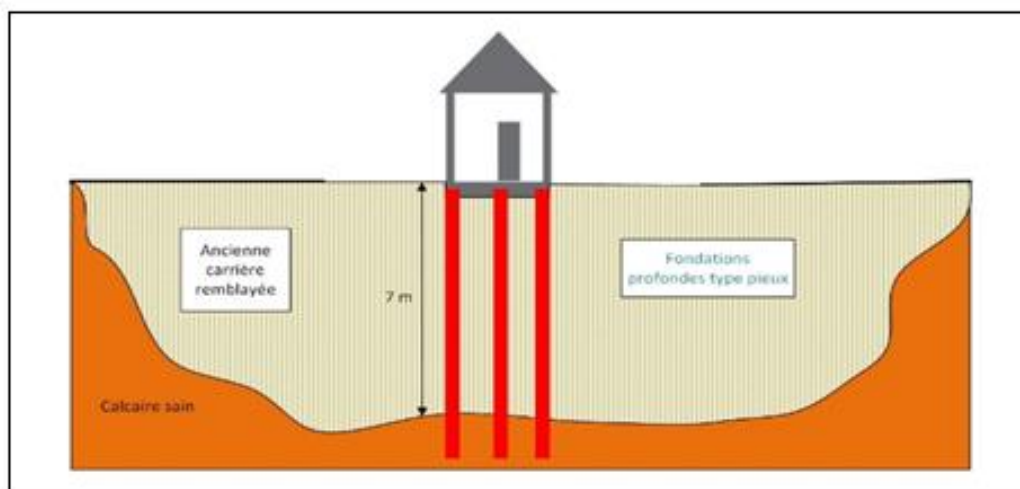


Figure 1.14 : Exemple de fondation sur pieux

1.7.1. Les parties principales d'un pieu

La tête, la pointe, et le fut compris entre la tête et la pointe. (Figure)

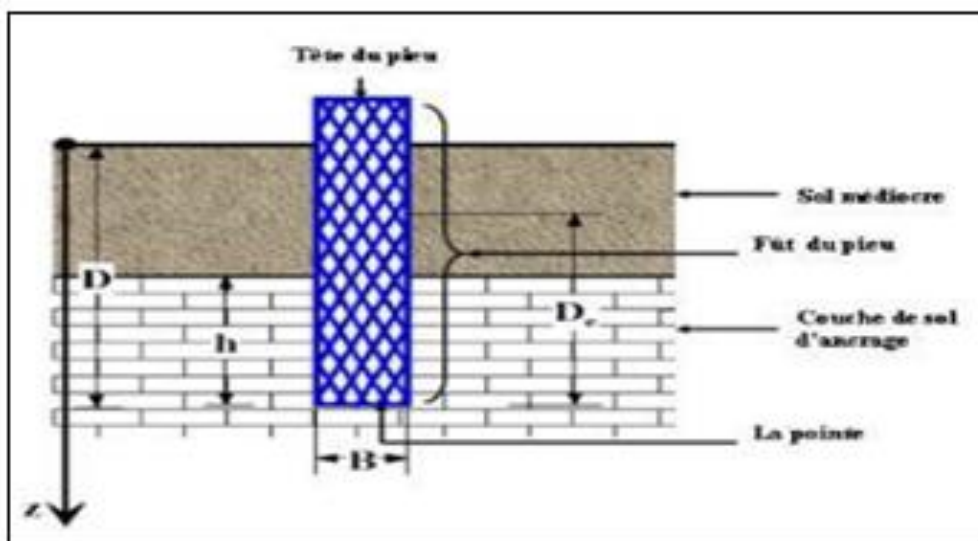


Figure 1.15 : les parties principales d'un pieu.

CHAPITRE 1 GENERALITES SUR LES PONTS ET LES PIEUX

1.7.2 Classification des pieux

Les pieux peuvent être classés de différentes façons selon les paramètres d'intérêt qui sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 1.1 : Classification et type des pieux

Classification selon	Type de pieu
Mode d'installation	battu, foré, tube, vissé, moulé
Nature de matériau	Acier, béton armé, bois, béton armé précontraint ou matériau composite
Géométrie et forme	Vertical (section variable ou uniforme, base élargie), incliné
Rigidité	Long (flexible), court (rigide)
Type de structures	tour, machinerie, bâtiment
Déplacement du sol	Subissant un grand déplacement, un faible déplacement, ne subissant pas de déplacement
Mode de fonctionnement	friction, pointe

1.7.2.1 Classifications suivant les matériaux constitutifs

a. Bois

Les pieux en bois sont très peu utilisés au Canada et dans les pays nordiques. On utilise les conifères traités dont la section est variable. Ils sont utilisés même comme pieux flottants dans l'argile.

b. Acier

Ce sont surtout des profilés en H ou des sections évidées (circulaires ou carrées). Ils sont enfoncés par battage ou par vibration.

c. Béton

Il existe des pieux en béton qui peuvent être enfoncés par battage. Ces pieux sont préfabriqués par section de différentes longueurs et ils sont vissés les uns aux autres. Les pieux à base élargie sont coulés avec un béton sec battu à l'aide d'un marteau.

CHAPITRE 1 GENERALITES SUR LES PONTS ET LES PIEUX

1.7.2.2 Classifications suivant le mode d'introduction dans le sol et le mode d'exécution

Pour l'évaluation de la force portante, notamment, il est plus important de considérer le type de sollicitation imposée au sol par la mise en place du pieu. C'est ainsi que l'on distingue :

- Les pieux provoquent un **refoulement du sol** lors de la mise en place.
- Les pieux dont l'exécution se fait après extraction du sol du forage et qui par conséquence ne provoquent **pas de refoulement du sol** ;
- Certains pieux particuliers dont le comportement est intermédiaire.

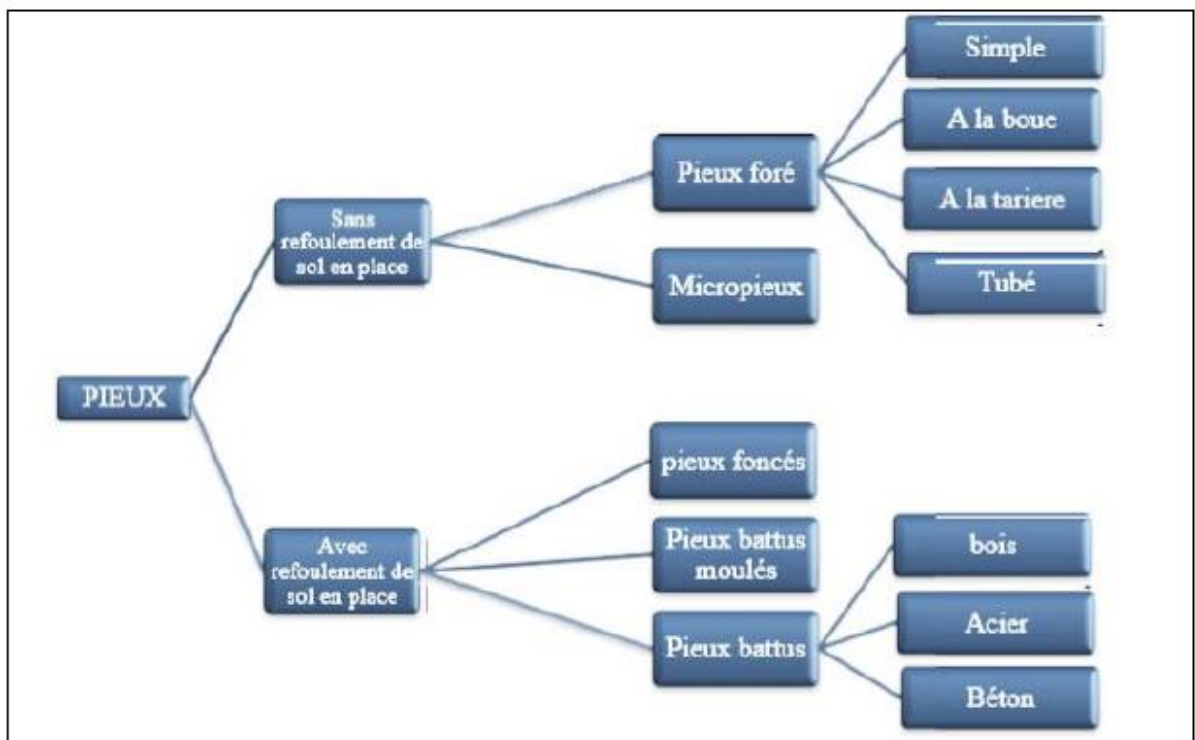


Figure 1.16 : Classification des pieux.

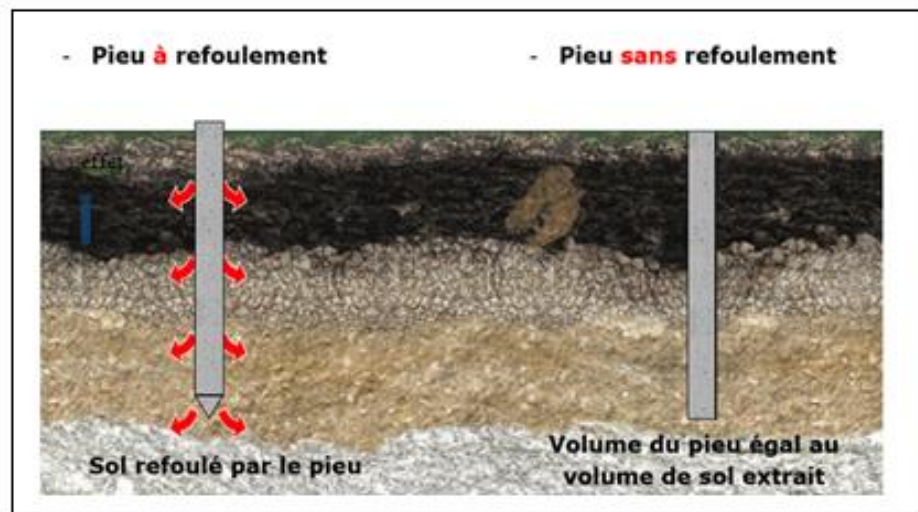


Figure 1.17 : Les types des pieux suivant la mise en place dans le sol.

1.7.2.2.1 Pieux refoulant le sol à la mise en place

Sont les pieux dont la mise en place provoque un refoulement de sol.

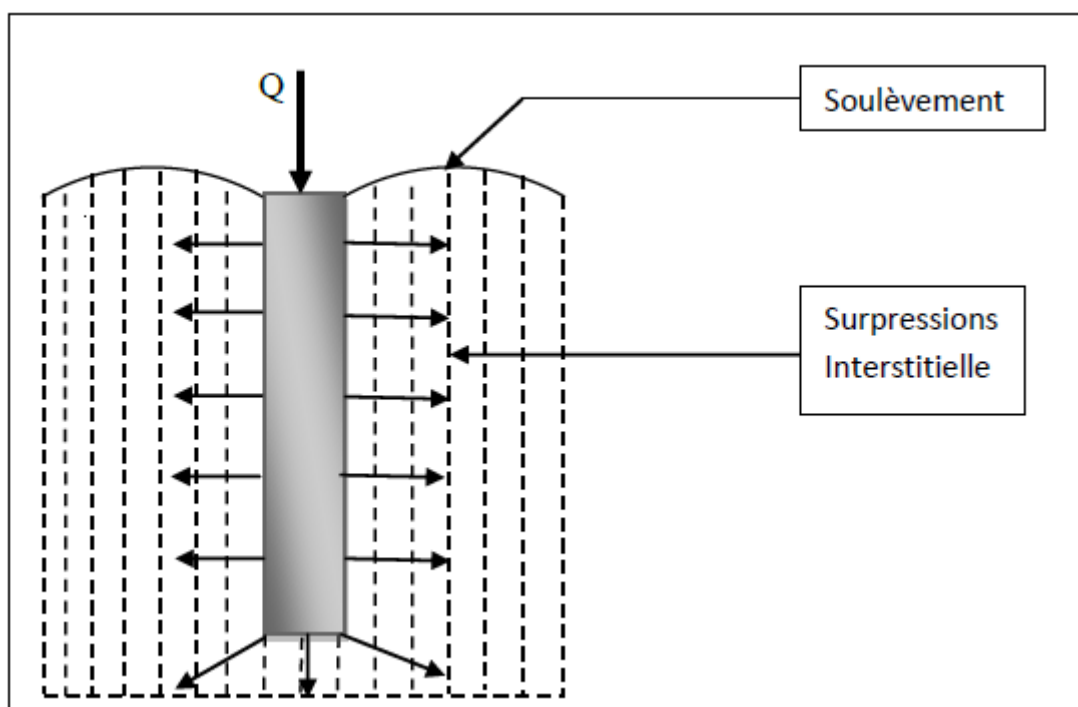


Figure 1.18 : Schéma d'un pieu refoulant le sol à la mise en place dans un milieu cohérent.

La catégorie des pieux entrant dans ce groupe sont les suivants :

- **Les pieux battus** des pieux préfabriqués, en béton armé ou précontraint, ou des pieux métalliques à base obturée sont enfoncés dans le sol par battage en tête ; par l'intermédiaire d'un casque. Appartiennent aussi à cette catégorie les pieux battus par pilonnage, par moulage, ou par enrobage.

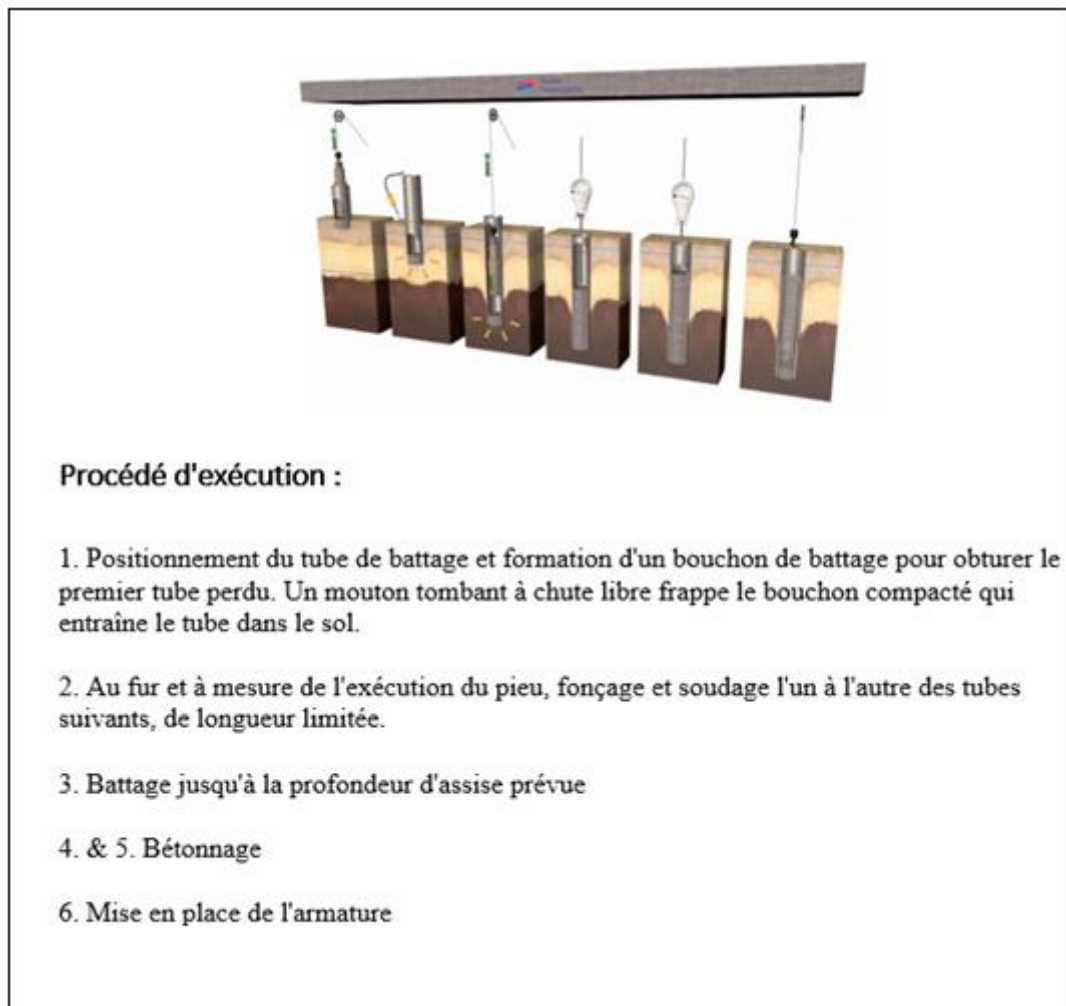


Figure 1.19 : Technique d'exécution des pieux battus.

- **Les pieux foncés** ce sont des pieux en béton armé préfabriqué, ou des pieux métalliques qui sont installés dans le sol par fonçage, avec un vérin s'appuyant sur un massif de réaction.
- **Les pieux visés moulés** ils sont installés dans les sols cohérents par vissage préalable d'un outil en forme de double vis.
- **Pieu en métal battu** ces pieux sont entièrement métalliques fichés dans le sol par battage. Leurs sections sont :
 - ✓ En forme de H ;
 - ✓ En forme d'anneau (tube) ;
 - ✓ De forme quelconques, obtenues par soudage de palplanches par exemple (pal pieux).

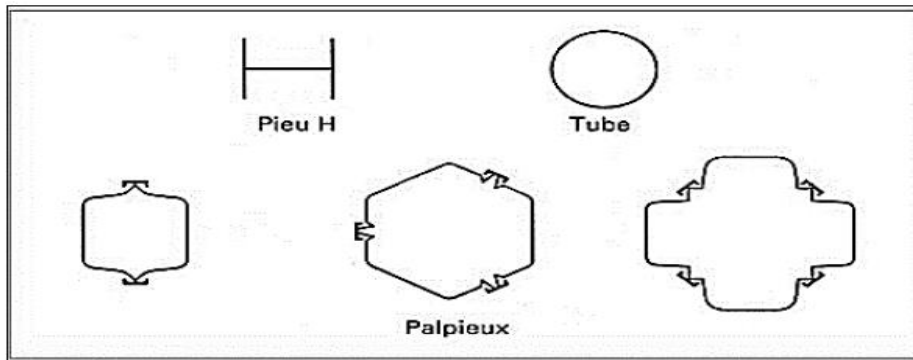


Figure 1.20 : Profils métallique battus.

1.7.2.2.2. Les pieux sans refoulement du sol

Sont les pieux dont la mise en place ne provoque pas un refoulement de sol.

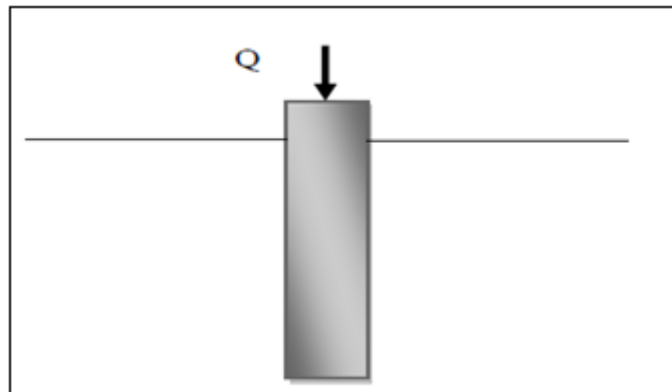


Figure 1.21 : Schéma d'un pieu ne refoulant pas le sol à la mise en place.

- **Les pieux forés simple** ils sont installés dans les forages réalisés au préalable dans le sol cohérent, sans maintien des parois du forage, avec une tarière ou une benne. Ces types de pieux peuvent être forés à des profondeurs supérieures à 60 m et les diamètres habituels peuvent aller jusqu'à à 2,4 m.

CHAPITRE 1 GENERALITES SUR LES PONTS ET LES PIEUX

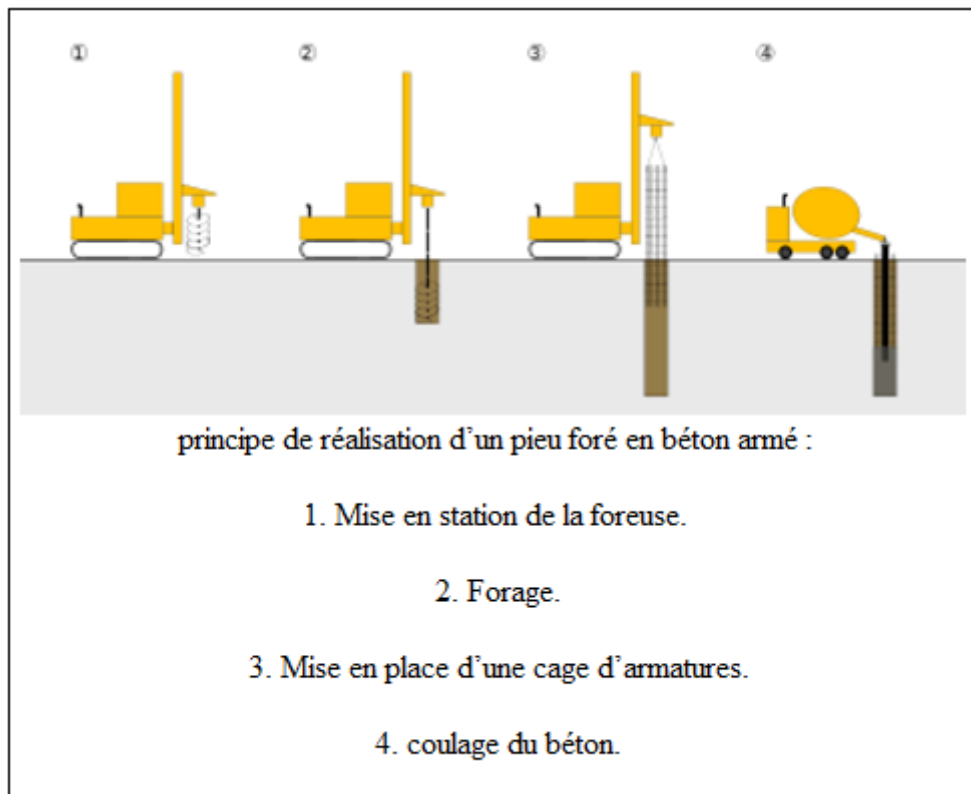


Figure 1.22 : Principe de réalisation d'un pieu foré en béton armé.

- **Les pieux forés à la boue** le procédé consiste à réaliser un forage avec maintien des parois avec la boue.

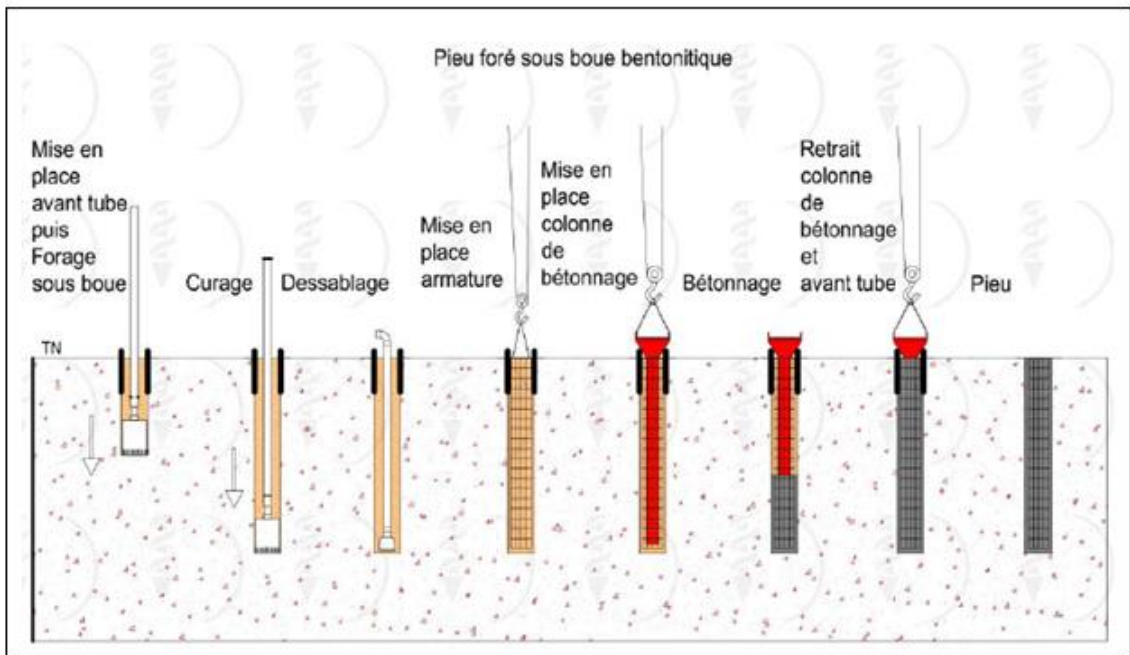


Figure 1.23 : Pieu foré à la boue.

CHAPITRE 1 GENERALITES SUR LES PONTS ET LES PIEUX

- **Les pieux forés tubés** le procédé consiste à foncer préalablement un tubage, au sein duquel on réalise un forage, on coule le béton et on récupère graduellement le tubage.

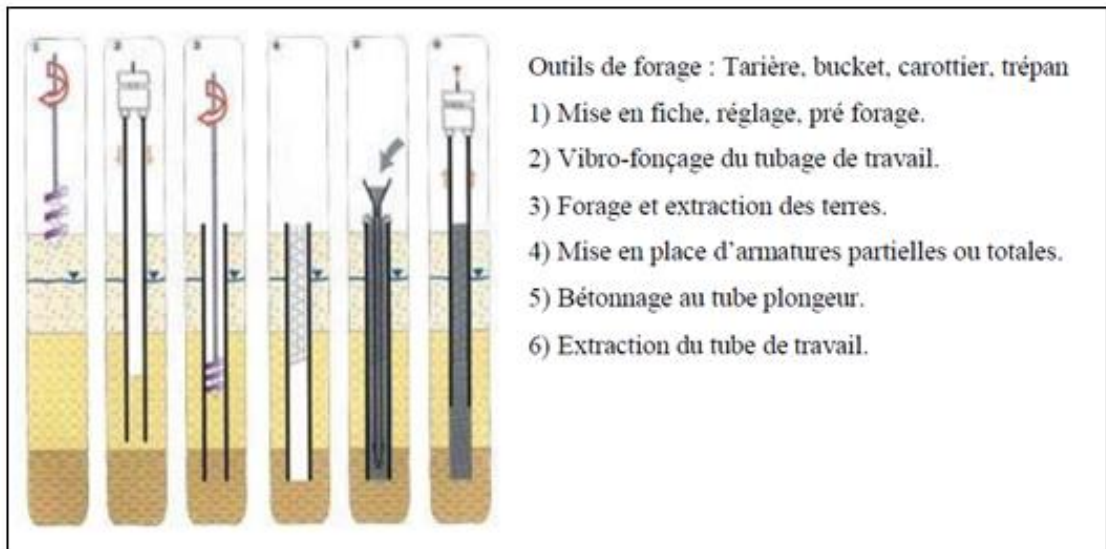


Figure 1.24 Technique de réalisation des pieux forés tubés.

- **Micropieux** un micropieu est un pieu foré de diamètre inférieur à 250 mm, qui comporte des armatures centrales scellées dans un coulis de ciment. Ils travaillent seulement en compression ou en traction. la technique et l'utilisation de micro-pieu prennent de plus en plus l'importance dans la géotechnique contemporaine, pour les problèmes les plus variés.

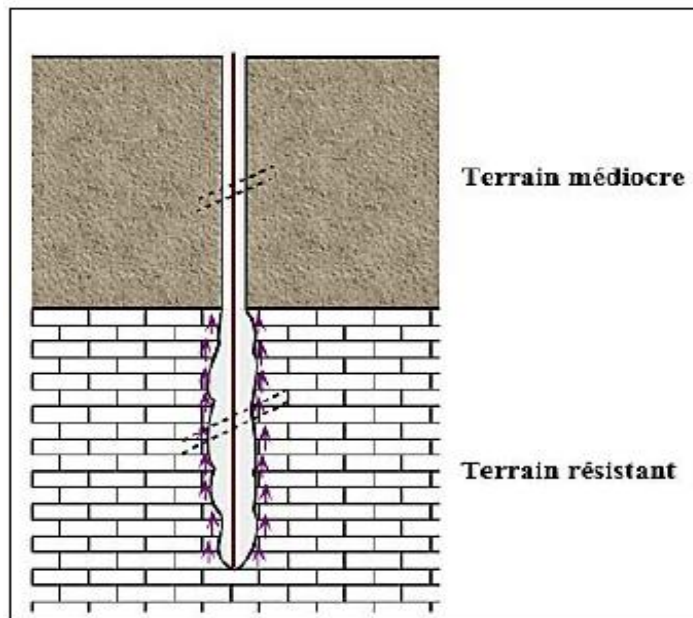


Figure 1.25 : Schéma d'un micro pieu de type 4.

CHAPITRE 1 GENERALITES SUR LES PONTS ET LES PIEUX

- **Les puits** il s'agit d'une fondation massive creusé à la main. De section circulaire ils doivent avoir un diamètre supérieur à 1.2m. Les parois du puits sont soutenues par blindage qui peut être récupéré ou abandonné. Après curage du fond du puits, le forage est bétonné à sec.

1.7.3. Outils de réalisation de quelques pieux

Ces figures suivantes illustrent les outils de réalisation de quelques pieux (extraites de l'ENPC 2019) :



Figure 1.26 : Outils de forage adapté pour différents horizons-foré simple.

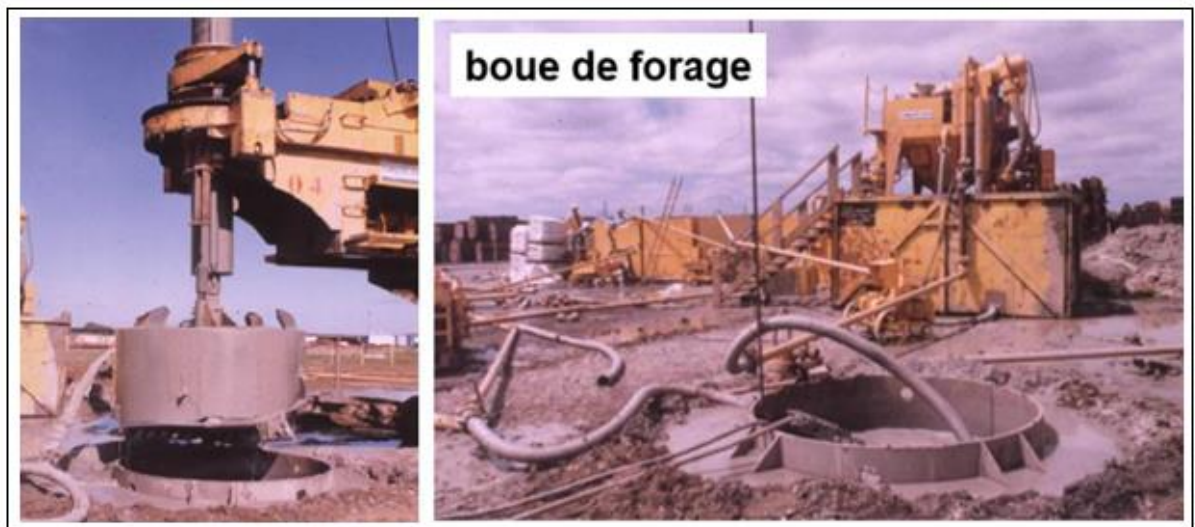


Figure 1.27: Outils de forage à la boue.



Figure 1.28 : Illustration d'une foreuse-foré simple.



Figure 1.29 : Outils de forage à tarière creuse.

1.7.4. Choix du type de pieu

Ainsi le choix du type de pieu dépend :

- ✓ De la nature des couches rencontrées dans le terrain,
- ✓ De la présence de la nappe phréatique ou de cavités souterraines,
- ✓ Du cout d'exécution,
- ✓ De l'environnement du chantier,
- ✓ La nature des charges statique ou dynamiques,
- ✓ Les déformations (tassements des fondations),
- ✓ Et du matériel et technicité de l'entreprise.

1.7.5. Détermination du niveau d'assise de la fondation profonde

Le niveau d'assise des pieux ou parois satisfait aux conditions suivantes :

- La contrainte en base de la fondation ne peut être supérieure à la portance utile du sol ;
- La valeur de refus, dans le cas de pieux battus, reste inférieure à celle calculée sur la base des indications sur le type de pieu et du matériel de battage mis en œuvre ;

1.8. Calcul de la capacité portante d'un pieu [6]

1.8.1. Généralités

Les fondations profondes, pieux, micropieux et barrettes, présentent des avantages importants pour la construction en génie civil. Ils permettent de profiter des couches résistantes, sur les sites présentant des caractéristiques mécaniques insuffisantes, pour la reprise des efforts transmis par les ouvrages. Ces efforts sont repris par la fondation sous forme de frottement latéral mobilisé le long du fût et de résistance en pointe. Malgré les avancées importantes réalisées dans le domaine, le dimensionnement des fondations profondes reste un problème difficile, lié à des mécanismes de comportement complexes et encore assez mal connus. C'est pour cette raison que le dimensionnement des pieux reste encore souvent lié à l'utilisation des méthodes de calcul reposant sur l'expérience. Ces méthodes consistent à évaluer la charge admissible d'un pieu isolé et à vérifier la stabilité (calcul de la charge limite) pour s'assurer que les tassements sont admissibles pour la structure supportée généralement, les méthodes de dimensionnement des pieux isolées sous charge axiales s'appuient principalement sur :

- Les méthodes statiques ;
- Les méthodes dynamiques pour les pieux battus ;
- Les méthodes pratiques à partir des essais in-situ et des essais de chargement statiques.

1.8.2. Capacité portante d'un pieu isolé

La charge verticale limite Q_l (ou capacité portante verticale) d'un pieu résulte de la mobilisation d'une pression verticale limite Q_p en pointe, et des contraintes de frottement latéral limite $q_s(z)$ le long du fût du pieu, comme le schématise la figure.

$$Q_l = Q_p + Q_s = S q_l + P \int_0^D q_s(z) \cdot dz \quad (1.1)$$

Avec :

- Q_p : Effort vertical en pointe,
- Q_s : Effort vertical développés sur le fut,
- S : section droite du pieu en (m^2),
- P : périmètre du pieu en (m).

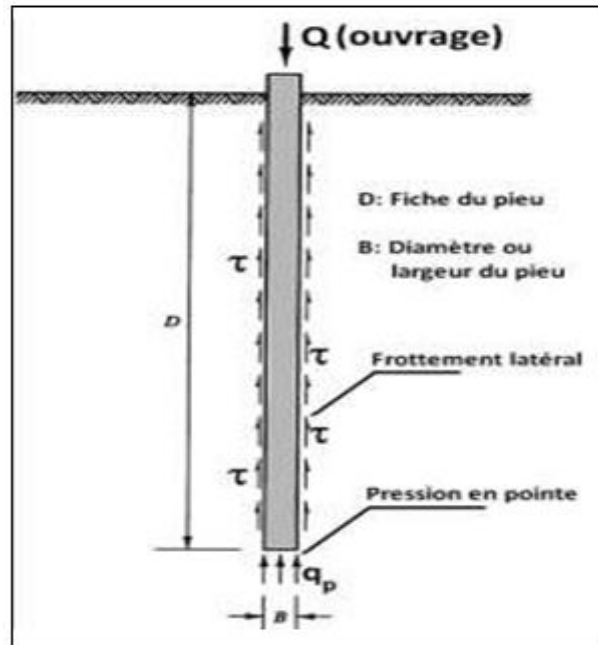


Figure 1.30 : Schéma d'équilibre du pieu sous une force verticale.

1.8.3. La charge critique Q_c

La charge critique Q_c (ou de fluage) correspond au seuil d'instabilité du tassement du pieu c'est-à-dire une augmentation brusque de la vitesse du tassement.

Elle correspond approximativement à la limite de la variation linéaire de la charge appliquée en fonction du tassement du pieu. L'interprétation d'un essai de chargement vertical permet d'obtenir expérimentalement la charge critique Q_c . En cas d'indisponibilité de cet essai, elle peut être estimée par les formules empiriques suivantes recommandées par LCPC :

- Pieu ne refoulant pas le sol : $Q_c = 0,5Q_p + 0,7Q_s$ (1.2)

- Pieu refoulant le sol : $Q_c = 0,7Q_p + 0,7Q_s$ (1.3)

1.8.4. Méthodes de calcul de la capacité portante basée sur des essais in situ

Les essais in-situ occupent un espace très important dans la reconnaissance géotechnique ainsi la détermination des propriétés des sols dans les conditions réelles de résistance.

1.8.4.1. Essai pressiométrique PMT

L'essai pressiométrique est un essai de chargement du terrain in situ développé par Louis MENARD (1957). Cet essai consiste à gonfler dans le sol une sonde cylindrique, dilatable radialement, placée dans un forage préalable, les contraintes dans le sol sont uniformes.

L'essai permet d'obtenir une relation entre la pression appliquée par la sonde contre les parois du forage et les déplacements horizontaux du forage ainsi une analyse du comportement du sol aussi bien en petite déformation ce qui permet l'évaluation du module de déformation EM et l'estimation de la pression limite Pl correspond à la rupture

1.8.4.2. Essai au pénétromètre au carottier SPT

Cette technique, développée par MM Terzahi et Peck, mesure la résistance à la pénétration des sols, par l'utilisation d'un échantillonneur standard entraîné par un mouton de 63,5 Kg ayant une hauteur de chute de 75 cm. L'échantillonneur, en 2 parties, fixé aux tiges de forage est descendu dans le trou après que le forage ait été nettoyé et le niveau d'eau stabilisé

1.8.4.3. Essai pénétrométrique CPT

L'essai au pénétromètre statique est un essai in-situ consiste à enfoncer dans le sol, à vitesse constante (20-25 mm/s), une pointe pénétrométrique au moyen d'un train de tiges de fonçage, au cours de la pénétration, les mesures de la résistance au cône q_c et du frottement latéral local F_s sont effectuées et les résultats enregistrés

1.9. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté les différents types de ponts ainsi que leurs composants. A travers cette recherche bibliographique les ponts en béton précontraint ont été présentés puisque notre étude portera sur ce type de pont. Et nous avons aussi présenté les méthodes de calcul de la capacité portante d'un pieu isolé. Dans le chapitre suivant on présentera en détail les caractéristiques physiques et mécaniques de notre sol.

CHAPITRE 2

PRESENTATION ET RECONNAISSANCE DU SOL

CHAPITRE 2 PRESENTATION ET RECONNAISSANCE DU SOL

2.1. Introduction

Ce chapitre sera consacré à la présentation du site qui est situé à l'Autoroute Est-Ouest au pôle universitaire d'El-Affroun dans la wilaya de Blida, ainsi que d'interpréter les essais in-situ ainsi que les essais de laboratoire fournis par la compagnie géotechnique. En premier lieu une présentation des différentes situations (géographique, morphologique et géologique, etc.), en second lieu une reconnaissance géotechnique sera illustrée et une présentation des résultats et une interprétation sera faite.

2.2. Description du site et du projet

L'ouvrage est un pont à poutres en béton précontraint situé à l'Autoroute Est-Ouest au pôle universitaire d'EL-Affroun dans la wilaya de Blida, du PK 6+047,10 jusqu'à PK 6+180.10. Il s'agit d'un ouvrage d'art de 133.80 m avec quatre (04) travées.



Figure 2.1 : Vue par satellite

2.3. Données fonctionnelles

2.3.1. Tracé en plan

Notre pont est un pont isostatique (simplement appuyé) constitué de quatre travées, les deux qui sont en extrémité (entrée et sortie) sont de longueur 33.50 m et les deux intermédiaires de 33.40 m, comporte huit (08) poutres en béton précontraint posées sur deux (02) culées et trois (03) appuis intermédiaires (pile).

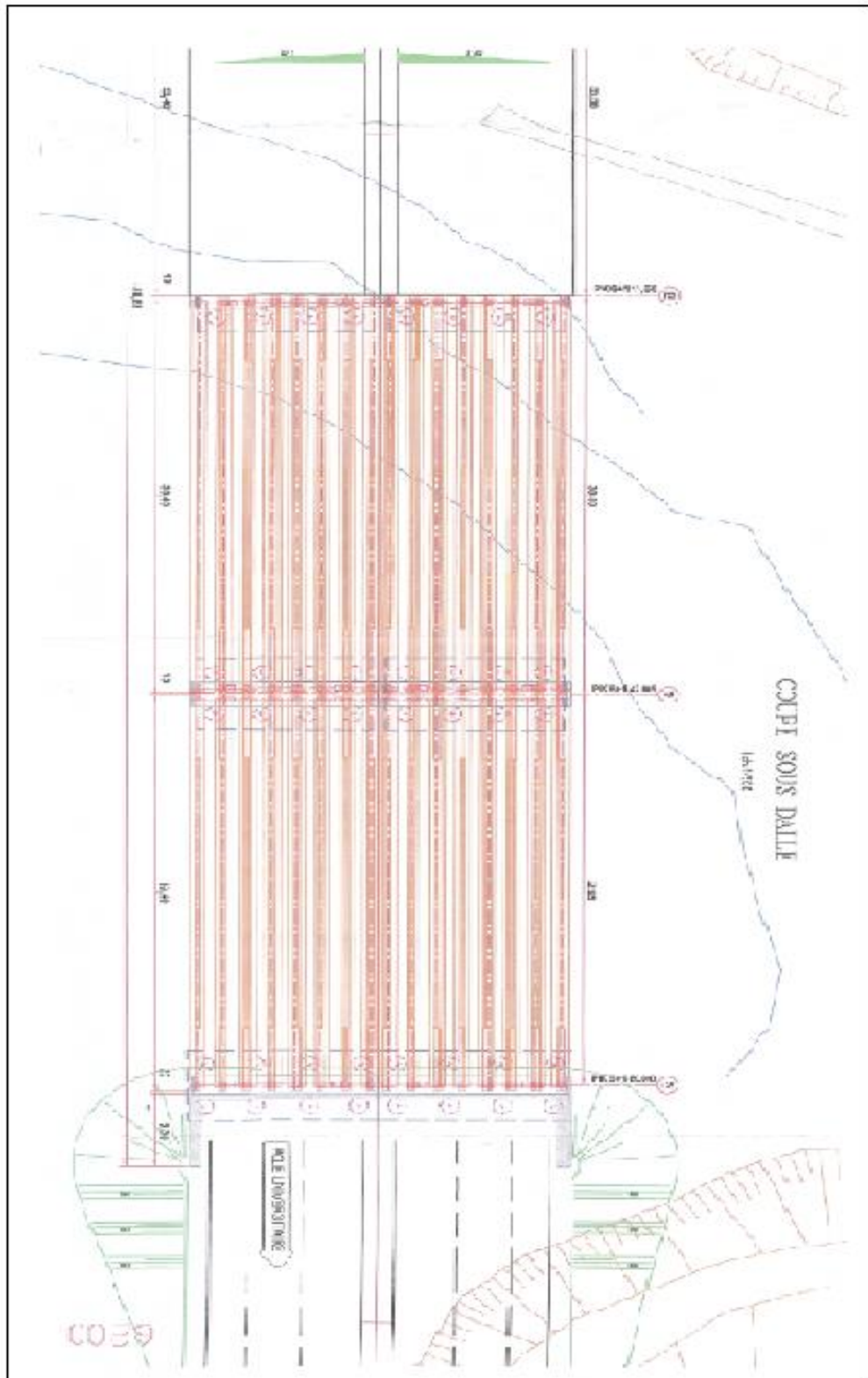


Figure 2.2 : Vue en plan de l'ouvrage.

CHAPITRE 2 PRESENTATION ET RECONNAISSANCE DU SOL

2.3.2. Profil en long

Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage (couche de roulement) définissant en élévation le tracé en plan. Il doit être défini en tenant compte des exigences naturelles et fonctionnelles. La longueur du pont est de 133,80 m.

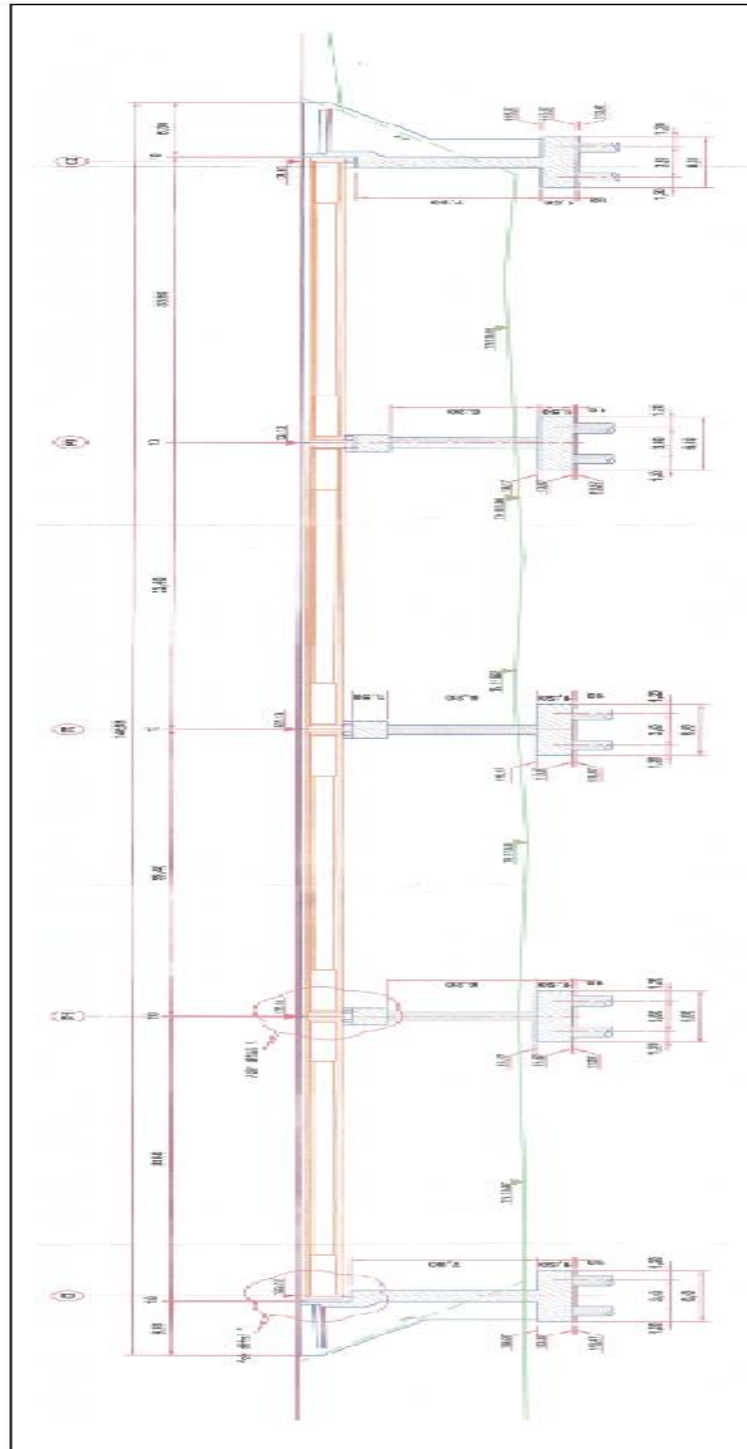


Figure 2.3 : Profil en long de l'ouvrage.

CHAPITRE 2 PRESENTATION ET RECONNAISSANCE DU SOL

L'ouvrage d'art projeté dans le cadre du projet appartient au groupe 2 (pont important).

Tableau 2.2 : Coefficient d'accélération sismique "A" selon le RPOA

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	II a	II b	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

Selon le RPOA Blida est classé dans la classe sismique **II b**, et le groupe de pont est de groupe **2** donc le coefficient d'accélération

$$A=0,25$$

2.5. Résultats de Reconnaissance géotechnique

Une reconnaissance approfondie a été établie in-situ et en laboratoire conjointement avec INZAMAC Algérie et le Groupe ETRHB pour établir le profil de sol indiquant la géométrie et les caractéristiques des couches composantes du site étudié.

2.5.1. Les essais in-situ

La campagne de reconnaissance géotechnique in-situ comporte les essais suivants :

- Quatre (04) sondages carottés de reconnaissance (SC01 de 30m de profondeur, SC02 de 33,5 m de profondeur, SC03 de 30,45m de profondeur et SC04 de 27m de profondeur) dans le but de :
 - Déterminer la nature du sol.
 - Visualiser l'homogénéité des couches.
 - Prélever des échantillons pour réaliser des essais en laboratoire.
- Trois (03) sondages pressiométriques PMT (PMT01 de 20,0m de profondeur, PMT02 de 15,0 m de profondeur et PMT03 de 22,0 m de profondeur).

CHAPITRE 2 PRESENTATION ET RECONNAISSANCE DU SOL

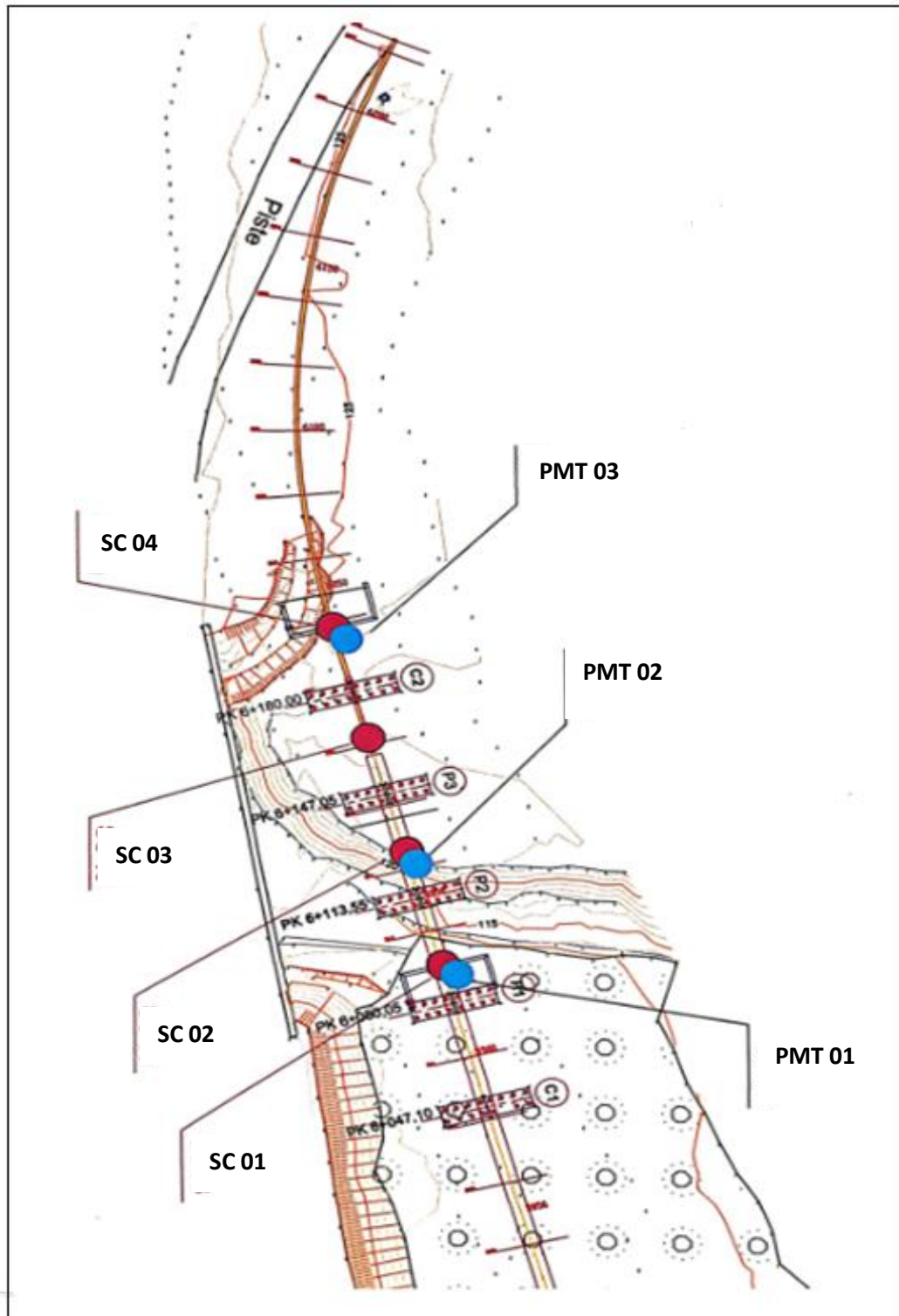


Figure 2.6 : Schéma d'implantation des points de reconnaissance géotechnique.

CHAPITRE 2 PRESENTATION ET RECONNAISSANCE DU SOL

2.5.1.1. Essais pressiométrique (PMT)

L'essai pressiométrique de Ménard est un essai de chargement de sol en place réalisé à l'aide d'une sonde cylindrique dilatante, laquelle est disposée au sein du terrain, dans un forage préalable. Cette sonde, constituée de trois cellules, est gonflée par l'eau et l'air comprimé, exerçant ainsi sur la paroi du forage des pressions rigoureusement uniformes. Les déplacements de cette paroi s'accompagnent donc d'une augmentation de volume de la sonde qui est alors lue, pour chacune des pressions, en fonction du temps (évaluation de la pression limite de la rupture P_l en bar et module de déformation E en bar).

P_l : Pression limite

E_m : Module pressiométrique

Les trois (03) sondages pressiométriques permis de reconnaître et de caractériser les couches de sol rencontrées sur le site du projet.

Les tableaux suivants présentent les valeurs de pression limite et celles du module pressiométrique :

Tableau 2.3 : Résultats du sondage pressiométrique PMT01.

Profondeur (m)	E_m (bar)	P_l (bar)	P_f (bar)	E_m/P_l
2	68,50	01,72	0,90	39,82
4	05,21	0,58	0,60	08,98
6	05,56	0,63	0,56	08,82
8	100,73	7,31	4,39	13,78
10	153,88	13,27	7,10	11,60
12	09,52	01,08	0,94	08,82
14	1121,81	33,52	33,52	33,47
16	1993,26	33,91	33,91	58,78
18	1636,92	34,12	34,12	47,97
20	1597,16	34,27	34,27	46,60
22	2321,85	34,60	34,60	67,10
24	2983,32	34,73	34,73	85,90
26	4079,77	35,12	35,12	116,17
28	4342,65	35,26	35,26	123,16

CHAPITRE 2 PRESENTATION ET RECONNAISSANCE DU SOL

Tableau 2.4 : Résultats du sondage pressiométrique PMT02.

Profondeur (m)	E_m (bar)	P_l (bar)	P_f (bar)	E_m/P_l
2	23,03	1,54	0,96	14,96
4	21,06	1,64	0,82	12,84
6	17,33	1,52	0,94	11,40
8	217,02	21,94	12,42	9,9
10	1474,56	33,23	33,23	44,37
12	2222,89	33,55	33,55	66,25

Tableau 2.5 : résultats du sondage pressiométrique PMT03.

Profondeur (m)	E_m (bar)	P_l (bar)	P_f (bar)	E_m/P_l
2	316,30	24,75	13,95	12,78
4	1878,19	32,74	32,74	57,37
6	2521,27	32,87	32,87	76,70
8	2982,87	33,10	33,10	90,12
10	15,19	2,60	02,12	5,84
12	3815,02	33,45	33,45	114,05
14	6,39	2,41	2,19	2,65
16	2695,05	33,87	33,87	79,57
18	2998,90	34,05	34,05	88,07
20	5,83	3,09	2,83	1,89

2.5.1.2. Essais de pénétration au carottier (SPT)

Vingt-deux (22) essais de pénétration au carottier (SPT) ont été réalisés dans quatre (04) sondages carottés. Les résultats (N_0 , N_1 et N_2) de ces essais, qui représentent le nombre de coups nécessaires à des enfoncements successifs de 15cm, ainsi que le N_{SPT} correspondant à ($N_1 + N_2$).

CHAPITRE 2 PRESENTATION ET RECONNAISSANCE DU SOL

Tableau 2.6 : résultats des essais SPT.

Sondage	profondeur	N_0	N_1	N_2	$N_1 + N_2$
SC01	05,40-05,85	5	9	14	23
	10,00-10,45	7	11	15	26
	15,00-15,45	9	15	24	39
	20,00-20,45	9	13	19	32
	25,00-25,45	13	18	24	42
SC02	05,00-05,00	Refus	-	-	Refus
	10,00-10,00	Refus	-	-	Refus
	15,30-15,55	9	7	Refus	Refus
	20,00-20,45	20	31	46	> 50
	25,40-25,65	24	Refus	-	Refus
	30,00-30,20	33	Refus	-	Refus
SC03	05-4,45	7	10	23	33
	10,00-10,45	10	17	33	50
	15,00-15,45	9	21	32	> 50
	20,00-20,45	11	17	24	41
	25,00-25,45	13	19	29	48
	30,00-30,45	10	27	34	> 50
SC04	5,00-5,45	7	17	28	45
	10,00-10,45	14	34	44	> 50
	15,00-15,45	13	19	28	47
	20,00-20,45	11	23	37	> 50
	25,00-25,45	9	13	23	36

2.5.2. Les essais au laboratoire

2.5.2.1. Essais physique

Suite aux essais réalisés par le laboratoire on a obtenu les résultats regroupés dans le tableau suivant :

❖ **Humidité :**

ω : Teneur en eau

γ_d : Poids volumique sec

CHAPITRE 2 PRESENTATION ET RECONNAISSANCE DU SOL

γ_h : Poids volumique du sol humide S_r : Degré de saturation

Tableau 2.7 : Les caractéristiques physique.

N° du Sondage....SC	Profondeur (m)	ω (%)	γ_d (kN/ m ³)	γ_h (kN/ m ³)	Sr (%)
SC01	01,20 – 01,50	25	16,00	20,00	100
	08, 20 – 08,50	30	15,00	19,5	100
	20,70 – 21,00	27	15,60	19,70	100
SC02	13,20 – 13,60	10	20,20	22,30	87
	17,30 – 17,60	13	18,80	21,20	81
	25,70 – 26,25	9	20,10	22,00	78
SC03	01,20 – 01,50	12	20,10	17,90	65
	02,40 – 02,80	16	18,00	21,00	91
SC04	06,70 – 07,00	10	18,40	20,30	61

❖ Limites d'Atterberg

W_L : limite de liquidité, W_P : Limite de plasticité, I_P : Indice de plasticité

le détail de cet essai sont donnés sur l'annexe

Tableau 2.8 : Les limites d'Atterberg (Annexe).

N° du Sondage....SC	Profondeur (m)	W_L (%)	W_P (%)	I_p (%)	I_c (%)
SC01	01,20 – 01,50	50	19	31	0,8
	08, 20 – 08,50	58	19	39	0,7
	20,70 – 21,00	46	21	25	0,8
SC02	13,20 – 13,60	46	15	31	1,2
	17,30 – 17,60	43	17	26	1,2
	25,70 – 26,25	44	17	27	1,3
SC03	01,20 – 01,50	41	18	23	1,3
	02,40 – 02,80	47	21	26	1,20

CHAPITRE 2 PRESENTATION ET RECONNAISSANCE DU SOL

SC04	06,70 – 07,00	44	18	26	1,3
-------------	---------------	----	----	----	-----

❖ **Granulométrie**

- ✓ %<2mm: Pourcentage des passants inférieurs à 2 mm.
- ✓ %< 80 μ: Pourcentage des passants inférieurs à 80 μ.

Tableau 2.9 : Résumé des résultats d'analyse granulométrique (tamisât des tamis inférieurs 2mm et 80 μm).

N° du Sondage....SC	Profondeur (m)	%< 2 mm	%< 80 μ	Classification selon L.C.P.C
SC01	01,20 – 01,50	98	82	At
	08, 20 – 08,50	99	92	At
	20,70 – 21,00	97	92	Ap
SC02	13,20 – 13,60	99	88	Ap
	17,30 – 17,60	99	86	Ap
	25,70 – 26,25	95	80	Ap
SC03	01,20 – 01,50	92	54	Ap
	02,40 – 02,80	91	69	Ap
SC04	06,70 – 07,00	95	78	Ap

2.5.2.2 Essais mécanique

- **Résistance au cisaillement** : Le tableau suivant représente les résultats de l'essai de la résistance au cisaillement UU (non drainé non consolidé) et CD (consolidé et drainé) :

CHAPITRE 2 PRESENTATION ET RECONNAISSANCE DU SOL

Tableau 2.10 : Résultats des essais de cisaillement (Triaxial).

N° du Sondage....SC	Profondeur (m)	Cisaillement UU		Cisaillement CD	
		C_u (kPa)	φ_u (°)	C' (kPa)	φ' (°)
SC01	01,20 – 01,50	57	3		
	08, 20 – 08,50	28	1	18	21
	20,70 – 21,00	22	13		
SC02	13,20 – 13,60	70	13		
	17,30 – 17,60	53	28	20	11
	25,70 – 26,25	27	24		
SC03	01,20 – 01,50	impossible			23
	02,40 – 02,80			15	23
SC04	06,70 – 07,00	115	16		
	09,75– 10,00	impossible			

2.6. Classification des échantillons

1) Classification du sol selon le système L.C.P.C :

❖ Sondage carotté PK 6+080.05 (SC01) :

Profondeur de 1,20 à 1,50 m

Ouverture des tamis (mm)	0,08	2
Tamisat (%)	81,50	97,50

On a $T(80\%)=81.50\%$ donc $R(80\%) = 100 - 81.50 = 18.5\% < 50\%$

On a 18.5% des éléments $> 0.08\text{ mm} \Rightarrow$ moins de 50 % des éléments $>0.08\text{mm}$

Il s'agit d'un sol fin.

$$\begin{cases} w_l = 50 \\ w_p = 19 \\ I_p = 31 \end{cases} \Rightarrow \text{Par le diagramme de classification des sols fins de CASAGRANDE}$$

Le sol est un **Argile moyennement plastique**

Le reste de détail de la classification du sol est représenté dans les annexes.

CHAPITRE 2 PRESENTATION ET RECONNAISSANCE DU SOL

2.7. Résultats de la classification du sol et l'homogénéité du sol

Tableau 2.11: Représentation des résultats de classification du sol.

N° du Sondage....SC	Profondeur (m)	Classification selon L.C.P.C
SC01	01,20 – 01,50	Argile moyennement plastique
	08, 20 – 08,50	Argile très plastique At
	20,70 – 21,00	Argile très plastique At
SC02	13,20 – 13,60	Argile peu plastique Ap
	17,30 – 17,60	Argile peu plastique Ap
	25,70 – 26,25	Argile peu plastique Ap
SC03	01,20 – 01,50	Argile peu plastique Ap
	02,40 – 02,80	Argile peu plastique Ap
SC04	06,70 – 07,00	Argile peu plastique Ap

2.8. Résultats de l'étude de l'homogénéité du sol

Une étude d'homogénéité du sol est faite sur les différents sondages carottiers, le détail de cette étude est présenté en annexe

Le tableau 2.12 regroupe les résultats de l'étude d'homogénéité.

Tableau 2.12 : Résultats de l'étude d'homogénéisation du sol.

	Les couches(m)	φ_u (°)	C_u (KPa)	φ' (°)	C' (KPa)	γ_d (kN/ m^3)	γ_h (kN/ m^3)
Culée 01 Pile 01 Pile 02	Argile (0-15.10m)	1	28	21	18	15,5	19,75
	Marne (15.10-30m)	13	22	11	20	15,6	21.3
Culée 02 Pile 03	Argile (0-27m)	16	115	23	15	18,86	19,73

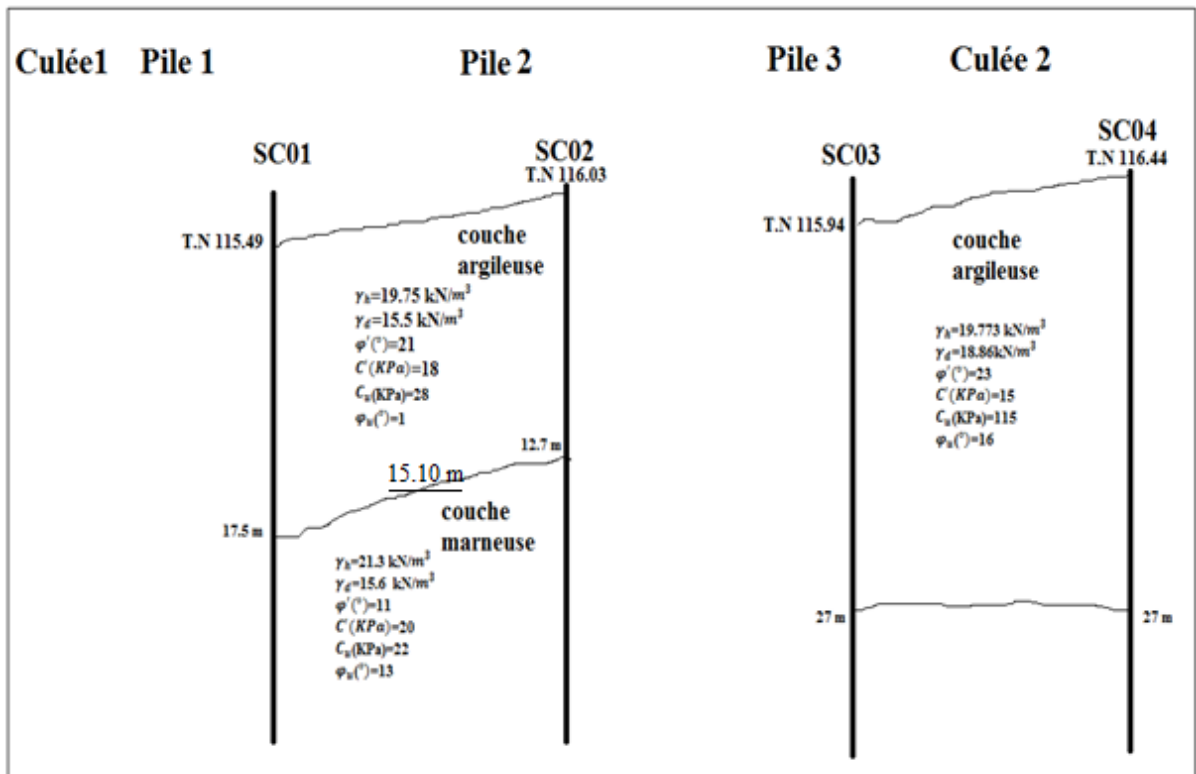


Figure 2.7 : Coupe lithologique du sol.

2.9. Niveau piézométrique

Le niveau piézométrique relevé du sondage Sc01, Sc03, Sc04 varie entre (1.20 m et 5.5 m)

2.10. Conclusion

La campagne d'investigation sur terrain (sondage carottés et essais pressiométrique) suivie par les essais de laboratoire sur les échantillons récupérés nous ont permis d'identifier la nature et les formations du sol avec une quantification de leurs principales caractéristiques mécaniques et physiques. L'étude du sol nous a permis d'élaborer le modèle du sous-sol qui recense principalement la présence dominante d'une couche d'argile plastique. Ce modèle de sol est pris en compte dans l'étude et le calcul des fondations profondes de cet ouvrage. On suppose que le niveau de la nappe phréatique est en surface.

CHAPITRE 3

PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES ET CALCUL DES CHARGE ET SURCHARGES

CHAPITRE 3 PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES ET CALCUL DES CHARGE ETSURCHARGES

3.1. Introduction

Dans ce chapitre, on va calculer les charges et les surcharges que le pont doit supporter.

3.2. Dimensionnement des éléments du tablier

3.2.1. Pré-dimensionnement des poutres en béton précontraint

Une fois le choix du type d'ouvrage est fait, on procède au pré dimensionnement de ses éléments porteurs.

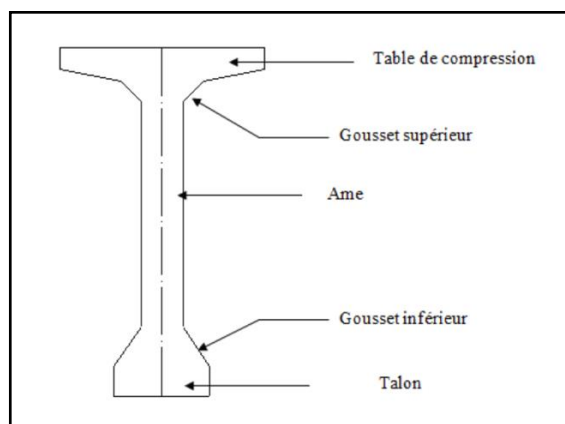


Figure 3.1 : Coupe transversale d'une poutre.

1) Entraxe « d » entre deux poutres

Donnée : $d=1,6$ m

2) Nombre de poutres

Le nombre de poutres est déterminé par l'équation suivante :

$$N = \left(\frac{L_a}{d} + 1\right) \quad (3.1)$$

Avec :

L_a : entraxe entre les poutres des deux extrémités

$$L_a = 11,20 \text{ m} \quad d = 1,5 \text{ m}$$

$$N = \frac{11,20}{1,6} + 1 = 8$$

$N = 8$ poutres.

CHAPITRE 3 PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES ET CALCUL DES CHARGE ETSURCHARGES

3) Hauteur des poutres

La hauteur des poutres est un paramètre très important; car si la hauteur des poutres est trop grande, risque de présenter une trop grande prise au vent; dans le cas contraire ou la réduction de la hauteur conduit rapidement à une augmentation considérable des quantités d'acier de précontrainte, et même des sections de béton.

La hauteur de la poutre doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L}{20} - 0,2 \leq H_t \leq \frac{L}{20} + 0,5 \quad (3.2)$$

Avec :

L : distance entre axe des appuis de la travée.

Pour L = 33,5 m => $1,475 \leq H_t \leq 2,175$

On a choisi L = 33,5 m la longueur la plus longue.

On prend : $H_t = 1,50$ m

4) Le Talon

Il constitue la partie inférieure de la poutre, il permet de loger les câbles de précontraintes en section médiane, il est dimensionné de façon à ce que le béton ne risque pas d'éclater sous la poussée au vide des armatures.

Sa largeur « b_t » est comprise entre 40 et 70 cm ; on prend $b_t = 47$ cm.

Sa hauteur « h_t » est comprise entre 10 et 20 cm, afin de permettre un bon bétonnage et contenir les armatures passives, on prend $h_t = 15$ cm.

Le gousset de jonction entre le talon et l'âme doit avoir une pente suffisante pour assurer un bon bétonnage du talon, cette pente doit satisfaire l'expression suivante :

$$1 \leq \operatorname{tg}\varphi = \frac{2h_g}{b_t - b_0} \leq \frac{3}{2} \quad (3.3)$$

Avec :

h_g : Hauteur du gousset

$$\frac{b_t - b_0}{2} \leq h_g \leq \frac{3}{2} \times \frac{b_t - b_0}{2} \quad (3.4)$$

$$\begin{cases} b_t = 47 \text{ cm} \\ b_0 = 35 \text{ cm} \end{cases}$$

On a : $6 \leq h_g \leq 9$

On prend : $h_g = 20$ cm en section médiane.

$h_g = 9$ cm en section d'about.

CHAPITRE 3 PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES ET CALCUL DES CHARGE ETSURCHARGES

5) Table de compression

La largeur « b » de la table de compression doit être suffisante pour empêcher le déversement latéral. Elle est calculée par la formule suivante :

$$0,6H_t \leq b \leq 0,7H_t \quad (3.5)$$

$$\text{Avec : } H_t = 150 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad 90 \text{ cm} \leq b \leq 105 \text{ cm}$$

Donc on prend $b = 103 \text{ cm}$

Son épaisseur est de 11 cm, pour assurer la bonne mise en place des armatures passives, les goussets supérieurs sont de l'ordre de (31 cm x 6 cm), (10 cm x 10 cm) pour la section médiane et de (31 cm x 6 cm), (3 cm x 3 cm) pour la section d'about.

6) Epaisseur de l'âme b_0

▪ Section médiane

L'épaisseur de l'âme doit assurer la bonne mise en place du béton. Cette épaisseur doit vérifier la condition suivante :

$$b_0 \geq \frac{H_t}{36} + 6 + \varnothing_{\text{ext.gaine}} \quad (3.6)$$

Pour :

$$H_t = 150 \text{ cm}$$

$$\varnothing_{\text{ext.gaine}} = 8 \text{ cm}$$

$$\text{On trouve : } b_0 \geq 18,16 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } b_0 = 21 \text{ cm}$$

▪ Section d'about

L'épaisseur de l'âme est imposée par les plaques de répartition sur lesquelles s'appuie le socle du vérin, lors de la mise en tension des câbles, et être suffisante pour reprendre l'effort tranchant maximum. Elle doit vérifier la condition suivante :

$$b_0 \geq a + 10 \quad (3.7)$$

Avec :

a : largeur de la plaque d'ancrage.

$$a = 20 \text{ cm} \Rightarrow b_0 \geq 30 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } b_0 = 35 \text{ cm.}$$

3.2.2. Pré-dimensionnement de la dalle

1) Longueur de la dalle

La longueur de la dalle ou de l'hourdis est égale à l'élanement des poutres.

Donc :

$$L_d = 33,5 \text{ m}$$

2) Largeur de la dalle

La largeur de la dalle ou de l'hourdis est égale à la largeur de la chaussée rouable L_r plus la largeur des deux trottoirs :

$$l_d = L_r + 2 \times L_{\text{trot}} \quad (3.8)$$

Avec :

$$L_r = 10 \text{ m}$$

L_{trot} : largeur du trottoir, on prend $L_{\text{trot droite}} = 1,5 \text{ m}$; $L_{\text{trot gauche}} = 1,00 \text{ m}$.

$$\text{Donc : } l_d = 10 + (1,5 + 1) = 12,5 \text{ m.}$$

3) Epaisseur de la dalle

En général l'épaisseur de la dalle varie selon l'entre axes des poutres, plus l'entre axe est grand plus l'épaisseur de la dalle est grande pour reprendre mieux les efforts de flexion longitudinale l'épaisseur de la dalle est :

$$h \geq \frac{d}{15} \quad (3.9)$$

Dans notre cas l'espacement entre axes des poutres est 1,5 m

$$\text{Donc : } h \geq 10 \text{ cm}$$

On prend $h = 25 \text{ cm}$

4) Les trottoirs

Le rôle des trottoirs est de protéger les piétons en isolant la circulation des véhicules en général par simple surélévation de 10 à 20 cm par rapport à la voie de circulation, et aussi la largeur doit être suffisante pour faciliter la circulation des piétons. la largeur des trottoirs sera donc :

$$L_{\text{trot droite}} = 1,5 \text{ m} ; L_{\text{trot gauche}} = 1,00 \text{ m}$$

5) Les glissières de sécurité

Le rôle des glissières est de sécuriser les piétons sur les trottoirs en les prolongeant des véhicules qui roulent sur les voies du pont. Généralement c'est les glissières souples qui sont employés dont leurs dimensions sont normalisées.

CHAPITRE 3 PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES ET CALCUL DES CHARGE ETSURCHARGES

6) Les garde-corps

Le rôle des garde-corps est de sécuriser les piétons sur les trottoirs et les véhicules qui roulent sur le pont. Les garde-corps ont aussi une fonction esthétique.

7) Les corniches

Le rôle essentiel des corniches est la protection des extrémités latérales du tablier contre les intempéries, elles doivent en effet recouvrir l'extrémité de la dalle, empêchant ainsi les pénétrations d'eau par la tranche du hourdis. Elles jouent également le rôle de larmier, afin d'éviter le ruissellement de l'eau de pluie sur les parements de la structure porteuse (pérennité et esthétique).

3.3. Calcul des charges

L'ouvrage doit résister aux efforts qui lui sont appliqués :

- La charge permanente (CP).
- La charge complémentaire permanente (CCP).
- Les surcharges routières.

3.3.1. Calcul des charges permanentes (CP)

Elle contient seulement le poids propre des poutres et de la dalle (tablier).

3.3.1.1. Le poids propre de la poutre

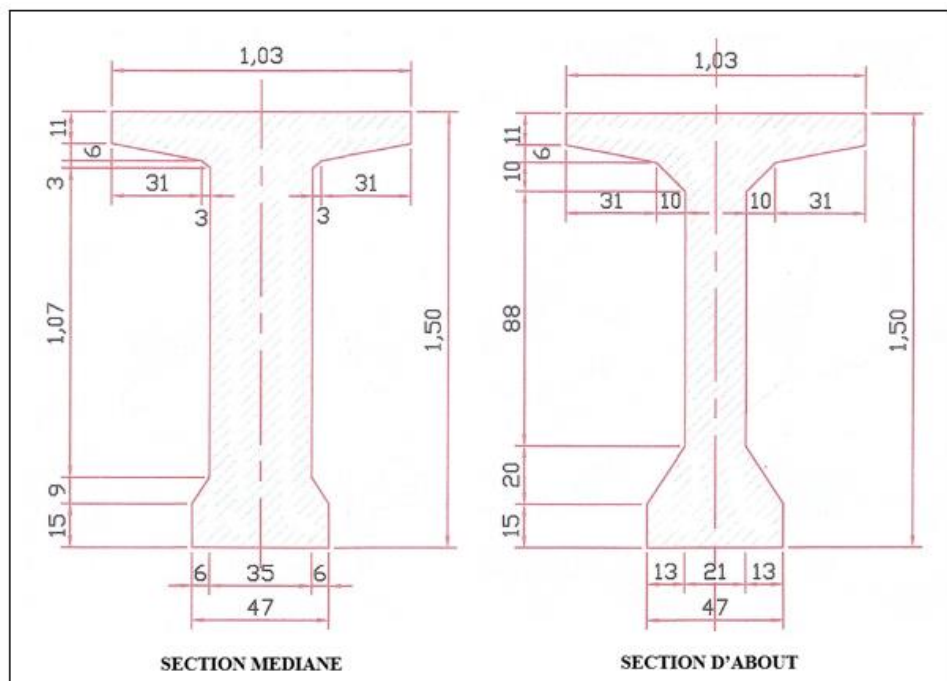


Figure 3.2 : Dimensionnement des poutres médiane et d'about.

CHAPITRE 3 PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES ET CALCUL DES CHARGE ETSURCHARGES

Le poids total de la poutre est donné par la formule suivante :

$$P_{\text{poutre}} = [(P_1 + P_2)/2] \times 2 \quad (3.10)$$

$$P_1 = (S_1 \times L/2)\gamma_{\text{béton}} \quad (3.11)$$

$$P_2 = (S_2 \times L/2)\gamma_{\text{béton}} \quad (3.12)$$

Avec :

S_1 : section de section d'about.

S_2 : section de la section médiane.

$\gamma_{\text{béton}}$: poids volumique du béton ($\gamma_{\text{béton}} = 2.5\text{t/m}^3$)

- Calcul de S_1 et P_1 :

$$S_1 = [(11 \times 103) + (31 \times 6) + (3 \times 3) + (139 \times 35) + 2 \times (6 \times 15) + 2 \times (9 \times 6)]10^{-4} = 0,6481 \text{ m}^2$$

$$P_1 = 0,6481 \times \left(\frac{33,5}{2}\right) \times 2,5 = 27,139 \text{ t}$$

- Calcul de S_2 et P_2 :

$$S_2 = [(11 \times 103) + (31 \times 6) + (10 \times 10) + (21 \times 139) + 2(20 \times 13) + 2(13 \times 15)]10^{-4} = 0,5248\text{m}^2$$

$$P_2 = 0,5248 \times \left(\frac{33,5}{2}\right) \times 2,5 = 21,976 \text{ t}$$

- Calcul de poids propre de la poutre :

$$P_{\text{poutre}} = P_1 + P_2 = 27,139 + 21,976 = 49,115 \text{ t}$$

- Poids total des huit poutres :

$$P_{\text{T poutre}} = 49,115 \times 8 = 392,92 \text{ t.}$$

$$P_{\text{T poutre}} = \frac{392,92}{33,5} = 11,73 \text{ t/ml.}$$

3.3.1.2. Poids propre de la dalle

1. Le poids propre de la dalle en béton armé est donné selon la formule suivante :

$$P_d = e_d \times I_d \times L_d \times \gamma_{\text{béton}} \quad (3.13)$$

Avec :

- e_d : Epaisseur de la dalle 0,25 m
- I_d : largeur de la dalle = 12,5 m
- $\gamma_{\text{béton}}$: poids volumique du béton ($\gamma_{\text{béton}} = 2,5\text{t/m}^3$)
- L_d : longueur de la dalle = 33,5 m

CHAPITRE 3 PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES ET CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

$$P_d = 0,25 \times 12,5 \times 33,5 \times 2,5 = 261,71 \text{ t}$$

Donc :

$$P_d = \frac{261,71}{33,5} = 7,81 \text{ t/ml}$$

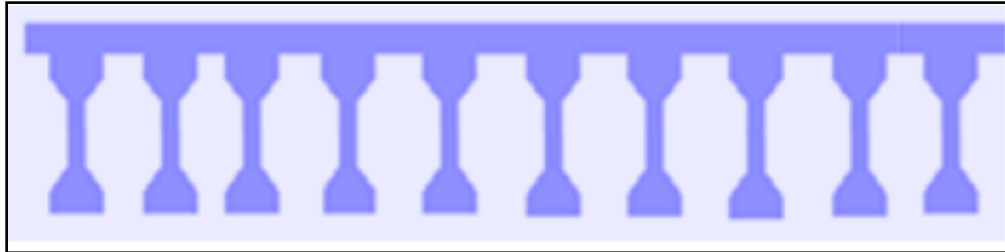


Figure 3.3 : Tablier (poutres + dalle).

3.3.2. Calcul des Charges complémentaires permanentes (CCP)

Elles représentent les éléments non porteurs.

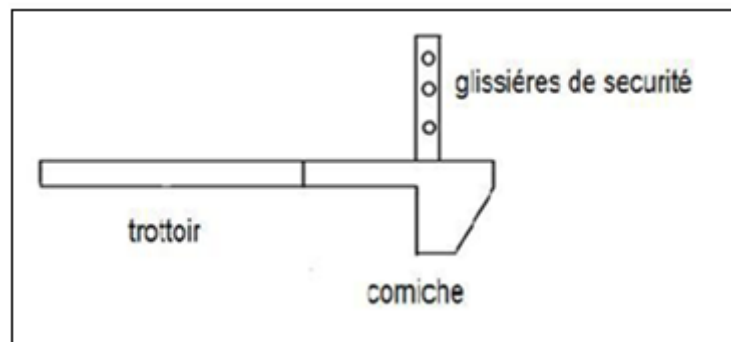


Figure 3.4 : Complément des charges permanentes.

3.3.2.1. Calcul du poids du revêtement

On a une couche de revêtement en béton bitumineux (BB) le poids est donné par :

$$P_{\text{rev}} = \gamma_{\text{rev}} \times e_{\text{rev}} \times I_{\text{rev}} \quad (3.14)$$

P_{rev} : poids du revêtement du bitume

γ_{rev} : masse volumique du revêtement = 2,2 t/m³

e_{rev} : épaisseur du revêtement = 8cm

I_{rev} : largeur du revêtement

$$P_{\text{rev}} = 2,2 \times 0,08 \times 10$$

Donc :

$$P_{\text{rev}} = 1,76 \text{ t/ml}$$

CHAPITRE 3 PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES ET CALCUL DES CHARGE ETSURCHARGES

3.3.2.2. Calcul du poids des glissières de sécurité

Les glissières de sécurité sont des éléments en acier destinés à retenir des véhicules légers dont les conducteurs ont perdu le contrôle. Leur poids est de 0,06 t/ml. (Selon le fascicule 62 titre II). On a deux glissière de sécurité

$$P_{2(\text{glis})} = 2 \times 0,06 = \mathbf{0,12 \text{ t/ml}}$$

3.3.2.3. Calcul du poids du garde-corps

Les garde-corps ont essentiellement pour objet la protection des piétons. Le poids d'un garde-corps est de 0,1 t/ml. (Selon le fascicule 62 titre II). On a deux garde-corps.

$$P_{2(\text{garde-corps})} = 2 \times 0,1 = \mathbf{0,2 \text{ t/ml}}$$

3.3.2.4. Calcul du poids des corniches

Les corniches sont des éléments qui équipent les bords latéraux d'un pont et dont le rôle principal est d'améliorer l'esthétique de l'ouvrage.

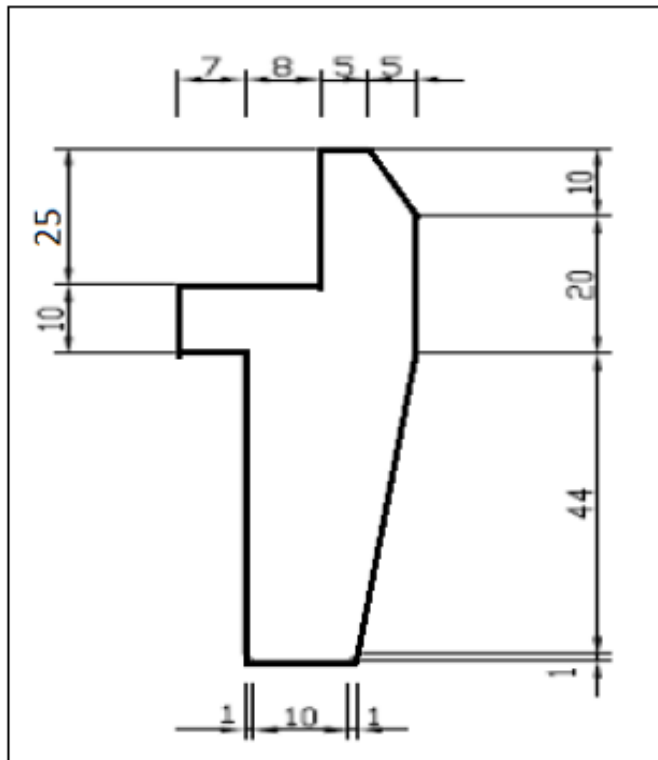


Figure 3.5 : La section de la corniche.

CHAPITRE 3 PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES ET CALCUL DES CHARGE ETSURCHARGES

Le poids propre de la corniche se calcul par la formule suivante :

$$P_{(\text{corniche})} = S \times \gamma_b \quad (3.15)$$

Avec :

S : surface de la corniche

$$S = 0,126 \text{ m}^2.$$

γ_b : Poids volumique du béton armé= 2,5 t/m³

Pour les deux coté on a :

$$P_{2(\text{corniche})} = 2 \times 2,5 \times 0,126$$

$$P_{2(\text{corniche})} = 0,63 \text{ t/ml}$$

3.3.2.5. Calcul poids du trottoir

Le poids est donné par :

$$P_{\text{trottoir}} = S \times \gamma_b$$

Avec :

S : surface du trottoir

$$s_1 = 1.50 \times 0,2 = 0,3 \text{ m}^2$$

$$s_2 = 1 \times 0,2 = 0,2 \text{ m}^2$$

γ_b : Poids volumique du béton = 2,5 t/m³

$$P_{\text{trottoir}} = (0,3 + 0,2) \times 2,5 = 1,25 \text{ t/ml}$$

3.3.2.6. Le poids total du tablier (G)

$$G = CP + CCP \quad (3.16)$$

$$CP = P_{\text{poutre}} + P_{\text{dalle}} \quad (3.17)$$

$$CP = (11,73 + 7,81)$$

$$CP = 19,54 \text{ t/ml}$$

$$CCP = P_{\text{revt}} + P_{\text{trot}} + P_{\text{gliss}} + P_{\text{gc}} + P_{\text{corn}}$$

$$CCP = (1,76 + 1,25 + 0,12 + 0,2 + 0,63) = 3,96 \text{ t/ml}$$

Donc le poids total

$$G = 23,5 \text{ t/ml}$$

Le tableau suivant résume un pré-dimensionnement des efforts :

CHAPITRE 3 PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES ET CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

Tableau 3.1 : Les résultats de charges (CP, CCP) et surcharges

Type de charge	Désignation	(t/ml)
CP	Poids propre d'une poutre par ml	11,73
	Poids de la dalle	7,81
CCP	Poids du garde-corps	0,20
	Poids du glissière de sécurité	0,12
	Poids du revêtement	1,76
	Poids de la corniche	0,63
	Poids des trottoirs	1,25
	G= CP+CCP	23,5

• 3.4. Calcul des surcharges [6]

D'après le fascicule 61 titre II, les surcharges à considérer sont :

- Charge permanente
- La surcharge de type A (L).
- Système B.
- La surcharge militaire Mc 120.
- La surcharge exceptionnelle (convois D240 t).
- Les surcharges sur trottoirs.

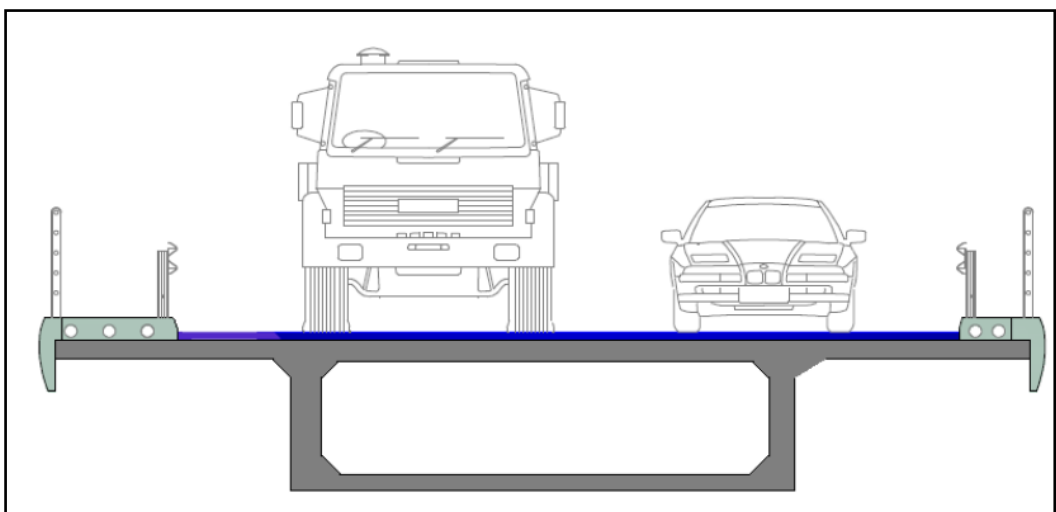


Figure 3.6 : Surcharges routières.

CHAPITRE 3 PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES ET CALCUL DES CHARGE ETSURCHARGES

a) Largeur rouable (L_r)

La largeur rouable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures.

$$L_r = 12,5 - 1,5 - 1 = 10 \text{ m} \quad \mathbf{L_r = 10 \text{ m}}$$

b) 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 on a :

$$L_r = 10 \text{ m Avec 2 mètres de bande d'arrêt d'urgence}$$

$$\text{Donc : } L_c = 10 - 2 = 8$$

$$L_c = 8 \text{ m}$$

c) Le nombre de voie

D'après le fascicule 61 titre II. Les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égale à la partie entière du quotient par 3 de leur Largeur chargeable.

$$N = \left(\frac{L_c}{3} \right) = \frac{8}{3} = 2,66 \quad (3.18)$$

Donc on a deux (02) voies $\mathbf{N=2}$

d) Largeur d'une voie

$$L_v = \frac{L_c}{2} \quad (3.19) \quad \text{d'où } L_v = \frac{8}{2} = 4 \text{ m.}$$

e) Classe des ponts routes

Selon les fascicules 61 titre II tous les ponts supportant des chaussées de largeur rouable supérieur ou égale à 7 m sont rangés dans la catégorie des ponts de première classe, le tableau suivant représente la classification des ponts :

Tableau 3.2 : classification des ponts selon le fascicule 61 titre II.

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

Pour notre pont $\mathbf{L_r \geq 7\text{m}}$ donc notre pont est de **classe 1**.

CHAPITRE 3 PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES ET CALCUL DES CHARGE ETSURCHARGES

3.4.1. Charge permanente [7]

$$R = \frac{q \times l}{2} = \frac{23,5 \times 33,5}{2} = 393,625 \text{ t} \quad (3.20)$$

$$M = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{23,5 \times 33,5^2}{8} = 3296,60 \text{ t.m} \quad (3.21)$$

3.4.2. Système de surcharge A(L)

Le système A se compose d'une charge uniformément répartie dont l'intensité dépend de la longueur L chargée, il est donné par la formule suivante :

$$A(L) = a_1 \times a_2 \times A(l) \times L_{\text{voie}} \quad (3.22)$$

Avec :

L_{voie} : la largeur de la voie

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{L+12} \quad (\text{Kg/m}^2) \quad (3.21)$$

L : longueur chargée (la portée du pont)

pour (L = 33,50 m) :

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{33,50+12}$$

$$A(l) = 1021,2 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} = 1,02 \text{ t/m}^2$$

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur de A(l) est multipliée par les coefficients a_1 du tableau suivant :

Tableau 3.3: Les valeurs du coefficient a_1 .

Nombre de voies		Nombre de voies				
		1	2	3	4	≥ 5
Classe du pont	1 ^{er} classe	1	1	0,90	0,75	0,70
	2 ^{ème} classe	1	0,90	-	-	-
	3 ^{ème} classe	0,90	0,80	-	-	-

Le coefficient a_2 est donné par la formule $a_2 = V_0/V$ (3.22)

Avec :

V : largeur d'une voie = 4 m.

V_0 : 3,50 m pour un pont de 1^{er} classe

Donc : $a_2 = 0,875$

Pour une voie :

$$A(L)_1 = 1,02 \times 1 \times 0,875 \times 4 = 3,57 \text{ t/ml}$$

CHAPITRE 3 PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES ET CALCUL DES CHARGE ETSURCHARGES

Pour deux voies :

$$A(L)_2 = 1,02 \times 1 \times 0,875 \times 8 = 7,14 \text{ t/ml}$$

Tableau 3.4 : tableau récapitulatif des réactions et des moments de la charge A(l).

Charge A(L)	Réaction (t)	Moments (t.m)
$A(L)_1$	59,79	500,80
$A(L)_2$	119,59	1017,04

3.4.3. Système de charges B

Le système de charges B comprend trois (3) types de systèmes :

- Le système B_c qui se compose de camions types (30 t).
- Le système B_t se compose de groupes de (02) essieux dits "essieux tandems".
- Le système B_r se compose d'une roue isolée (10 t).

3.4.3.1. Système B_c

Un camion du système B_c comporte trois essieux, sa masse totale est de 30 tonnes avec un essieu avant de 6 tonnes, et deux essieux arrières de 12 tonnes chacun. Les camions sont disposés de manière à produire l'effet le plus défavorable.

Disposition dans le sens transversal : nombre maximal de files que l'on peut disposer égal au Nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement Possible, les files peuvent être accolées ou non.

Disposition dans le sens longitudinal : nombre de camions est limité à deux, la distance des deux Camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable.

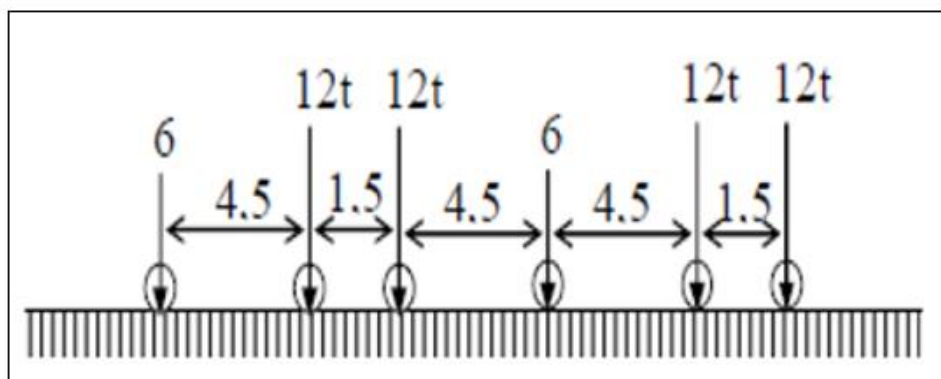


Figure 3.7 : Vue longitudinale du système B_c .

CHAPITRE 3 PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES ET CALCUL DES CHARGE ETSURCHARGES

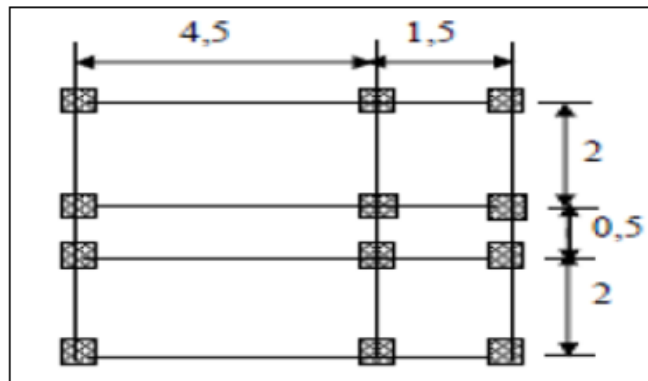


Figure 3.8 : Vue en plan du système B_c .

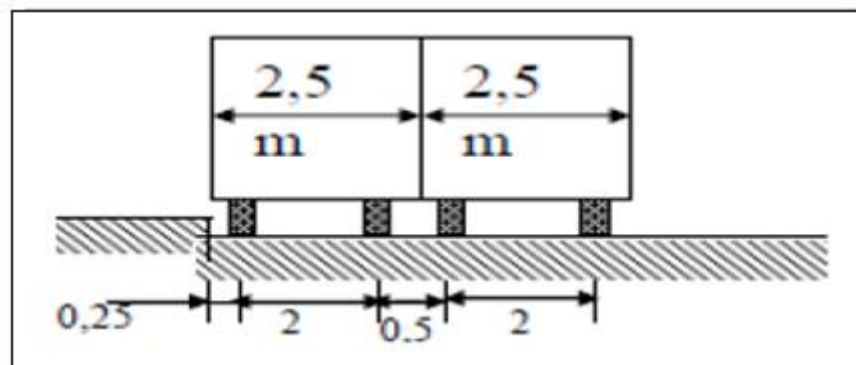


Figure 3.9 : Vue transversale du système B_c .

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges B_c prise en compte est multipliée par le coefficient B_c , donné dans le tableau suivant :

Tableau 3.5 : Coefficient B_c .

Nombre de fils considérés		1	2	3
La classe du pont	1	1,20	1,10	0,95
	2	1,00	1,10	-
	3	1,00	0,80	-

➤ **La surcharges maximale du système B_c**

(Chaque voie comporte deux camions de 30 tonnes chacun) est donnée par :

$$S = S_1 \times b_c \quad (3.23)$$

Avec :

$$S_1 = 2 \times 30 \times N_{\text{voie}} \quad (3.24)$$

➤ **Coefficient de majoration dynamique δ_{bc}**

CHAPITRE 3 PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES ET CALCUL DES CHARGE ETSURCHARGES

- **Pour la pile :**

$$\delta_{bc} = 1 + \frac{0,4}{1+(0,2 \times L)} + \frac{0,6}{1+4\frac{G}{S}} \quad (3.25)$$

Avec :

L : longueur de travée (m)

S : surcharge maximale

G : Charge permanente, G = 23,5 t/ml

- **Une voie chargée**

$$B_c = 1,2$$

$$L = 33,5 \text{ m}$$

$$S = 1.20 \times 2 \times 30 = 72$$

$$G = 23,5 \times 33,50 = 787,25 \text{ t}$$

$$\delta_{bc} = 1 + \frac{0,4}{1 + (0,2 \times 33.50)} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{787,25}{72}}$$

$$\delta_{bc1} = \mathbf{1,065}$$

- **Deux voies chargées**

$$B_c = 1,1$$

$$S = 132$$

$$\delta_{bc2} = \mathbf{1,076}$$

- **Pour la culée**

$$\delta_{bc} = 1 + \frac{0,4}{1+(0,2 \times L)} + \frac{0,6}{1+4\frac{G/2}{S}} \quad (3.26)$$

- **Une voie chargée**

$$\delta_{bc1} = \mathbf{1,095}$$

- **Deux voies chargées**

$$\delta_{bc2} = \mathbf{1,098}$$

Tableau 3.6 : Valeurs de δ_{bc} .

CHAPITRE 3 PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES ET CALCUL DES CHARGE ETSURCHARGES

	$L(m)$	$G(t)$	$S_1(t)$	$S_2(t)$	δ_{bc1}	δ_{bc2}
<i>culée</i>	33,5	393,625	72	132	1,095	1,098
<i>pile</i>	33,5	787,25	72	132	1,065	1,076

Le tableau suivant présente les résultats de charge B_c par voie :

Tableau 3.7 : Les valeurs des charges par essieu et par voie.

	Voie chargée	b_c	Charge par essieu (tonnes) = $n_{essieu} \times q \times b_c \times \delta_{bc}$			
Pile	1 voie	1,2	<i>E. AV</i>	$1 \times 6 \times 1,2 \times 1,076$	7,747	38,735
			<i>E. AR</i>	$2 \times 12 \times 1,2 \times 1,076$	30,988	
	2 voies	1,1	<i>E. AV</i>	$2 \times 6 \times 1,1 \times 1,076$	14,203	71,015
			<i>E. AR</i>	$4 \times 12 \times 1,1 \times 1,076$	56,812	
Culée	1 voie	1,2	<i>E. AV</i>	$1 \times 6 \times 1,2 \times 1,098$	7,905	39,527 t
			<i>E. AR</i>	$2 \times 12 \times 1,2 \times 1,098$	31,622	
	2 voies	1,1	<i>E. AV</i>	$2 \times 6 \times 1,1 \times 1,098$	14,493	72,468 t
			<i>E. AR</i>	$4 \times 12 \times 1,1 \times 1,098$	57,974	

Avec :

E.AV : essieux avant.

E.AR : essieux arrière

q: poids de l'essieux.

n_{essieu} : Nombre d'essieux.

3.4.3.2. Système B_t

Un tandem du système B_t est applicable seulement sur les ponts de 1^{ère} et 2^{ème} classe, il comporte deux essieux (2x16t) chaqu'un à deux roues simples qui répond aux caractéristiques suivantes :

- Masse portée par chaque essieu 16 tonnes.
- Distance entre les deux essieux 1,35 m.
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu 2 m.

CHAPITRE 3 PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES ET CALCUL DES CHARGE ETSURCHARGES

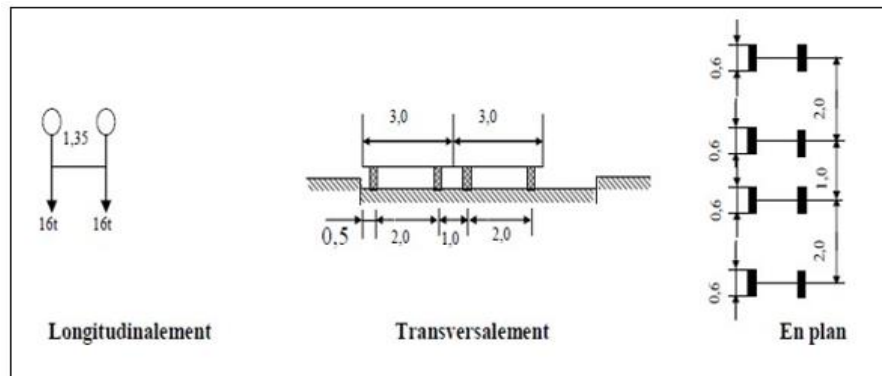


Figure 3.10 : Le système B_t .

Les valeurs des charges du système B_t prises en compte sont multipliées par le coefficient $b_t = 1$. (Car notre pont est de 1^{ère} classe).

La surcharge du système B_t donnée par :

$$S = S_1 \times b_t \quad (3.27)$$

Exemple de calcul :

Cas de 2 voies : $S_1 = (2 \times 16) \times 2 = 64$ tonnes \Rightarrow

$S = 64 \times 1 = 64$ tonnes (Surcharge max pour 2 voies).

Tableau 3.8 : Les valeurs de b_t en fonction des voies chargées.

Désignation	b_t	$B_t(t)$	S
1 voie	1	32	32
2 voies	1	64	64

- Coefficient de majoration dynamique δ_{bt}

$$\delta_{bt} = 1 + \frac{0,4}{1+(0,2 \times L)} + \frac{0,6}{1+4\frac{G}{S}} \text{ (Pour la pile).} \quad (3.28)$$

$$\delta_{bt} = 1 + \frac{0,4}{1+(0,2 \times L)} + \frac{0,6}{1+4\frac{G/2}{S}} \text{ (Pour la culée).} \quad (3.29)$$

$G = 787,25$ tonnes.

Tableau 3.9 : Les valeurs des charges par essieu et par voie.

	Voie chargée	δ_{bt}	b_t	Charge par essieu (tonnes) = $S_1 \times b_t \times \delta_{bt}$	
Culée	1 voie	1,063	1	$32 \times 1 \times 1,075$	34,4
	2 voies	1,075	1	$64 \times 1 \times 1,075$	68,8
Pile	1 voie	1,058	1	$32 \times 1 \times 1,064$	34,048
	2 voies	1,064	1	$64 \times 1 \times 1,064$	68,096

CHAPITRE 3 PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES ET CALCUL DES CHARGE ETSURCHARGES

3.4.3.3. 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 dans le côté transversal qui mesure 0.6 m et le côté longitudinal 0.3 m. qui peut être placé n'importe où sur la largeur rouable pour avoir le cas le plus défavorable.

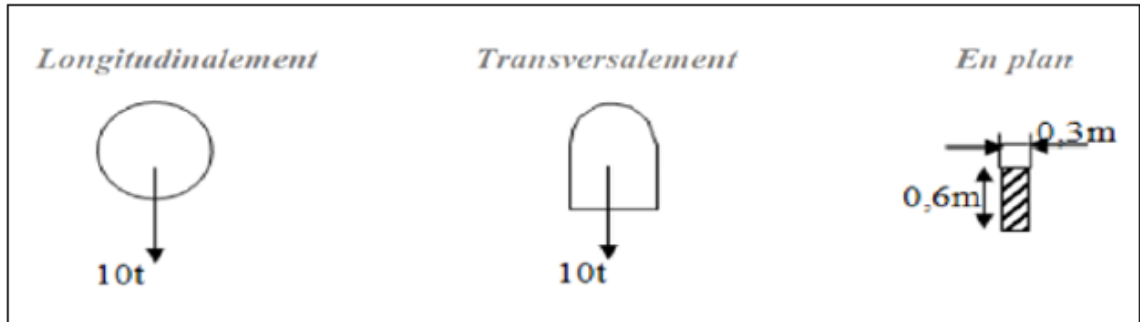


Figure 3.11 : dimensions de système B_r .

$$S = 10(\text{tonnes}) \times \delta_{br} \quad (3.30)$$

- **Coefficient de majoration dynamique δ_{br}**

$$\delta_{br} = 1 + \frac{0,4}{1+(0,2 \times L)} + \frac{0,6}{1+4\frac{G}{S}} \quad (\text{Pour la pile}). \quad (3.31)$$

$$\delta_{br} = 1 + \frac{0,4}{1+(0,2 \times L)} + \frac{0,6}{1+4\frac{G/2}{S}} \quad (\text{Pour la culée}). \quad (3.32)$$

$$G = 787,25 \text{ t}$$

$$L = 33,50 \text{ m}$$

Tableau 3.10 : La valeur de la charge B_r .

	S	δ_{br}	Roue (10t)
Culée	10	1,0557	10,55
Pile	10	1,0538	10,53

3.4.5. Système militaire Mc_{120}

Notre pont doit être calculé pour supporter les véhicules de type Mc_{120} .

- Dans le sens transversal : un seul convoi.
- Dans le sens longitudinal : la limite entre deux convois est d'environ de 37m.

CHAPITRE 3 PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES ET CALCUL DES CHARGE ETSURCHARGES

- La surcharge S de ce système est de 110 t
- La longueur d'une chenille est de 6,10 m. sa largeur est de 1,00 m.

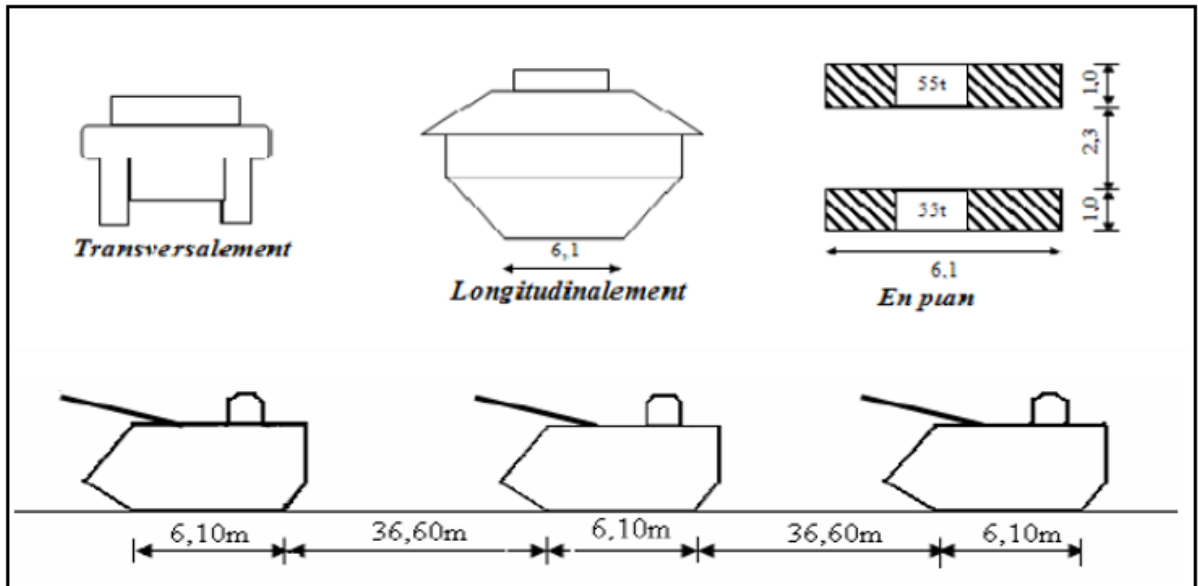


Figure 3.12 : Système M_{C120} .

- Coefficient de majoration dynamique $\delta_{M_{C120}}$

$$\delta_{M_{C120}} = 1 + \frac{0,4}{1+(0,2 \times L)} + \frac{0,6}{1+4\frac{G}{S}} \quad (\text{Pour la pile}). \quad (3.33)$$

$$\delta_{M_{C120}} = 1 + \frac{0,4}{1+(0,2 \times L)} + \frac{0,6}{1+4\frac{G/2}{S}} \quad (\text{Pour la culée}). \quad (3.34)$$

Avec : M_c 120

S : la surcharge M_{C120} maximale, $S = 110t$

$$G = 787,25 t.$$

$$L = 33,50 m.$$

$$M_{C120}(t/ml) = \frac{M_{C120}(\text{tonnes})}{6.10}$$

Tableau 3.11 : Résultats de surcharge M_c 120.

	S	$\delta_{M_{C120}}$	$M_{C120}(\text{tonnes})$	$M_{C120}(t/ml)$
Culée	110	1,0911	120,021	19,67
Pile	110	1,072	117,92	19,33

CHAPITRE 3 PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES ET CALCUL DES CHARGE ETSURCHARGES

3.4.6. Charge exceptionnelle D_{240}

Le convoi de type D comporte une remorque de trois éléments de 4 ligne à 2 essieux de 240 t de poids total.

La charge est considérée comme une charge uniformément répartie sur un rectangle de $(18,60 \times 3,20) m^2$.

Cette charge de 240 t n'est pas majorée et égale à :

$$D_{240} = \frac{P}{l} = \frac{240}{18,6} = 12,90 \text{ t/ml}$$

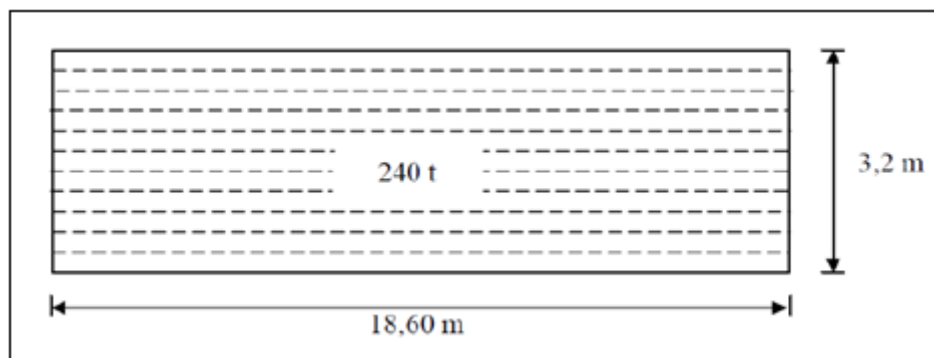


Figure 3.13 : Charges exceptionnelles D_{240} .

3.4.7. Les surcharges sur les trottoirs S_t

Nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 150 Kg/m^2 (selon le fascicule 61 titre II). Réservee exclusivement à la circulation des piétons de façon à produire l'effet max envisagé.

1. Pour un trottoir chargé :

$$P_{t \text{ droit}} = 0,15 \times 1,5 = 0,225 \text{ t/ml}$$

$$P_{t \text{ gauche}} = 0,15 \times 1 = 0,15$$

2. Pour les deux trottoirs chargés :

$$P_{2\text{trot}} = 0,225 + 0,15 = 0,375 \text{ t/ml}$$

3.4.7. Le vent

Les efforts engendrés par le vent sont introduits dans les calculs comme une pression horizontale.

CHAPITRE 3 PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES ET CALCUL DES CHARGE ETSURCHARGES

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée. Il développe sur toute surface frappée normalement une pression de :

$$W = 0,2 \text{ t/m}^2 \text{ Pour les ouvrages en service.} \quad (3.35)$$

$$W = 0,125 \text{ t/m}^2 \text{ Pour les ouvrages en cours de construction.} \quad (3.36)$$

3.4.8. Force de freinage

Les charges des chaussées des systèmes de charge A et B_c sont susceptibles de développer des efforts de freinage, pour la vérification de l'aptitude au service .Les forces de freinage seront appliquées au niveau de la chaussée.

- **Système de charge A**

L'effort de freinage qui correspond au système de charge A est donné par la formule suivante :

$$F = \frac{A \times S}{20 + 0,0035 \times S} \quad (3.37)$$

$$\text{La fraction (Frac)} = \frac{1}{20 + 0,0035S} \quad (3.38)$$

$$F = \text{Frac} \times A(L) \times L \text{ (KN)} \quad (3.39)$$

$$S = A(l) \times L \quad (3.40)$$

Avec :

S : surface chargée en m^2

Tableau 3.12 : valeur de l'effort de freinage du système de chargement A(l).

N° de voies	L(m)	Lv(m)	S(m^2)	Fraction (%)	A(l) (t/ml)	A(l)×L(t)	F(t)
1	33,5	4	134	0,048	3,57	119,6	5,74
2	33,5	8	268	0,047	7,14	239,19	11,24

- **Système de charge B_c**

Chaque essieu d'un camion du système B_c peut développer un effort de freinage égal à son poids parmi les camions B_c que l'on peut placer sur le pont, un seul camion est supposé freiner (selon RPOA).

$$F_{BC} = 15 \text{ t.}$$

3.4.9. Séisme

CHAPITRE 3 PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES ET CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

Dans les régions sujettes au séisme, les ponts doivent être conçus pour résister aux charges sismiques.

$$\text{La composante horizontale du séisme suivant l'axe } x : \mathbf{E}_x = 20 \%G \quad (3.41)$$

$$\text{La composante horizontale du séisme suivant l'axe } y : \mathbf{E}_y = 14 \%G \quad (3.42)$$

G : est le poids propre total de la structure augmentée du poids + des piles liées au tablier.

3.5 Calcul des réactions d'appuis sous chaque charge

Les structures en exploitation sont généralement soumises à des surcharges mobiles et il faut tenir compte de cette mobilité dans le calcul des réactions, des efforts internes et les déplacements.

C'est le cas notamment des ponts sollicités par la circulation automobile ou ferroviaire. Il est alors nécessaire de déterminer les efforts maximums qui vont servir au dimensionnement.

La fonction d'influence d'un effet élastique dans une section fixe d'un élément de structures est celle qui donne la valeur de cet effet pour toutes positions d'une charge concentrée mobile égale à l'unité. Le graphique qui représente cette fonction est appelé ligne d'influence.

Connaissant La fonction d'influence d'un effet dans une section, on peut déterminer la valeur de cet effet dans cette section provoquée par un système de charge donnée.

L'effet E dans une section quelconque produit par une charge concentrée P a pour valeur :

$$E = P \cdot Y$$

Recueils des lignes d'influence :

- Pour les charges uniformément réparties : $R = Q \times S.$ (3.43)

- Pour les charges concentrées : $R = \sum P_i Y_i.$ (3.44)

Avec :

Q : charge uniformément réparties.

S : surface du trapèze.

P_i : charge concentrés.

Y_i : distance par rapport à la charge appliquée.

CHAPITRE 3 PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES ET CALCUL DES CHARGE ETSURCHARGES

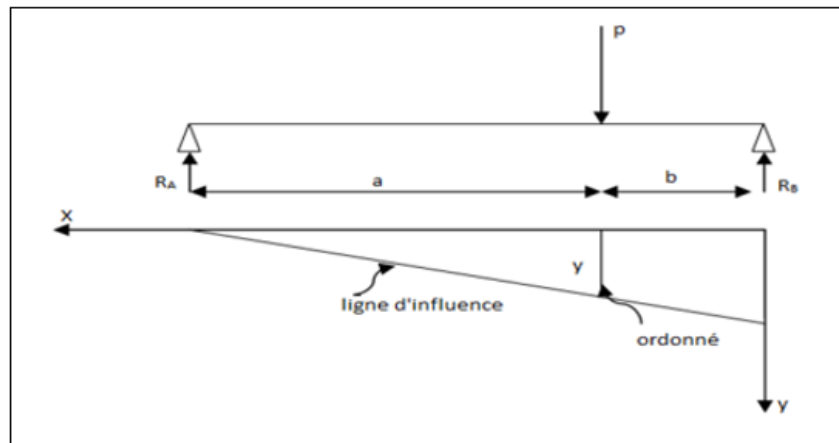


Figure 3.14 : Schéma explicatif des lignes d'influences.

3.5.1. Calcul des réactions d'appuis sous la charge permanente G

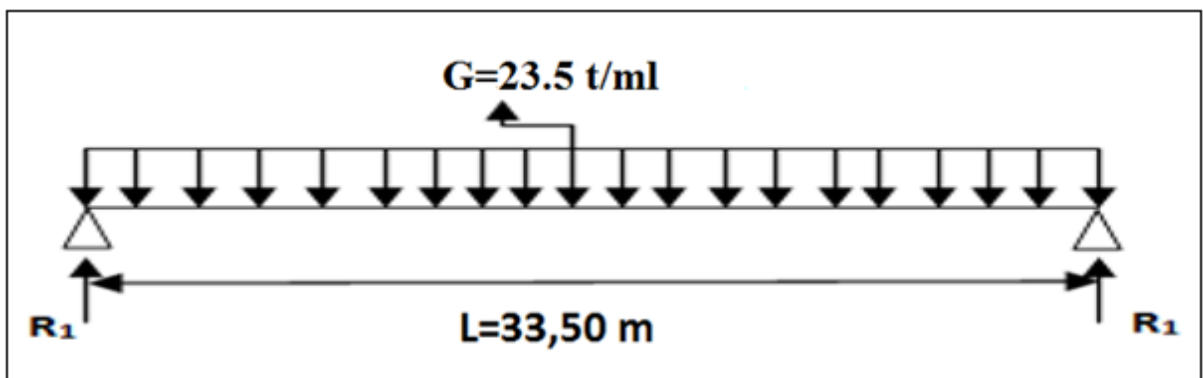


Figure 3.15 : Schéma statique d'un pont sous la charge permanente G.

Le poids propre du tablier : $G = 23,5 \times 33,50 = 787,25 \text{ t}$

- Réaction sur la culée :

$$R_c = \frac{G}{2} = 393,625 \text{ t.}$$

$$R_c = 393,625 \text{ t}$$

- Réaction sur la pile :

$$R_p = R_c \times 2 = 787,25 \text{ t.}$$

$$R_p = 787,25 \text{ t}$$

CHAPITRE 3 PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES ET CALCUL DES CHARGE ETSURCHARGES

3.5.2. Calcul des réactions d'appuis sous la charge A(L)

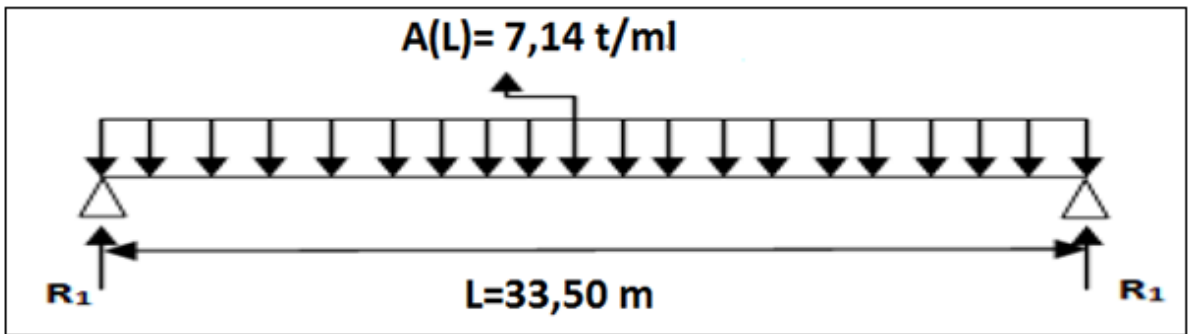


Figure 3.16 : La travée sous la charge A(L).

On a : $A(l) = 7,14 \text{ t/ml}$

- **Réaction sur la culée :**

$$R_c = \frac{7,14 \times 33,50}{2} = 119,6 \text{ t}$$

$$R_c = \mathbf{119,6 \text{ t.}}$$

- **Réaction sur la pile :**

- **Pour une voie chargée :**

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{L+12} \quad (\text{Kg/m}^2) \quad (3.45)$$

$$L = \frac{33,5}{2} + \frac{33,4}{2} = 33,45 \text{ m.}$$

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{33,45 + 12} = 1022,08 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = \mathbf{1,022 \text{ t/m}^2}$$

$$A(L) = a_1 \times a_2 \times A(l) \times L_{\text{voie}}$$

L_{voie} : largeur une voie chargée = 4 m.

$$A(L) = 1 \times 0,875 \times 1,022 \times 4 = \mathbf{4,44 \text{ t/ml}}$$

En utilisant la méthode de RDM on trouve:

$$R_{p1} = \frac{4,44 \times 33,45}{2} \times 2 = 148,51 \text{ t.}$$

$$R_{p1} = \mathbf{148,51 \text{ t.}}$$

- **Pour deux (02) voies chargées :**

$$A(L) = a_1 \times a_2 \times A(l) \times L_{\text{voie}} \quad (3.46)$$

L_{voie} : largeur 2 voies chargées = 8 m.

$$A(L) = 1 \times 0,875 \times 1,022 \times 8 = \mathbf{7,154 \text{ t/ml}}$$

CHAPITRE 3 PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES ET CALCUL DES CHARGE ETSURCHARGES

$$R_{p2} = 239,65 \text{ t.}$$

3.5.3. Calcul des réactions d'appuis sous surcharge des trottoirs S_t

Pour deux trottoirs chargés on a : $G = 0,375 \text{ t/ml}$ (le cas le plus défavorable).

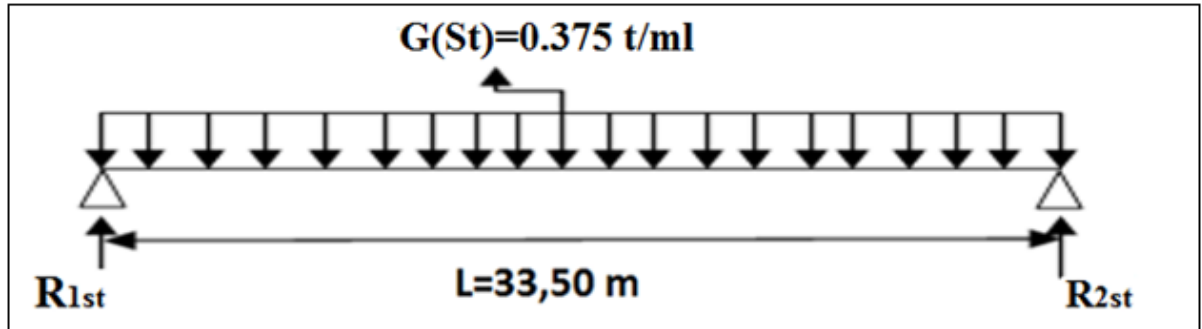


Figure 3.17 : La travée sous la charge S_t .

- Réaction sur la culée :

$$R_{1st} = R_{2st} = \frac{G \times L}{2} \quad (3.47)$$

$$R_{1st} = R_{2st} = \frac{0,375 \times 33,50}{2} = 6,281 \text{ t.}$$

$$R_c = 6,281 \text{ t}$$

- Réaction sur la pile :

$$R = \frac{G \times L}{2} \times 2 \quad (3.48)$$

$$R = \frac{0,375 \times 33,45}{2} \times 2 = 12,54 \text{ t}$$

$$R_p = 12,54 \text{ t}$$

3.5.4. Calcul des réactions d'appuis sous les charges mobiles

3.5.4.1. Calcul des réactions d'appuis sous la surcharge B_c

On utilise la méthode des lignes d'influence pour calculer les réactions d'appuis

- Réaction sur la culée :

$$R_1 = \sum P_i Y_i \quad (3.49)$$

CHAPITRE 3 PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES ET CALCUL DES CHARGE ETSURCHARGES

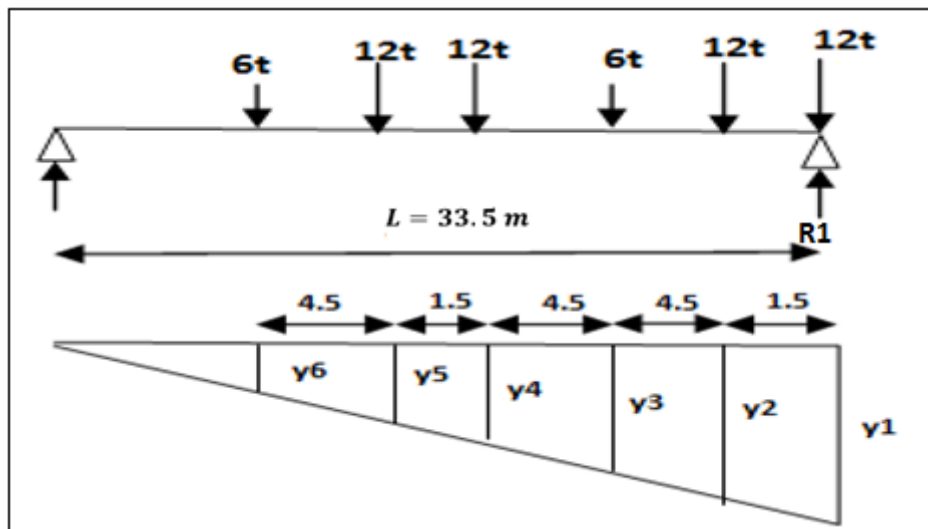


Figure 3.18 : La travée sous la surcharge B_c .

A.N :

$$Y_1 = \frac{33,5 - 0}{33,5} = 1$$

$$Y_2 = \frac{33,5 - 1,5}{33,5} = 0,955$$

$$Y_3 = \frac{33,5 - 6}{33,5} = 0,820$$

$$Y_4 = \frac{33,5 - 10,5}{33,5} = 0,686$$

$$Y_5 = \frac{33,5 - 12}{33,5} = 0,641$$

$$Y_6 = \frac{33,5 - 16,5}{33,5} = 0,507$$

$$R_1 = 12 \times (Y_1 + Y_2 + Y_4 + Y_5) + 6 \times (Y_3 + Y_6). \quad (3.50)$$

$$R_1 = 12 \times (1 + 0,955 + 0,686 + 0,641) + 6 \times (0,820 + 0,507)$$

$$R_1 = 47,346 \text{ tonnes}$$

- **La réaction par rapport une voie chargée**

$$R = R_1 \times b_c \times \delta_{bc} \times V \quad (3.51)$$

$$R_c = 47,346 \times 1,2 \times 1,098 \times 1 = 62,38 \text{ t}$$

- **La réaction par rapport à deux voies chargées**

$$\delta_{bc} = 1,1$$

$$R_c = 114,36 \text{ t}$$

CHAPITRE 3 PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES ET CALCUL DES CHARGE ETSURCHARGES

- Réaction sur la pile

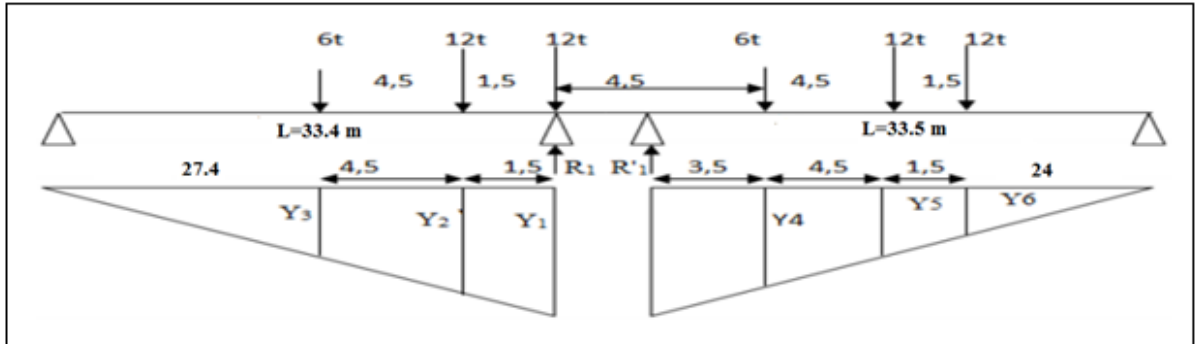


Figure 3.19 : deux travées sous la charge B_c .

$$Y_1 = \frac{33,4 - 0}{33,4} = 1$$

$$Y_2 = \frac{33,4 - 1,5}{33,4} = 0,955$$

$$Y_3 = \frac{33,4 - 6}{33,4} = 0,820$$

$$Y_4 = \frac{33,5 - 3,5}{33,5} = 0,895$$

$$Y_5 = \frac{33,5 - 8}{33,5} = 0,761$$

$$Y_6 = \frac{33,5 - 9,5}{33,5} = 0,716$$

$$R_1 = 12 \times Y_1 + 12 \times Y_2 + 6 \times Y_3 \quad (3.52)$$

$$R'_1 = 6 \times Y_4 + 12 \times Y_5 + 12 \times Y_6 \quad (3.53)$$

$$R_1 = 12 \times 1 + 12 \times 0,955 + 6 \times 0,820 = 28,38 \text{ t}$$

$$R'_1 = 6 \times 0,895 + 12 \times 0,761 + 12 \times 0,716 = 23,094$$

$$R = R_1 + R'_1$$

$$R = 51,474 \text{ t}$$

- La réaction par rapport à une voie chargée

$$R_{p1} = R \times b_c \times \delta_{bc} \times V. \quad (3.54)$$

$$R_{p1} = 51,474 \times 1,076 \times 1,2 \times 1 = 66,46 \text{ t}$$

$$R_{p1} = \mathbf{66,46 \text{ t}}$$

- La réaction par rapport à deux voies chargées

$$\delta_{bc} = 1,1$$

$$R_{p2} = \mathbf{121,84 \text{ t}}$$

CHAPITRE 3 PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES ET CALCUL DES CHARGE ETSURCHARGES

3.5.4.2. Calcul des réactions d'appuis sous la surcharge B_t

- Réaction sur la culée :

$$Y_1 = \frac{33,5 - 0}{33,5} = 1$$

$$Y_2 = \frac{33,5 - 1,35}{33,5} = 0,959 \approx 0,96$$

$$R_1 = 16 \times (1 + 0,96)$$

$$R_1 = 31,36 \text{ t.}$$

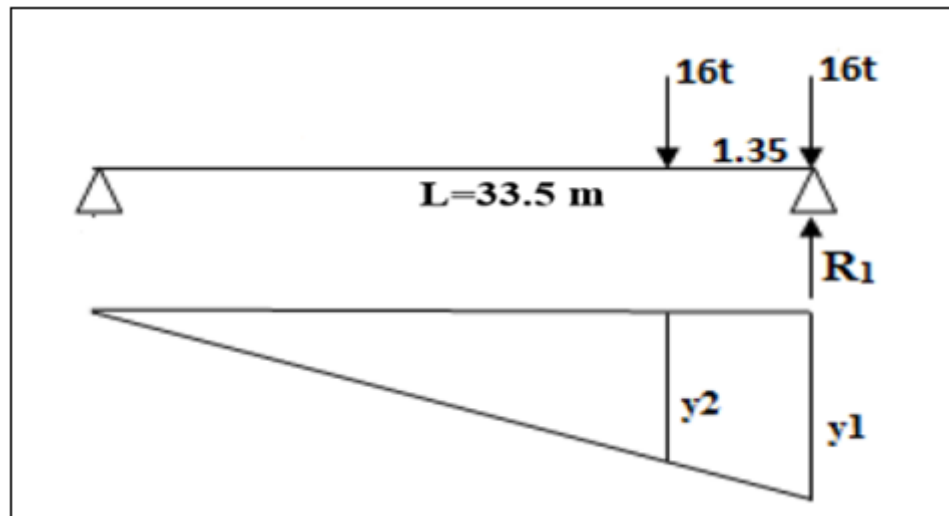


Figure 3.20 : La travée sous la surcharge B_t .

- La réaction par rapport à une voie chargée

$$R = R_1 \times b_t \times \delta_{bt} \times V \quad (3.55)$$

$$R = 31,36 \times 1 \times 1,075 \times 1 = 33,71 \text{ t}$$

$$R_c = 33,71 \text{ t}$$

- La réaction par rapport à deux voies chargées

$$R_c = 67,42 \text{ t}$$

- Réaction sur la pile

$$Y_1 = \frac{33,4 - 0}{33,4} = 1$$

$$Y_2 = \frac{33,4 - 0,175}{33,4} = 0,994$$

$$Y'_1 = \frac{33,5 - 0}{33,5} = 1$$

CHAPITRE 3 PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES ET CALCUL DES CHARGE ETSURCHARGES

$$Y'_2 = \frac{33,5 - 0,175}{33,5} = 0,994$$

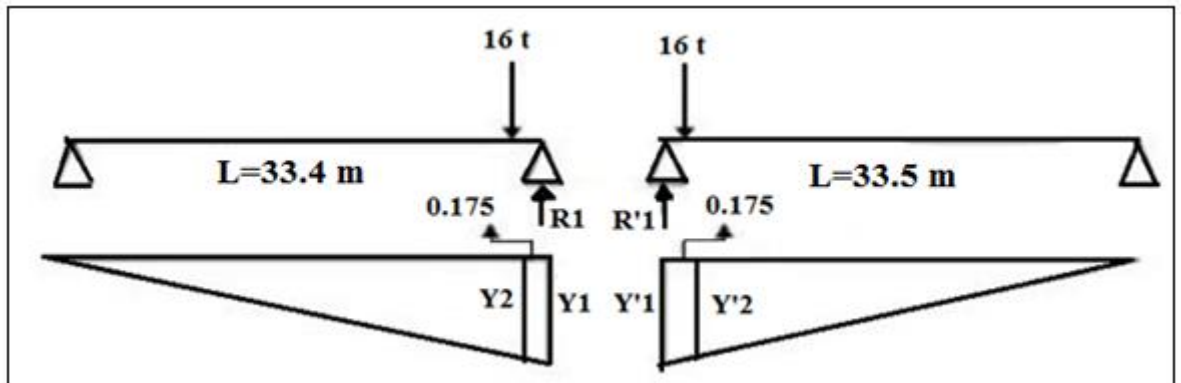


Figure 3.21 : Deux travées sous la charge B_t .

$$R_1 = 16 \times 0,994 = 15,90 \text{ t}$$

$$R'_1 = 16 \times 0,994 = 15,90 \text{ t}$$

$$R = R_1 + R'_1$$

$$R = 31,80 \text{ t}$$

- **La réaction par rapport à une voie chargée**

$$R_p = R \times b_t \times \delta_{bt} \times V. \quad (3.57)$$

$$R_p = 31,80 \times 1,064 \times 1 \times 1 = 33,83 \text{ t.}$$

$$R_p = 33,83 \text{ t}$$

- **La réaction par rapport à deux voies chargées**

$$R_p = 67,67 \text{ t}$$

3.5.4.3. Calcul des réactions aux niveaux des appuis sous la charge B_r

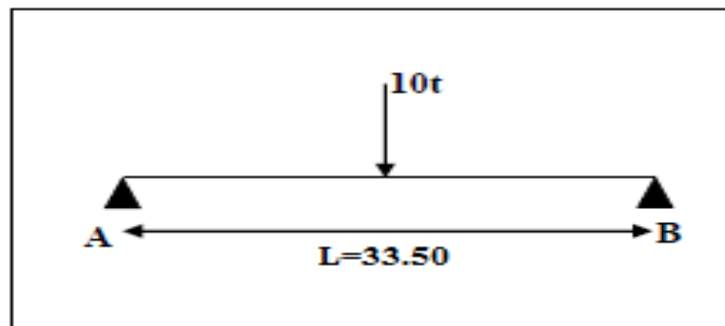


Figure 3.22 : La travée sous la surcharge B_r

$$R = \frac{10}{2} = 5 \text{ t}$$

CHAPITRE 3 PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES ET CALCUL DES CHARGE ETSURCHARGES

- La réaction par rapport à deux voies chargées

$$R_p = 5 \times 1 \times 1,0538 \times 2 = 10,538 \text{ t}$$

$$R_c = 5 \times 1 \times 1,0557 \times 2 = 10,557 \text{ t}$$

3.5.4.4. Calcul des réactions d'appuis sous la charge militaire Mc_{120}

$$Q = 110 \text{ tonnes.}$$

$$q = \frac{110}{6,10} = 18,03 \text{ t/ml}$$

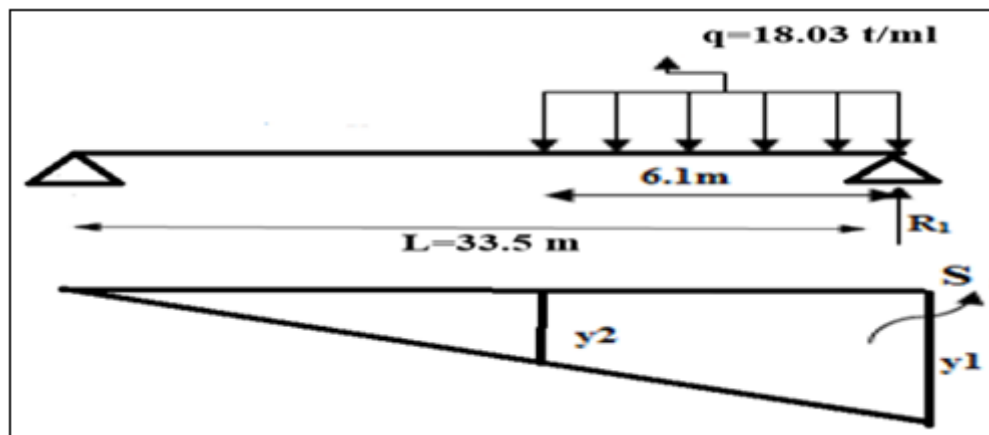


Figure 3.23 : La travée sous la surcharge Mc_{120} .

- Réaction sur la culée

$$Y_1 = \frac{33,5 - 0}{33,5} = 1$$

$$Y_2 = \frac{33,5 - 6,1}{33,5} = 0,817$$

$$R_1 = q \times s$$

Avec :

S : surface du trapèze.

A.N :

$$R_1 = 18,03 \times \frac{[(1 + 0,817) \times 6,1]}{2} = 99,91 \text{ t}$$

$$R_{1_{\max}} = \delta_{Mc_{120}} \times R_1 = 1,0911 \times 99,91 = 109,01 \text{ t.}$$

$$R_C = 109,01 \text{ t}$$

CHAPITRE 3 PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES ET CALCUL DES CHARGE ETSURCHARGES

- Réaction sur la pile

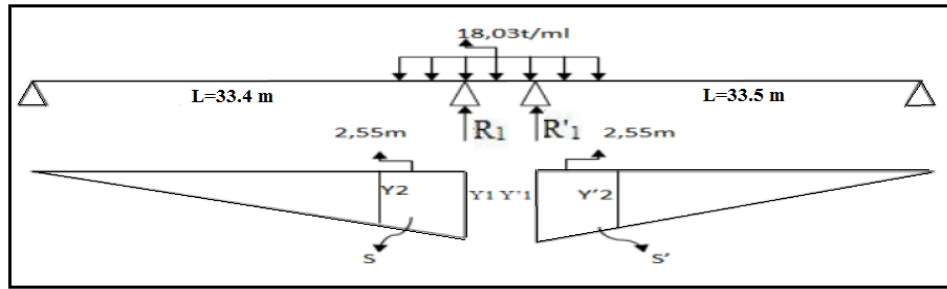


Figure 3.24 : Deux travées sous la charge $M_{C_{120}}$.

$$Y_1 = \frac{33,4 - 0}{33,4} = 1$$

$$Y_2 = \frac{33,4 - 2,55}{33,4} = 0,923$$

$$Y'_1 = \frac{33,5 - 0}{33,5} = 1$$

$$Y'_2 = \frac{33,5 - 2,55}{33,5} = 0,923$$

$$R_1 = 18,03 \times (1 + 0,923) \times \frac{2,55}{2} = 44,2 \text{ t}$$

$$R'_1 = 18,03 \times (1 + 0,923) \times \frac{2,55}{2} = 44,2 \text{ t}$$

$$R_1 = R'_1 = 44,2 \text{ t}$$

$$R_{1\max} = R'_{1\max} = \delta_{M_{C_{120}}} \times R_1 = 1,072 \times 44,2 = 47,38 \text{ t}$$

$$R_p = 2 \times R_{\max} = 2 \times 47,38 = 94,76 \text{ t}$$

$$R_p = 94,76 \text{ t}$$

3.5.4.5. Calcul des réactions d'appuis sous la charge D_{240}

- Réaction sur la culée :

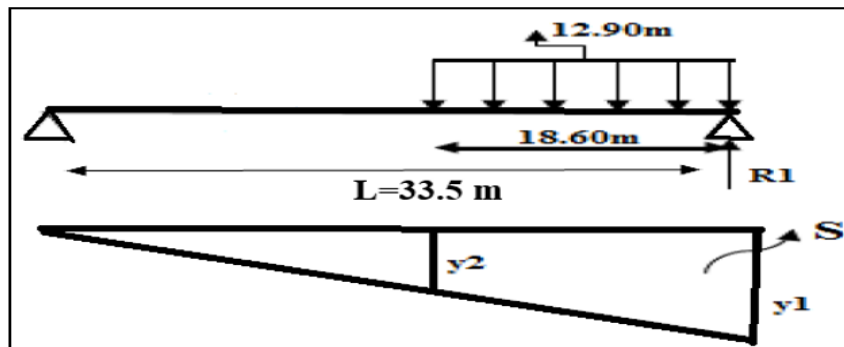


Figure 3.25 : La travée sous la surcharge D_{240} .

CHAPITRE 3 PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES ET CALCUL DES CHARGE ETSURCHARGES

$$Y_1 = \frac{33,5 - 0}{33,5} = 1$$

$$Y_2 = \frac{33,5 - 18,60}{33,5} = 0,444$$

S : surface du trapèze.

$$R_1 = 12,90 \times \frac{[(1 + 0,444) \times 18,60]}{2} = 173,23 \text{ t}$$

$$R_c = R_1 = 173,23 \text{ t}$$

$$R_c = 173,23 \text{ t}$$

- Réaction sur la pile

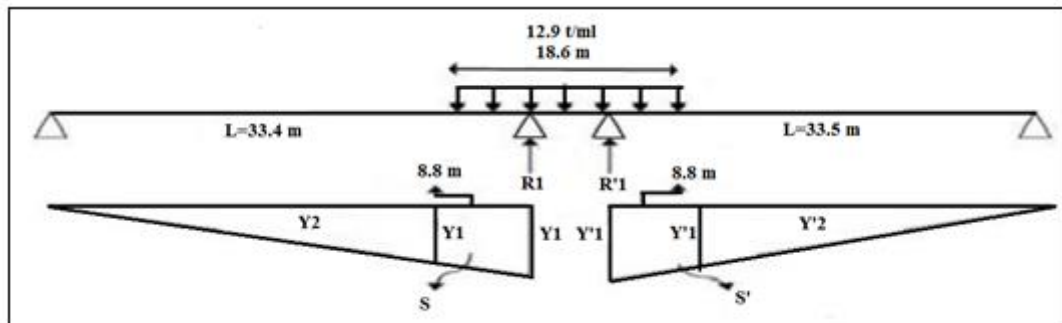


Figure 3.26 : deux travées sous la charge D_{240} .

$$Y_1 = \frac{33,4 - 0}{33,4} = 1$$

$$Y_2 = \frac{33,4 - 8,8}{33,4} = 0,736$$

$$Y'_1 = \frac{33,5 - 0}{33,5} = 1$$

$$Y'_2 = \frac{33,5 - 8,8}{33,5} = 0,736$$

$$R_1 = 12,9 \times (1 + 0,736) \times \frac{8,8}{2} = 98,53 \text{ t}$$

$$R'_1 = 12,9 \times (1 + 0,736) \times \frac{8,8}{2} = 98,53 \text{ t}$$

$$R_1 = R'_1 = 98,53 \text{ t}$$

$$R_p = R_{D240} = 2 \times R_{\max} = 2 \times 98,53 = 197,06 \text{ t}$$

$$R_p = \mathbf{197,06 \text{ t}}$$

Le tableau récapitule tous les réactions max sollicitant la pile et la culée en tonnes.

CHAPITRE 3 PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES ET CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

Tableau 3.13 : Résultats des réactions max sollicitant les deux (02) culées

Chargement	Réactions sous la culée (t)	Réactions sous la pile (t)
Charge permanente G	393,625	787,25
Surcharge A(l)	119,6	239,65
Surcharge trottoirs S_t	6,281	12,54
Surcharge B_c	114,36	121,84
Surcharge B_t	67,42	67,67
Surcharge B_r	10,557	10,538
Surcharge $M_{c\ 120}$	109,01	94,76
Surcharge $M_{d\ 240}$	173,23	197,06
Freinage A(L)	11,24	11,24
Freinage B_c	15	15

3.6. Les combinaisons des charges

Tableau 3.14 : Les combinaisons des charges.

Etats limites	Combinaisons	N° de combinaison
ELU	$1,35G + 1,6 (A+S_t)$	1
	$1,35 G + 1,6 (B_c + S_t)$	2
	$1,35 G + 1,6 (B_t + S_t)$	3
	$1,35 (G + M_{c\ 120})$	4
	$1,35 (G + M_{d\ 240})$	5
ELS	$G + 1,2 (A+S_t)$	6
	$G + 1,2 (B_c + S_t)$	7
	$G + 1,2 (B_t + S_t)$	8
	$G + M_{c\ 120}$	9
	$G + M_{d\ 240}$	10
	$1,2 \times F(t)_{BC}$	11
	$1,2 \times F(t)_{AL}$	12

CHAPITRE 3 PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES ET CALCUL DES CHARGE ETSURCHARGES

L'application numérique des combinaisons de charge

Tableau 3.15 : Les combinaisons max des réactions sous la culée et la pile.

Etats limites	N° de la combinaison	Réactions sous la culée (t)	Réactions sous la pile (t)
ELU	1	732,80	1466,29
	2	724,41	1277,79
	3	649,31	1191,12
	4	678,55	1190,71
	5	765,25	1328,81
ELS	6	544,68	1089,878
	7	538,40	948,506
	8	482,06	883,502
	9	502,635	882,01
	10	566,855	984,31
	11	13,488	13,488
	12	18	18

- Les valeurs des réactions d'appuis max sous les culées :

Tableau 3.16 : Les Réactions d'appuis max sous la culée et la pile.

Etat limites	Réactions (tonnes)	
	Culée	Pile
ELU	732,80	1466,29
ELS	566,855	984,32

3.7. Conclusion

Après le pré-dimensionnement des éléments du tablier et la détermination des différentes charges et surcharges que doit notre ouvrage supporter à l'ELU et à l'ELS, nous avons constaté que dans le cas des charges permanentes, la pile prend deux fois ce que la culée supporte ; tandis que dans le cas des charges mobiles, la situation varie et dépend de la ligne d'influence. Ce travail a été fait en suivant les recommandations et les règles du fascicule 61 titre II.

Dans le chapitre suivant on procèdera l'étude des piles et des culées.

CHAPITRE 4

ETUDE DES APPUIS

CHAPITRE 4 : ETUDE DES APPUIS

4.1 Introduction

Dans ce chapitre on s'intéresse à l'étude des éléments d'appuis, à savoir la pile et la culée. Ces éléments dont l'importance a été soulignée dans le premier chapitre jouent un rôle très important dans la fonctionnalité de l'ouvrage. En effet, ils sont responsables de la transmission des charges de l'ouvrage vers le sol support via les fondations cette partie présente les calculs de la charge supportée et transmise par ces deux éléments.

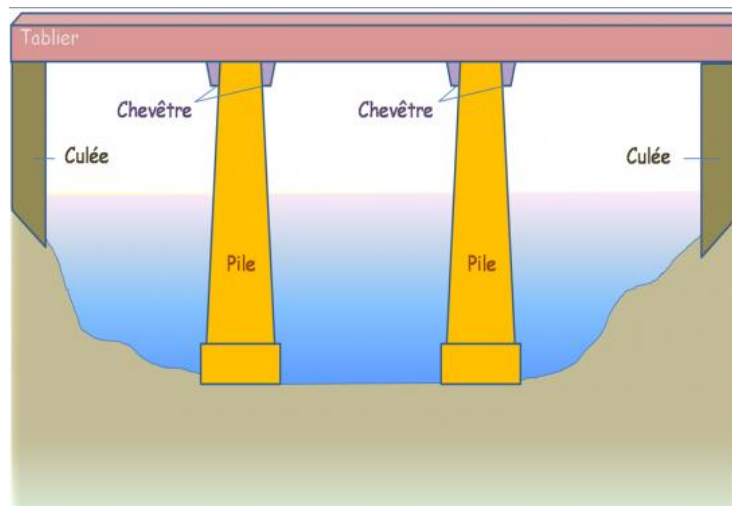


Figure 4.1 : les éléments d'appuis.

4.2 Etude de la pile

4.2.1 Introduction

Les piles sont des appuis intermédiaires qui transmettent les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondation, elle intervient dans la résistance globale du pont, Les piles peuvent jouer un rôle plus au moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier à savoir si ce dernier est simplement appuyé, ou partiellement ou totalement encasté.

C'est pour cela qu'un bon dimensionnement est plus que nécessaire car un mauvais dimensionnement pourrait engendrer la ruine de ce dernier.

La conception des piles est en fonction d'un très grand nombre de paramètres :

- Mode de construction du tablier.
- Mode d'exécution des fondations.
- Liaison avec le tablier.

4.2.2 Dimensions de la pile

Les dimensions des différents éléments constituant la pile sont :

- **Chevêtre**

C'est un élément en béton armé sur lequel repose le tablier ; il transmet aux fûts les efforts provenant du tablier.

- Longueur du chevêtre : $L = 12,32 \text{ m}$
- Largeur du chevêtre : $l = 2,10 \text{ m}$
- Hauteur du chevêtre : $H = 1,50 \text{ m}$

- **Fûts**

Leur rôle est de transmettre les efforts à la semelle, ils sont de forme cylindrique, de diamètre généralement constant et ils ont les dimensions géométriques suivantes :

- Un diamètre de $1,20 \text{ m}$.
- La hauteur : $H_{fut}(m) = 6,20 \text{ m}$

- **Semelle**

La semelle est destinée à transmettre au sol par l'intermédiaire des pieux, les sollicitations provenant de la structure de l'ouvrage sous l'action des charges et surcharges.

Les dimensions de la semelle sont :

- La longueur de la semelle : $L = 11,50 \text{ m}$
- Largeur de la semelle : $l = 6 \text{ m}$
- Epaisseur de la semelle : $e = 1,50 \text{ m}$
- Ancrage $D = 2,40 \text{ m}$

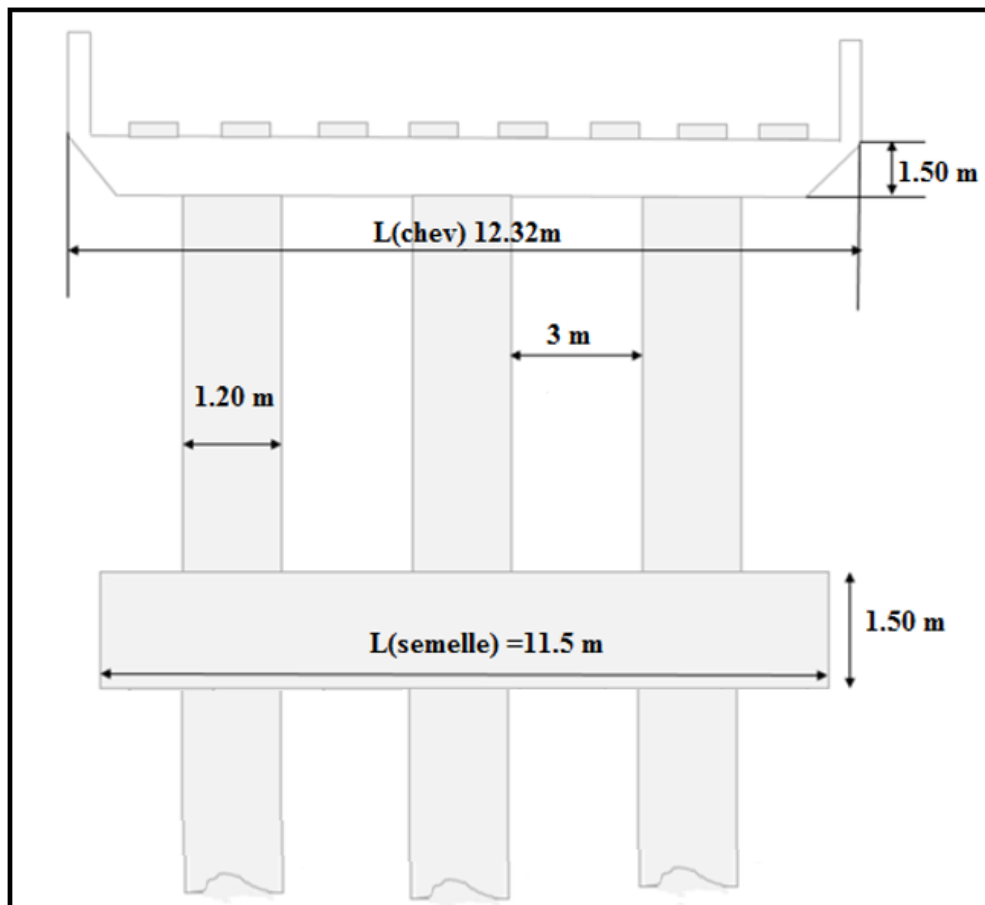


Figure 4.2 : Coupe transversale de la pile.

4.2.3 Répartition des charges sur les piles

4.2.3.1 Les forces verticales

La pile est calculée comme un élément de construction soumis aux charges suivantes :

- **Le poids propre du chevron**

$$P_{chev} = \gamma_{béton} \times S \times H$$

Avec :

- P_{chev} : poids propre du chevron.
- S : section du chevron.
- H : hauteur du chevron.

$$S = 12,32 \times 2,0 = 24,64 \text{ m}^2$$

$$P_{chev} = 2,5 \times 24,64 \times 1,5 = 92,4 \text{ t}$$

CHAPITRE 4 : ETUDE DES APPUIS

- **Le poids de fût**

On a quatre (04) fûts

$$p_{fût} = 4 \times \gamma_{b\acute{e}ton} \times V_{fût} = 4 \times 2,5 \times \frac{\pi \times (1,2)^2}{4} \times 6,20 = 70,12 \text{ t}$$

- **Poids propre de la semelle**

$$P_{semelle} = \gamma_{b\acute{e}ton} \times e \times L \times B$$

Avec :

- e : épaisseur de la semelle.
- L : longueur de la semelle.
- B : largeur de la semelle.
- $P_{semelle} = 2,5 \times 11,5 \times 6 \times 1,5 = 258,75 \text{ t}$

- **Poids propre des remblais sur la semelle**

$$P_r = \gamma_{remb} \times h_{remb} \times l_s \times L_s$$

Avec :

$$\gamma_{remb} = 2 \text{ t/m}^3$$

h_{remb} : hauteur du remblai sur la semelle, $h_{remb} = 1 \text{ m}$

l_s : largeur de la semelle

L_s : longueur de la semelle

$$P_r = 2 \times 1 \times 11,5 \times 6 = 138 \text{ t}$$

- **Poids propre des dés d'appuis**

$$P_{dés} = 2 \times 0,6195 = 1,239 \text{ t}$$

- **Poids propre des plots parasismiques**

$$P_{plot} = 2 \times 0,71 = 1,42 \text{ t}$$

- **Le poids total**

$$G = P_{chev} + p_{fût} + G(\text{tablier}) + P_{semelle} + P_{dés} + P_{plot}$$

$$G = 92,4 + 70,12 + 787,74 + 258,75 + 1,239 + 1,42 = 1211,67 \text{ t}$$

4.2.3.2 Les forces horizontales

➤ **La force de freinage (F_f)**

- **Système A(I)**

Le cas le plus défavorable $F_t = 11,24 \text{ t}$

- Le moment à la base de la pile

$$M_{ft} = 11,24 \times 7,7 = 86,54 \text{ t.m}$$

CHAPITRE 4 : ETUDE DES APPUIS

- **Système B_c**

Un seul camion est supposé freiné avec $FT = 15t$

- Le moment à la base de la pile

$$M_{ft} = 15 \times 7,7 = 115,5 \text{ t.m}$$

➤ **Les composantes du séisme**

- **Composantes horizontale $E_x = 20\%G$**

$G = \text{Poids total} = 1211,18 \text{ t}$

- Moment à la base de la pile

$$M_{ex} = E_x \times h$$

Avec :

h : hauteur de fût + hauteur du chevêtre = $7,7 \text{ m}$

$$E_x = 20\% G = 242,24 \text{ t}$$

$$M_{ex} = 242,24 \times 7,7 = 1865,25 \text{ t.m}$$

- **Composantes verticale $E_y = 14\%G$**

$$E_y = 14\%G = 169,57 \text{ t}$$

$$M_{ey} = 1305,69 \text{ t.m}$$

Tableau 4.1 : Les composantes du séisme et moment à la base de la pile

Horizontal	$G(t)$	$E_x(t)$	$H(m)$	$M_{ex}(t.m)$
	1211,67	242,24	7,7	1865,25
Vertical	$G(t)$	$E_y(t)$	$H(m)$	$M_{ey}(t.m)$
	1211,67	169,57 t	7,7	1305,69

4.2.3.3 les efforts et moments agissant sur la semelle

- Poids propre du tablier : $P_{tablier} = 787,25 \text{ t}$
- Poids propre du chevêtre : $P_{chevêtre} = 92,4 \text{ t}$
- Poids propre du fût : $P_{fût} = 70,12 \text{ t}$
- Poids propre de la semelle : $P_{semelle} = 258,75 \text{ t}$
- Poids des remblais sur la semelle : $P_r = 130 \text{ t}$
- Poids propre des dés d'appuis : $P_{dés} = 1,239$
- Poids propre des plots parasismiques : $P_{plot} = 1,42 \text{ t}$

À L'ELS

CHAPITRE 4 : ETUDE DES APPUIS

$$N_{ser} = \sum F_{verticales} = P_{tablier} + P_{chevêtre} + P_{fût} + P_{semelle} + P_{dés} + P_{plot} + P_{rem}.$$

$$N_{ser} = 787,25 + 92,4 + 70,12 + 258,75 + 1,239 + 1,42 + 130 = 1341,179 \text{ t}$$

À L'ELU

$$N_{ult} = 1,35 \times N_{ser}$$

$$N_{ult} = 1810,59 \text{ t}$$

- Le moment de freinage : $M_{ft} = 202,04 \text{ t.m}$

- Le moment du séisme :

$$M_{ex} = 1865,25 \text{ t.m}$$

$$M_{ey} = 1305,69 \text{ t.m}$$

D'après le B.A.E.L, les combinaisons à considérer sont :

ELS : $G + Q + E$.

ELU: $1.35 \times G + 1,5(Q) + F_f$

ELA : $G + E_x \dots (1)$.

$G + E_y \dots (2)$.

Tableau4.2 : Résultats des efforts et moment agissant sur la pile.

	ELS	ELU	ELA	
			ELA_x	ELA_y
N (tonne)	2118,34	2587,75	1583,42	2646,87

4.3 Etude de la culée

4.3.1 Introduction

La culée est l'un des éléments fondamentaux de l'ensemble de la structure du pont (les parties extrêmes du pont). Elle est soumise aux mêmes efforts que la pile, en tant que mur de soutènement elle subit la poussée des terres et des surcharges de remblais.

Une culée bien conçue doit satisfaire à toutes les exigences de la fonction culée, à savoir :

- Une bonne transmission des efforts au sol de fondation ;
- La limitation des déplacements horizontaux en tête, de façon à ne pas entraver le fonctionnement des appareils d'appui ;
- La limitation des déplacements verticaux (tassement).

4.3.2 Les éléments composants la culée

CHAPITRE 4 : ETUDE DES APPUIS

La culée est constituée par un ensemble de murs ou voiles en béton armé. Sur l'un d'entre eux, appelé mur de front, s'appuie le tablier de l'ouvrage, les autres sont les murs latéraux, appelé murs en aile ou en retour selon leurs positions par rapport à l'axe longitudinal de l'ouvrage. La culée comporte les éléments constitutifs suivants :

- Un mur frontal sur lequel s'appuie le tablier.
- Deux murs en retours qui ont pour rôle d'assurer le soutènement des terres de remblais.
- Un mur de garde grève destinée à protéger l'about du tablier en retenant les terres et assurer la fixation du joint de chaussée.
- Corbeau arrière sur lequel s'appuie la dalle de transition.
- Dalle de transition, qui limite les tassements de chaussée et assure le confort des usagers lors de déplacement d'un milieu souple qui est la route à un milieu rigide qui est le pont.

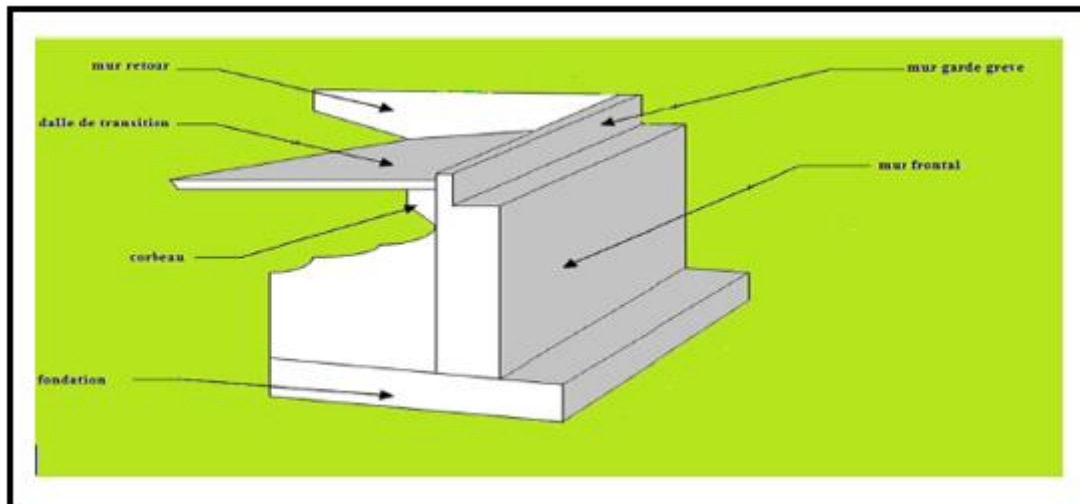


Figure 4.3 : Les éléments composants de la culée.

4.3.3 Pré-dimensionnement des éléments de la culée

❖ Mur frontal

Le mur frontal est une voile épaisse dont l'épaisseur courante varie entre 80 et 120 cm selon la hauteur de la culée.

- Hauteur : $H = 7,80\text{m}$
- Epaisseur : $e = 1,40\text{ m}$
- Longueur (est celle du tablier) : $L = 12,5\text{ m}$

❖ Mur en retour

CHAPITRE 4 : ETUDE DES APPUIS

- Longueur : 6,3 m en haut et 2 m en bas.
- Epaisseur : $e = 0,2$ m

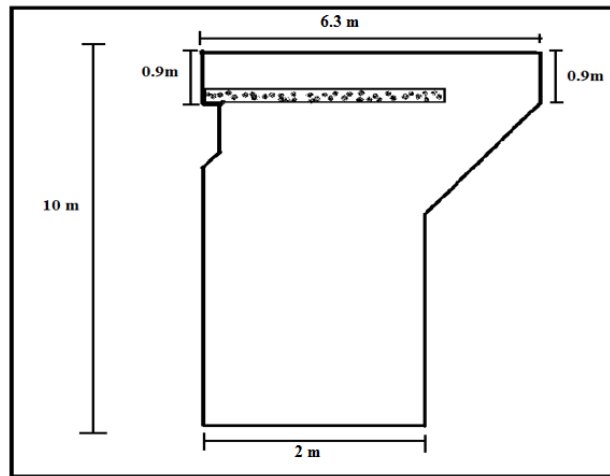


Figure 4.4 : Les dimensions de mur en retour.

❖ Mur garde grève

Le mur de garde grève a pour fonction de séparer physiquement le remblai de l'ouvrage. Il doit résister aux efforts de poussée des terres et aux efforts de freinage dus à la charge d'exploitation et aux efforts transmis par la dalle de transition.

- Hauteur = la hauteur de la poutre + hauteur de l'appareil d'appui + hauteur des d'appui : $H = 1,5 + 0,13 + 0,148 = 1,8$ m
- Epaisseur : $e = 0,30$ m
- Longueur = la largeur du tablier - 2(l'épaisseur du mur en retour) : $L = 12,5 - (2 \times 0,2) = 12,1$ m

❖ Dalle de transition

C'est une dalle placée entre l'extrémité d'un pont et son remblai d'approche, appuyée sur l'arrière du mur garde-grève de la culée et sur le remblai. En cas de tassement du remblai, la dalle s'adapte pour réduire l'irrégularité de surface de la chaussée qui la surmonte.

La dalle de transition présente la même dimension transversale que le mur garde-grève,

- Largeur : $l = \text{largeur rouable} - 0,5$ m de chaque cotée = $10 - 1 = 9$ m
- Longueur : $L = 5$ m
- Epaisseur : $e = 0,3$ m

❖ La semelle

CHAPITRE 4 : ETUDE DES APPUIS

On prend : L'épaisseur de la semelle : $e = 1,5$ m

Longueur de la semelle : $L = 12,50$ m

Largeur de la semelle : $l = 6$ m

❖ Sommier d'appuis

Le sommier d'appui est un élément sur lequel repose l'about du tablier, il est intégré au mur frontal. Sa surface doit être aménagée de façon à permettre l'implantation des appareils d'appui et la mise en place des vérins pour changer ces derniers

La longueur du sommier $L =$ largeur du tablier .

- La largeur : $l=2,4$ m
- La longueur : $L=12,5$ m
- Epaisseur : $e = 1,5$ m

❖ Corbeau

- Hauteur 1 : $H_1 = 0,84$ m
- Hauteur 2 : $H_2 = 0,55$ m
- Epaisseur : $e = 0,55$ m
- Longueur = la largeur du tablier – 2(l'épaisseur du mur en retour) =
 $12,5 - 2(0,2) = 12,1$ m

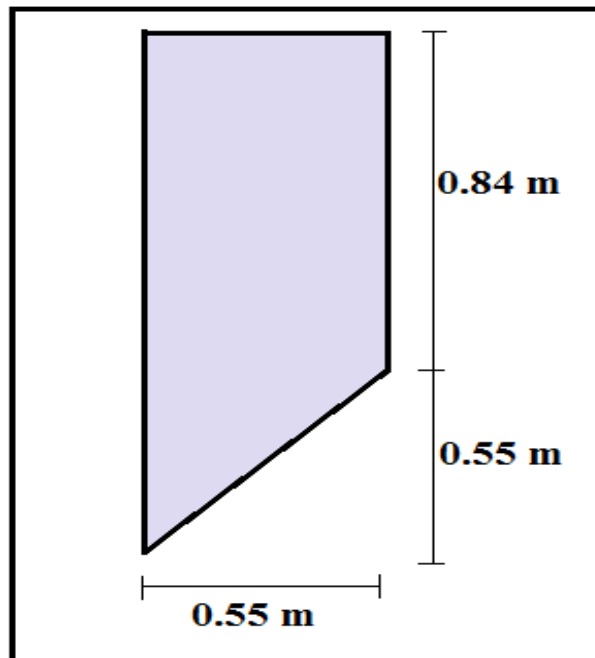


Figure 4.5 : Dimensions du corbeau.

❖ Dés d'appuis

CHAPITRE 4 : ETUDE DES APPUIS

On a six dés d'appuis :

- 1) $V_1 = 0,5 \times 0,07 \times 0,4 = 0,014 \text{ m}^3$
 - 2) $V_2 = 0,15 \times 0,5 \times 0,4 = 0,03 \text{ m}^3$
 - 3) $V_3 = 0,19 \times 0,5 \times 0,4 = 0,038 \text{ m}^3$
 - 4) $V_4 = 0,23 \times 0,5 \times 0,4 = 0,046 \text{ m}^3$
 - 5) $V_5 = 0,27 \times 0,5 \times 0,4 = 0,054 \text{ m}^3$
 - 6) $V_6 = 0,35 \times 0,47 \times 0,4 = 0,0658 \text{ m}^3$
- $V_{\text{Total}} = 0,2478 \text{ m}^3$

❖ Plot parasismique

On a deux plots parasismiques :

- 1) $V_1 = (0,5 \times 0,11 \times 0,4) + (0,4 \times 0,5 \times 0,4) = 0,102 \text{ m}^3$
 - 2) $V_2 = (0,6 \times 0,5 \times 0,4) + (0,31 \times 0,5 \times 0,4) = 0,182 \text{ m}^3$
- $V_{\text{Total}} = 0,284 \text{ m}^3$

4.3.4 Evaluation des efforts sollicitant la culée

❖ Calcul des sollicitations permanentes sur la culée

1. Le poids propre du mur garde-grève

$$P_{\text{gg}} = \gamma_{\text{béton}} \times e \times H \times L$$

Avec :

$$\gamma_{\text{béton}} = 2,5 \text{ t/m}^3$$

$$P_{\text{gg}} = 2,5 \times 0,3 \times 1,8 \times 12,1$$

$$P_{\text{gg}} = 16,33 \text{ t}$$

2. Le poids propre du mur frontal (fût)

$$P_{\text{m.f}} = \gamma_{\text{béton}} \times e \times h \times L$$

$$P_{\text{m.f}} = 2,5 \times 1,4 \times 7,80 \times 12,5$$

$$P_{\text{m.f}} = 341,25 \text{ t}$$

3. Le poids propre du mur en retour

Pour deux murs en retour :

$$P_{\text{m.e.r}} = 2 \times \gamma_{\text{béton}} \times e \times S$$

Avec :

S : surface du mur en retour

$$P_{\text{m.e.r}} = 2 \times 2,5 \times 0,2 \times 31,18$$

$$P_{\text{m.e.r}} = 31,18 \text{ t}$$

4. Le poids propre de la semelle

$$P_{\text{semelle}} = \gamma_{\text{béton}} \times e \times B \times L$$

$$P_{\text{semelle}} = 2,5 \times 1,5 \times 6 \times 11,5$$

$$P_{\text{semelle}} = 258,75 \text{ t}$$

5. Le poids propre de la dalle de transition

$$P_{\text{d.d.t}} = \gamma_{\text{béton}} \times e \times l \times L$$

$$P_{\text{d.d.t}} = 2,5 \times 0,3 \times 13,5 \times 5$$

$$P_{\text{d.d.t}} = 50,625 \text{ t}$$

6. Le poids propre du corbeau

$$P_{\text{corb}} = \gamma_{\text{béton}} \times S \times L$$

$$P_{\text{corb}} = 2,5 \times 0,613 \times 12,1$$

$$P_{\text{corb}} = 18,543 \text{ t}$$

7. Dés d'appuis

$$P_{\text{dés d'appuis}} = V_{\text{d appuis}} \times \gamma_{\text{béton}}$$

$$P_{\text{dés d'appuis}} = (0,2478) \times 2,5 = 0,6195 \text{ t}$$

8. Plot parasismique

$$P_{\text{plot parasismique}} = \gamma_{\text{béton}} \times V$$

$$P_{\text{plot parasismique}} = 2,5 \times 0,284 = 0,71 \text{ t}$$

9. Sommier d'appuis

$$P_{\text{sommier}} = 2,4 \times 12,5 \times 1,5 \times 2,5 = 112,5 \text{ t}$$

10. Poids de terres

➤ Sur la dalle de transition

✓ Au dessus

$$P = \gamma_{\text{remb}} \times h \times L_x \times L_y$$

Avec :

γ_{remb} : poids volumique de remblai ($\gamma_{\text{remb}} = 2 \text{ t/m}^3$)

$L_x = 9 \text{ m}$: (Largeur de la dalle de transition).

$L_y = 5 \text{ m}$: (Longueur de la dalle de transition).

$h = 0,6 \text{ m}$: (la hauteur du remblai au-dessus de la dalle de transition).

$$P = 2 \times 9 \times 5 \times 0,6 = 54 \text{ t}$$

$$P = 54 \text{ t}$$

➤ Sur la semelle

CHAPITRE 4 : ETUDE DES APPUIS

$$P = \gamma_{\text{remb}} \times V_{\text{remblai}}$$

$$V_{\text{remblai}} = 313,24 \text{ m}^3$$

$$P = 626,48 \text{ t}$$

4.4 Détermination des paramètres K_{Ay}^E et μ^0 pris en compte du séisme

Selon le **RPOA (règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art version 2008)** la poussée dynamique des terres est calculée par toutes les méthodes scientifiques validées. A défaut la méthode de MONOBE-OKABE décrite ci-dessous peut être appliquée. On négligera, en général la butée et le poids des terres se trouvant à l'aval du mur.

Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques δ_h, δ_v .

Le coefficient d'accélération de zone A est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont.

Blida est classée selon le **RPOA** dans la classe de zone sismique IIb, et le groupe de notre pont est 2, alors le coefficient **A=0,25**.

Sous séisme la poussée dynamique globale, comportant à la fois les effets statique et dynamique de la poussée active des terres, s'exerce à mi-hauteur de la paroi (diagramme de pression rectangulaire) et la pour valeur :

$$F_{Ay}^E = \frac{1}{2} K_{Ay}^E (1 + \delta_v) \gamma H^2$$

❖ Le coefficient de poussée sismique est donné par :

$$K_{Ay}^E = \frac{\cos^2(\varphi - \mu - \lambda)}{\cos\mu \cdot \cos^2\lambda \cdot \cos(\delta + \lambda + \mu) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta)\sin(\varphi - \mu - \beta)}{\cos(\delta + \lambda + \mu)\cos(\beta - \lambda)}} \right]^2}$$

Avec :

$\varphi = 30^\circ$: angle de frottement interne du remblai sans cohésion.

$\beta = 0$: Inclinaison de la surface de remblai par rapport à un plan horizontal.

δ : angle de frottement remblai-culée $\delta = 0$ (surface de contact est lisse).

λ : Inclinaison de culée avec la verticale $\lambda = 0$

$$\text{tg}\mu = \frac{\delta_h}{1 \pm \delta_v} \quad \text{avec : } \mu = \tan^{-1}\left(\frac{\delta_h}{1 \pm \delta_v}\right)$$

Les formules K_{Ay}^E, K_{Py}^E devient :

CHAPITRE 4 : ETUDE DES APPUIS

$$K_{Ay}^E = \frac{\cos^2(\varphi - \mu)}{\cos^2\lambda \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi)\sin(\varphi - \mu)}{\cos(\mu)}} \right]^2}$$

Selon le RPOA on a :

$$\delta_h = 0,25$$

$$\delta_v = 0,3 \times \delta_h = 0,075$$

On a fait les calculs sur les quatre cas favorables de séismes correspondant à :

- 1^{er} cas : cas normal sans séisme : $\delta_h = \delta_v = 0$
- 2^{ème} cas : cas de séisme horizontal +vertical ver le bas : $\delta_h = 0,25$
 $\delta_v = 0,075$
- 3^{ème} cas : cas de séisme horizontal : $\delta_h = 0,25$; $\delta_v = 0$
- 4^{ème} cas : cas de séisme horizontal–vertical ver le bas : $\delta_h = 0,25$
 $\delta_v = -0,075$

En appliquant ces formules dans notre cas, on trouve les valeurs dans le tableau suivant :

Tableau 4.3 : Valeurs de paramètre K_{Ay}^E .

Action du séisme	Notation	δ_h	δ_v	μ°	K_{Ay}^E	$K_{Ay}^E(1+\delta_v)$
Pas de séisme	1 ^{er} cas	0	0	0	0,333	0,333
Horizontal+vertical	2 ^{ème} cas	0,25	0,075	13,09	0,501	0,539
horizontal	3 ^{ème} cas	0,25	0	14,03	0,518	0,518
Horizontal- vertical	4 ^{ème} cas	0,25	-0,075	15,12	0,538	0,497

4.5 Calcul de la poussée des terres

CHAPITRE 4 : ETUDE DES APPUIS

Le mur garde grève, le mur frontal et la semelle sont soumis aux poussées comme il est montré dans la figure suivante :

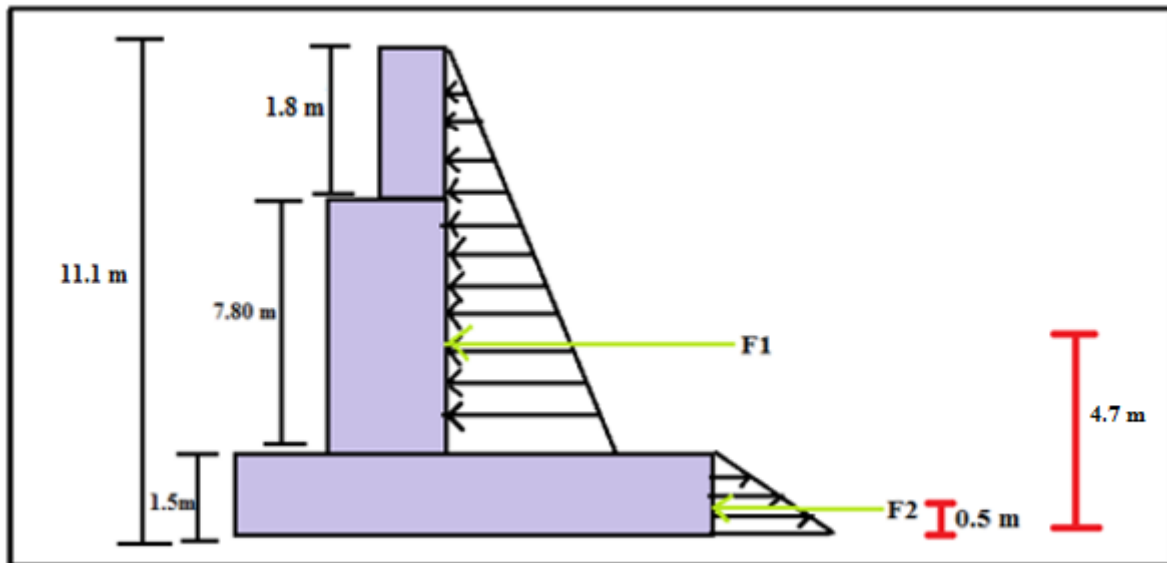


Figure 4.6 : poussée des terres sur mur frontal, mur garde grève et semelle.

La valeur des poussées des terres sur la culée est donnée par la formule suivante :

$$F_p = \frac{1}{2} K_{ad} (1 + \delta_v) \gamma_{remb} H^2 \text{ (Poussée des terres).}$$

Avec :

K_{ad} : Coefficient de poussée des terres.

$\gamma_{remb} = 2t/m^3$: poids volumique de remblai.

❖ **La poussée des terres sur (mur garde grève + mur frontal)**

- $h_1 = 1,8 + 7,80 = 9,6 \text{ m}$
- F_1 est appliquée à $\frac{h_1}{3} = 3,2 \text{ m}$ (base de la paroi)

❖ **La poussée des terres sur la semelle**

- $h_2 = 1.5 \text{ m}$.
- F_2 est appliquée à $\frac{h_2}{3} = 0,5 \text{ m}$ (base de la semelle)

Les efforts de poussée des terres pour les différentes conditions (normales et sismiques) sont donnés dans le tableau suivant:

Tableau 4.4 : efforts de poussée des terres pour différentes conditions (normale et sismique).

CHAPITRE 4 : ETUDE DES APPUIS

Désignation	H(m)	Condition sismique	K _{Ay} ^E (1+δ _v)	Application numérique	F _p (t)
Mur garde grève + mur frontal	9,6	Cas n°1	0,333	0,5 × 2 × 0,333 × 9,6 ²	30,68
		Cas n°2	0,539	0,5 × 2 × 0,539 × 9,6 ²	49,67
		Cas n°3	0,518	0,5 × 2 × 0,518 × 9,6 ²	47,73
		Cas n°4	0,497	0,5 × 2 × 0,497 × 9,6 ²	45,80
semelle	1,5	Cas n°1	0,333	0,5 × 2 × 0,333 × 1,5 ²	0,75
		Cas n°2	0,539	0,5 × 2 × 0,539 × 1,5 ²	1,21
		Cas n°3	0,518	0,5 × 2 × 0,518 × 1,5 ²	1,16
		Cas n°4	0,497	0,5 × 2 × 0,497 × 1,5 ²	1,11

4.5.1. Calcul de la poussée des surcharges de remblai

En vue de la justification des éléments ou structures susceptibles d'être soumis à des efforts de la part des remblais d'accès aux ponts, on considère que ces remblais sont susceptibles de recevoir une charge d'une tonne par mètre carré ($q = 1t/m^2$).

La valeur de la poussée des surcharges sera déterminée par la formule suivante :

$$F_q^E = K_q^E q \frac{H}{\cos\lambda} \rightarrow F_q^E = K_q^E q H$$

$$K_q^E \approx K_{Ay}^E \frac{\cos^2\lambda}{\cos(\beta - \lambda)} (1 + \delta_v) \rightarrow K_q^E \approx K_{Ay}^E (1 + \delta_v)$$

$$P = K_{Ay}^E \times q \times h$$

$$F_q^E = K_q^E \times q \times h \times L$$

K_{Ay}^E : coefficient de poussé des terres.

H : hauteur de la culée.

F_q^E : est appliqué à (h/2=4,8 m sur (mur frontal + mur garde grève) et 0,75 sur la semelle).

CHAPITRE 4 : ETUDE DES APPUIS

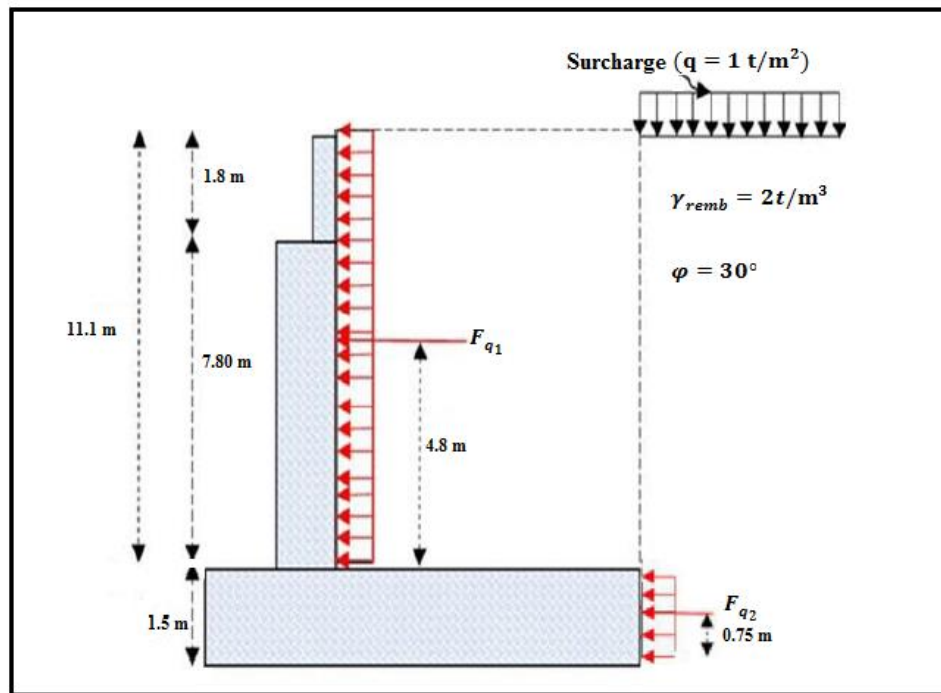


Figure 4.7 : poussée des terres dues aux surcharges de remblais.

Tableau 4.5 : Valeurs des poussées des terres dues aux surcharges de remblais.

Désignation	H(m)	L(m)	Condition sismique	K_q^E	Application numérique	F_q (t)
Mur garde grève+ mur frontal	11,1	12,1	Cas n°1	0,333	$11,1 \times 12,1 \times 1 \times 0,333$	44,72
			Cas n°2	0,539	$11,1 \times 12,1 \times 1 \times 0,539$	72,40
			Cas n°3	0,518	$11,1 \times 12,1 \times 1 \times 0,518$	69,57
			Cas n°4	0,497	$11,1 \times 12,1 \times 1 \times 0,497$	66,75
Semelle	1,5	12,5	Cas n°1	0,333	$1,5 \times 12,5 \times 1 \times 0,333$	6,24
			Cas n°2	0,539	$1,5 \times 12,5 \times 1 \times 0,539$	10,10
			Cas n°3	0,518	$1,5 \times 12,5 \times 1 \times 0,518$	9,71
			Cas n°4	0,497	$1,5 \times 12,5 \times 1 \times 0,497$	9,31

4.5.2. Evaluation des moments (stabilisants et renversants sur la culée)

Le calcul des moments sur la culée se fait par rapport au point O.

- ❖ M_s : désigne le moment stabilisant dû aux charges verticales.

$$M_s = \text{efforts verticaux} \times \text{bras de levier horizontale.}$$

- ❖ M_r : désigne le moment renversant due aux charges horizontales.

$$M_r = \text{efforts horizontaux} \times \text{bras de levier vertical.}$$

CHAPITRE 4 : ETUDE DES APPUIS

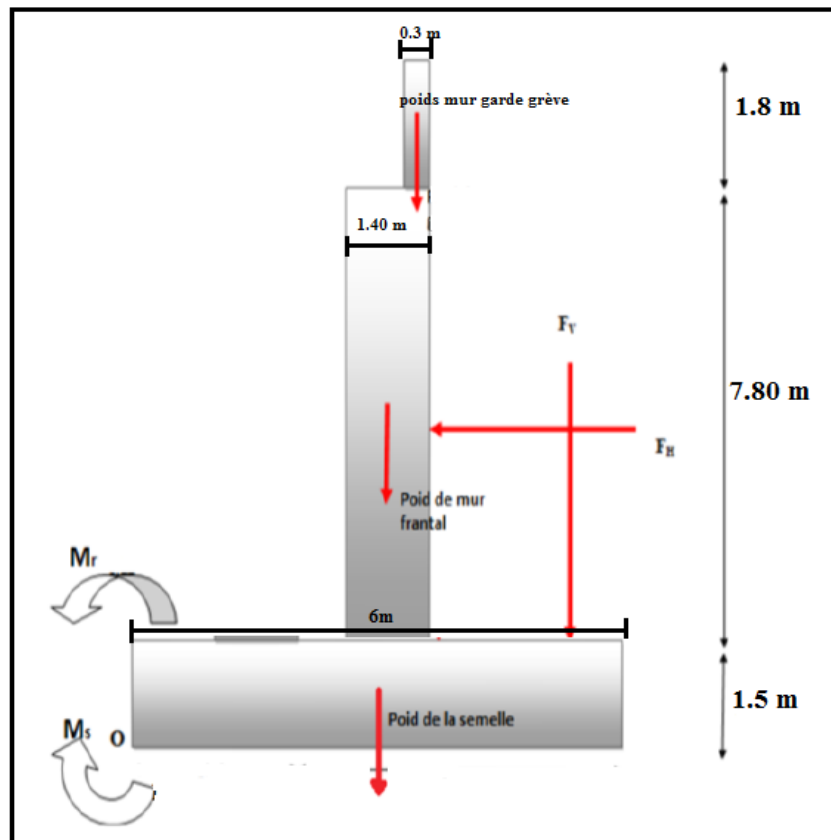


Figure 4.8 : moment stabilisant et moment renversant.

Tableau 4.6 : Valeurs des sollicitations dues aux charges permanentes.

sollicitation	Condition sismique	Efforts P(t)	Efforts horizontaux $\delta_h * P(t)$	Efforts verticaux $(1 + \delta_v) * P(t)$	Bras de levier horizontal (m)	Bras de levier vertical (m)	M_r (t.m)	M_s (t.m)
Poids du mur garde grève	Cas n°1	16,33	0	16,33	0,85	9,45	0	13,88
	Cas n°2		4,08	17,55			38,56	14,91
	Cas n°3		4,08	16,33			38,56	13,88
	Cas n°4		4,08	15,10			38,56	12,83
Poids du mur frontal	Cas n°1	341,25	0	341,25	0	5,4	0	0
	Cas n°2		85,31	366,84			396,70	0
	Cas n°3		85,31	341,25			396,70	0
	Cas n°4		85,31	315,65			396,70	0
Poids du mur en retour	Cas n°1	31.18	0	31,18	4,1	5,75	0	127,83
	Cas n°2		7,80	33,51			44,85	137,02
	Cas n°3		7,80	31,18			44,85	127,83

CHAPITRE 4 : ETUDE DES APPUIS

	Cas n°4		7,80	28,84			44,85	118,24
Poids de la semelle	Cas n°1	258,75	0	258,75	0	0	0	0
	Cas n°2		64,68	278,15			0	0
	Cas n°3		64,68	258,75			0	0
	Cas n°4		64,68	239,34			0	0
Poids de la dalle de transition	Cas n°1	50,625	0	50,625	3,5	11,7	0	177,19
	Cas n°2		12,65	54,42			148	190,47
	Cas n°3		12,65	50,625			148	177,19
	Cas n°4		12,65	46,82			148	160,37
corbeau	Cas n°1	18.543	0	18,543	0,975	7,855	0	18,13
	Cas n°2		4,63	19,93			36,36	19,49
	Cas n°3		4,63	18,543			36,36	18,13
	Cas n°4		4,63	17,15			36,36	16,77
Poids du tablier et compris les surcharge qu'il reçoit	Cas n°1	395,3	0	395,3	0	9,613	0	0
	Cas n°2		98,83	424,95			950,05	0
	Cas n°3		98,83	395,3			950,05	0
	Cas n°4		98,83	365,65			950,05	0
Poids des terres sur la dalle de transition	Cas n°1	54	0	54	3,5	12	0	189
	Cas n°2		13,50	58,05			162	203,18
	Cas n°3		13,50	54			162	189
	Cas n°4		13,50	49,95			162	174,83
Poids des terres sur la semelle	Cas n°1	626.48	0	626,48	1,3	2,61	0	814,42
	Cas n°2		156,62	673,47			408,77	875,51
	Cas n°3		156,62	626,48			408,77	814,42
	Cas n°4		156,62	579,50			408,77	753,35
Plot parasismique	Cas n°1	0,71	0	0,71	0	8,624	0	0
	Cas n°2		0,18	0,76			1,55	0
	Cas n°3		0,18	0,71			1,55	0
	Cas n°4		0,18	0,66			1,55	0
Dés d'appui	Cas n°	0,6195	0	0,6195	0	8,775	0	0
	Cas n°2		0,15	0,67			1,31	0
	Cas n°3		0,15	0,6195			1,31	0
	Cas n°4		0,15	0,58			1,31	0
Sommier	Cas n°1	112.5	0	112,5	0	9,3	0	0
	Cas n°2		28,125	120,93			261,56	0
	Cas n°3		28,125	112,5			261,56	0
	Cas n°4		28,125	104,06			261,56	0

CHAPITRE 4 : ETUDE DES APPUIS

4.5.3. Valeurs des moments renversants dues aux poussées des terres

Tableau 4.7 : Valeurs des sollicitations dues aux poussées des terres.

Désignation	Condition sismique	Efforts $F_h(t)$	Bras de levier horizontal	Bras de levier vertical	M_s (t.m)	$M_r(t.m)$
Mur garde grève + mur frontal	Cas n°1	30,68	0	3,95	0	121,17
	Cas n°2	49,67		3,95		196,20
	Cas n°3	47,73		3,95		188,53
	Cas n°4	45,80		3,95		180,91
Semelle	Cas n°1	0,75	0	0,75	0	0,562
	Cas n°2	1,21		0,75		0,90
	Cas n°3	1,16		0,75		0,87
	Cas n°4	1,11		0,75		0,83

4.5.4. Valeurs des moments renversants dues aux surcharges de remblais

Tableau 4.8 : Valeurs des sollicitations dues aux surcharges des remblais.

Désignation	Condition sismique	Efforts $F_h(t)$	Bras de levier horizontal	Bras de levier vertical	M_s (t.m)	$M_r(t.m)$
Mur garde grève + mur frontal	Cas n°1	44,72	0	6,3	0	281,74
	Cas n°2	72,40		6,3		456,12
	Cas n°3	69,57		6,3		438,30
	Cas n°4	66,75		6,3		420,53
Semelle	Cas n°1	6,24	0	0,5	0	3,12
	Cas n°2	10,10		0,5		5,05
	Cas n°3	9,71		0,5		4,855
	Cas n°4	9,31		0,5		4,66

CHAPITRE 4 : ETUDE DES APPUIS

4.5.5. Vérification de la stabilité

Tableau 4.9 : Résultats des sollicitations sur la culée.

Condition sismique	$H = \sum \delta_h \cdot P(t)$	$V = \sum (1 \pm \delta_v) P(t)$	$\sum M_s (t.m)$	$\sum M_r (t.m)$
Cas n°1	82,4	1906,28	1340,45	406,59
Cas n°2	517,68	2049,23	1440,58	658,27
Cas n°3	512,65	1906,28	1340,45	632,55
Cas n°4	507,28	1763,3	1236,40	606,93

❖ Vérification de renversement

Pour que la culée ne se renverse pas sous les effets de moments il faut vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{\sum M_s}{\sum M_r} \geq 1.5 \quad \text{Condition normal}$$

$$\frac{\sum M_s}{\sum M_r} \geq 1.3 \quad \text{Condition sismique}$$

Tableau 4.10 : vérification de renversement.

	$\sum M_s$	$\sum M_r$	$\sum M_s / \sum M_r$	Facteur de sécurité	Etat
Cas n°1	1340,45	406,59	3,29	1,5	Vérifié
Cas n°2	1440,58	658,27	2,18	1,3	Vérifié
Cas n°3	1340,45	632,55	2,11	1,3	Vérifié
Cas n°4	1236,40	606,93	2,03	1,3	Vérifié

❖ Vérification au glissement

Pour que la culée soit stable vis-à-vis du glissement, il faut vérifier les deux conditions suivantes :

$$F_s = \frac{V}{H} \tan \psi \geq 1.5 \quad \text{Condition normale}$$

$$F_s = \frac{V}{H} \tan \psi \geq 1.3 \quad \text{Condition sismique}$$

Tel que :

$$V = \sum (1 \pm K_v) P(t).$$

$$H = \sum \delta_h \cdot P(t).$$

CHAPITRE 4 : ETUDE DES APPUIS

ψ : angle de frottement (sol/semelle) ($\psi = 30^\circ$)

Tableau 4.11 : Vérification au glissement.

	$\sum V$	$\sum H$	F_s	Facteur de sécurité	Etat
Cas n°1	1906,28	82,4	23,13	1,5	Vérifié
Cas n°2	2049,23	517,68	3,95	1,3	Vérifié
Cas n°3	1906,28	512,65	3,71	1,3	Vérifié
Cas n°4	1763,3	507,28	3,47	1,3	Vérifié

Donc la stabilité au glissement et au renversement dans les quatre (04) cas est vérifiée

4.6. Conclusion

A l'issue de ce chapitre nous avons traité les efforts qui sollicitent les appuis qui sont appelés à les transmettre aux fondations, et on a vérifié la stabilité au renversement et au glissement qui a donné un résultat positive (stabilité vérifiée).

CHAPITRE 5

ETUDE DES FONDATIONS PROFONDES

5.1. Introduction

Ce chapitre est consacré au calcul des fondations du pont étudié. Ce travail représente une étape finale dans l'exploitation des résultats des phases précédentes, à savoir : la reconnaissance géotechnique qui caractérise la portance du sol d'une part et les charges et surcharges transmises au sol support d'autre part.

Le dimensionnement et le calcul des fondations reposent sur deux critères principaux :

- Les contraintes transmises au sol de fondation doivent être en deçà de l'état limite ultime qui correspond à une rupture du matériau du sol et celle du matériau de la fondation.
- Les déformations du sol causées par les contraintes transmises ne doivent pas causer de préjudice au bon fonctionnement de l'ouvrage, c'est-à-dire que les déplacements de la fondation doivent être en dessous de la limite de service de la structure de l'ouvrage.

5.2. Choix du type de fondation

Le calcul des fondations superficielles n'a pas été vérifié (voir annexe), et d'après le rapport géotechnique et vu l'importance de l'ouvrage, le mode de fondation à préconiser pour les appuis de l'ouvrage est de type fondation profonde.

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

5.3. Les méthodes de dimensionnement et vérification des fondations profondes[5]

La réalisation des fondations sur chantier est basée essentiellement sur les pieux forés grâce à leur facilité de réalisation qui donne des meilleurs résultats sur le plan de résistance aux charges importantes transmises au sol :

Dans ce qui suit, on calcule les fondations à partir des essais in situ, en utilisant la méthode pressiométrique PMT.

5.4. Méthode pressiométrique PMT

L'essai pressiométrique est un essai de chargement du terrain in situ développé par Louis Menard (1957). Cet essai consiste à gonfler dans le sol une sonde cylindrique, dilatable radialement, placée dans un forage préalable, les contraintes dans le sol sont uniformes. L'essai permet d'obtenir une relation entre la pression appliquée par la sonde contre les parois du forage et les déplacements horizontaux du forage ainsi une analyse du comportement du sol aussi bien en petite déformation ce qui permet l'évaluation du module de pressiométrie E_M et l'estimation de la pression limite P_1 correspond à la rupture.

Pour les dimensionnements des fondations à partir du pressiomètre Ménard, les recommandations des règlements DTU 13.2, CCTG-93 et Fascicule 62, définissent les catégories conventionnelles de sol, en fonction de la pression limite mesurées par le pressiomètre Ménard, donnés par le tableau suivant :

Tableau 5.1 : Classification des sols selon leurs propriétés mécaniques

	Classe de sol	Pressiomètre Pl (en MPa)
Argiles, Limons	A – Argiles et limons mous	< 0.7
	B – Argiles et limons fermes	1.2 à 2.0
	C – Argiles très fermes a dures	> 2.5
Sables, graves	A – Lâches	< 0.5
	B – Moyennement compacts	1.0 à 2.0
	C – Compacts	> 2.5
Graies	A – Molles	< 0.7
	B – Altérées	1.0 à 2.5
	C – Compactes	> 3.0
Marnes, Marno-calcaires	A – Tendres	1.5 à 4.0
	B – Compacts	> 4.5
Roches	A – Altérées	2.5 à 4.0
	B – Fragmentées	> 4.5

- **Charge limite de pointe Q_p**

L'effort limite Q_p en point, dont l'aire de sa section est A , est donné par :

$$Q_p = A \cdot q_l$$

La résistance en point est tel que

$$q_l = K_p \cdot P_{le} *$$

Avec :

K_p : facteur de portance donné par le tableau 5.2

$P_{le} *$: pression limite équivalente nette.

- **Pression limite nette équivalente $p_{le} *$**

Comme le schématise la figure, la pression limite nette équivalente $P_{le} *$ est une moyenne analytique valeur de pression limite nette, mesurées dans une zone utile au voisinage de la pointe, épaisse de $3a$ sous la pointe et de b au-dessus :

$$P_{le} * = \frac{1}{b + 3a} \int_{d-b}^{d+3a} P_l * (z) \cdot dz$$

Avec :

- $a = \max \left[\frac{B}{2}; 0,5 \text{ m} \right]$; B étant le diamètre du pieu en mètre.
- $b = \min(a, h)$; h est la hauteur de la couche résistante dans laquelle la pointe est encastrée.

En absence d'une couche résistante, h est prise égale à 0. Dans ce cas, b=0 et a est égal à B/2 pour des diamètres supérieurs à 1.0 m, et la zone utile de la résistance en point est, dans ce cas, épaisse de 1,5 fois B sous la pointe

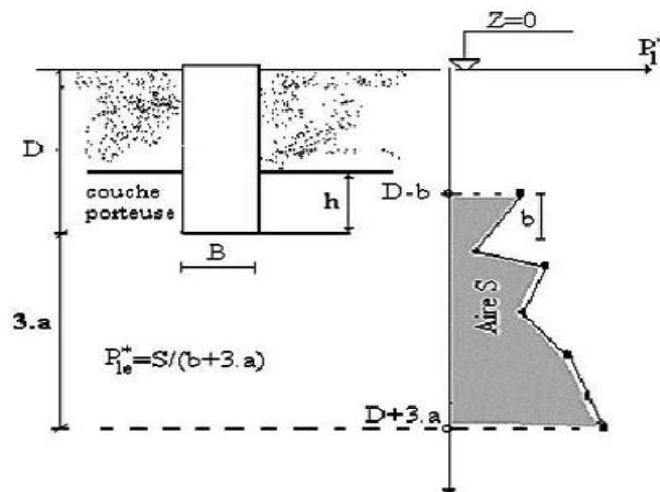


Figure 5.1 : Schéma de calcul de la pression limite équivalente.

• **Facteur de portance pressiométrique K_p**

La détermination de facteur de portance pressiométrique K_p dépend de la nature du sol et de la technique de mise en œuvre, donné par le tableau suivant :

Tableau 5.2 : Valeurs du facteur de portance pressiométrique. K_p .

Nature du sol		Pieu ne refoulant pas le sol (forage	Pieu refolant le sol (battage, fonçage...)
argile /limon	A	1,10	1,40
	B	1,20	1,50
	C	1,30	1,60
Sables/graves	A	1,00	4,20
	B	1,10	3,70
	C	1,20	3,20
Graies	A	1,10	1,60
	B	1,40	2,20
	C	1,80	2,60
Marnes, Marno-Calcaires		1,80	2,60
Roches altérées		1,10-1,80	1,80-3,20

- **Charge limite de frottement latéral q_s**

L'effort limite mobilisable par le frottement axial sur la hauteur concernée du fut peut se calculer par l'expression suivante :

$$Q_s = P \cdot \int_0^D q_s(z) \cdot dz$$

Avec :

– P : le périmètre du fut du pieu

– q_s : le frottement latéral limite

- **le frottement latéral limite q_s**

- **Courbe Q1 a Q4 : $q_s(z) =$**

$$\left\{ \begin{array}{ll} 0.04n \frac{P_l(z)}{(1+0.5n)} \left(2 - \frac{P_l(z)}{(1+0.5n)} \right) & \text{si } P_l \leq 1 + 0.5n \\ 0.04n & \text{si } P_l \geq 1 + 0.5n \end{array} \right\}$$

- **Courbe Q5 a Q7**

$$Q_5 : q_s(z) = \min \left\{ \frac{P_l(z) - 0.2}{9}, \frac{P_l(z) + 3.3}{32} \right\}$$

$$Q_6 : q_s(z) = \min \left\{ \frac{P_l(z) - 0.4}{10}, \frac{P_l(z) + 4.0}{30} \right\}$$

$$Q_7 : q_s(z) = \frac{P_l(z) + 0.4}{10}$$

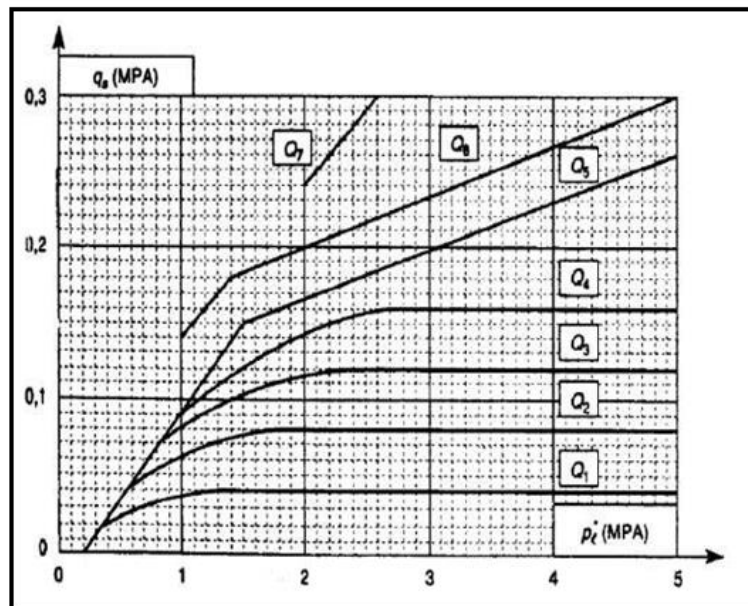


Figure 5.2 : Contrainte de frottement latéral limite q_s en fonction de Pl^* .

Le choix de la courbe à utiliser dépend la nature du sol et le type de pieux indiqué au tableau suivant :

Tableau 5.3 : Courbes de frottement latéral limite q_s

Type de pieu	Argiles/Limons			Sables/Graves			Graies			Marnes		Roches
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Foré simple	Q_1	Q_1 Q_2	Q_2 Q_3				Q_1	Q_3	Q_4 Q_5	Q_3	Q_4 Q_5	Q_6
Foré a la boue	Q_1	Q_1, Q_2		Q_1	Q_2 Q_1	Q_3 Q_2	Q_1	Q_3	Q_4 Q_5	Q_3	Q_4 Q_5	Q_6
Foré tubé (tube récupéré)	Q_1	Q_2, Q_3		Q_1	Q_2 Q_1	Q_3 Q_2	Q_1	Q_2	Q_3 Q_4	Q_3	Q_4	
Foré tubé (tube perdu)	Q_1			Q_1		Q_2				Q_3	Q_3	
Puits	Q_1	Q_2	Q_3				Q_1	Q_2	Q_3	Q_3	Q_5	Q_6

5.4.1 Calcul de la contrainte admissible à partir des essais préssiométriques PMT

❖ Diamètre B : Les diamètres des pieux qui sont réservés pour les grands ouvrage est :

$B \geq 0.8$ m, on prend $B = 1,2$ m (le diamètre le plus utilisées et le plus disponible).

❖ La hauteur d’ancrage h dans la couche porteuse :

Couche de sol résistante (porteuse) dans laquelle est ancrée à la base du pieu.

L’épaisseur de cette couche, doit être $\geq 3B$ selon le fascicule 62 titre V, $h \geq 3B$, $h \geq 3.6$ m

On prend la hauteur d’ancrage dans le sol résistant : $h = 4.9$ m

❖ Ancrage D :

La longueur d’un pieu selon le fascicule 62 titre V est en fonction de :

1. L’épaisseur des couches du sol à traverser pour mobiliser un frottement latéral suffisant.
2. La profondeur du substratum résistant.

On prend un ancrage de 20 m.

D’où : $B = 1.2$ m ; $D = 20$ m

1. Calcul de la capacité portante de la culée 01 et la pile 01 pour l'essai PMT01

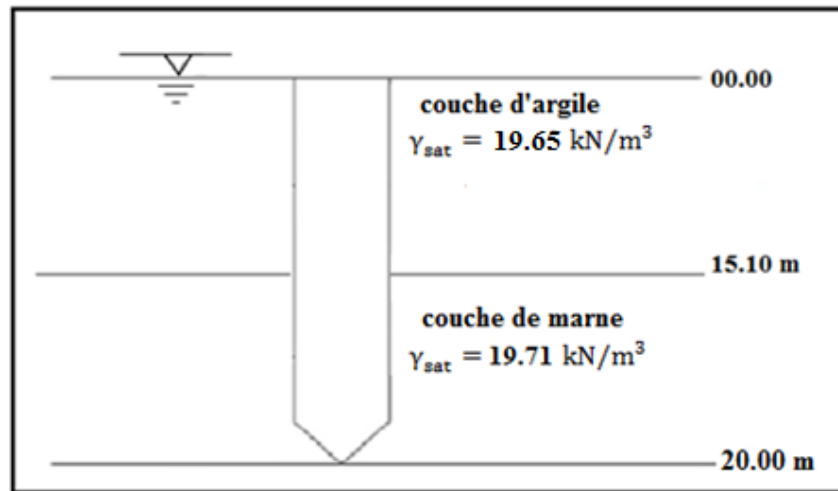


Figure 5.3 : Coupe lithologique (pile 01, culée 01).

Hauteur de fiche dans l'argile : $H = 15.10 \text{ m}$

$$\gamma_h = 19,75 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_d = 15,5 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 19,65 \text{ kN/m}^3$$

Hauteur de fiche dans la marne : $H=4,9 \text{ m}$

$$\gamma_h = 21,3 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_d = 15,6/\text{m}^3$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 19,71 \text{ kN/m}^3$$

- Calcul de la zone utile

Pour un pieu avec les dimensions suivantes $B = 1,2 \text{ m}$; $D = 20 \text{ m}$

$$Z_u = [D - b ; D + 3a]$$

Les valeurs de a et b sont définies comme suit :

$$a = \max \left[\frac{B}{2} ; 0,5 \text{ m} \right] ; \max[0,6 ; 0,5 \text{ m}] \rightarrow a = 0,6 \text{ m}$$

$$b = \min(a, h) ; h = 4,9 \text{ m}$$

$$b = \min(0,6 ; 4,9) \rightarrow b = 0,6 \text{ m}$$

$$Z_u = [19,4 ; 21,8]$$

- Calcul de l'effort limite en pointe Q_p

$$p_i^* = P_l - P_0$$

$$p_0 = k_0(\gamma' \times Z + \gamma_w \times Z_w) \text{ (La nappe phréatique est supposée en surface).}$$

$$k_0 = 1 \text{ Pour les sols fins}$$

Tableau 5.4 : Pression limite nette pour l'essai PMT01

Z(m)	19	20	21	22
$P_l(kPa)$	3420	3427	3444	3460
$P_0(kPa)$	373.584	393.294	413	432.741
$p_l^*(kPa)$	3046.416	3033.706	3031	3027.26

- Interpolation

$$\begin{cases} 19 \rightarrow 3046.416 \\ 19.4 \rightarrow p_l^*(19.4) \rightarrow p_l^*(19.4) = 3041.332 \text{ kPa} \\ 20 \rightarrow 3033.706 \end{cases}$$

$$\begin{cases} 21 \rightarrow 3031 \\ 21.8 \rightarrow p_l^*(21.8) \rightarrow p_l^*(21.8) = 3028 \text{ kPa} \\ 22 \rightarrow 3027.26 \end{cases}$$

- La pression pressiométrique limite équivalente nette P_{le}^* :

$$P_{le}^* = \frac{1}{b + 3a} \int_{d-b}^{d+3a} p_l^*(z) \cdot dz$$

$$P_{le}^* = \frac{1}{0.6 + 3 \times 0.6} \int_{19.4}^{21.8} p_l^*(z) \cdot dz$$

$$P_{le}^* = \frac{1}{0.6 + 3 \times 0.6} \left[\frac{3041.332 + 3033.706}{2} \times 0.6 + 1 \times \frac{3033.706 + 3031}{2} + \frac{3031 + 3028}{2} \times 0.4 \right] = \frac{1}{2.4} \times 6066.67$$

$$P_{le}^* = 2527.77 \text{ kPa}$$

- La résistance en pointe

$$q_l = K_p \cdot P_{le}^*$$

- ❖ La valeur de facteur de portance dépend de la nature du sol et du mode de la mise en œuvre du pieu, il est donné par le tableau 5.2

La nature du sol de la couche résistante « la marne »

Le pieu est mis en œuvre sans refoulement du sol (pieu foré).

A partir des résultats pressiométrique et d'après le tableau ***

Le coefficient de portance $K_p = 1.80$

$$q_l = 1.80 \times 2527.77 = 4549.99 \text{ kPa}$$

❖ l'effort limite Q_p en pointe :

$$Q_p = A. q_l = \frac{\pi \times B^2}{4} \times q_l = \frac{\pi \times 1.2^2}{4} \times 4549.99$$

$$Q_p = 5145.92 \text{ kPa}$$

❖ Calcul de l'effort limite de frottement latéral Q_s :

$$Q_s = \pi. B \int_0^D q_s(z). dz$$

La valeur de frottement latéral unitaire limite à la profondeur z , ($q_s(z)$) est donné par l'abaque de la figure ***, le choix de la courbe se fait en fonction du type de sol et du type du pieu comme est indiqué dans le tableau 5.1

Couche (01) argile :

Profondeur (0-13m)

$$\begin{cases} \text{type de pieux : foré simple} \\ \text{type de sol: argile de catégorie A } Q_1 \end{cases} 0.04n \frac{P_l(z)}{(1+0.5n)} \left(2 - \frac{P_l(z)}{(1+0.5n)} \right)$$

Profondeur (13-15 m)

$$\begin{cases} \text{type de pieux : foré simple} \\ \text{type de sol: argile de catégorie C } Q_2 \end{cases} 0.04n \frac{P_l(z)}{(1+0.5n)} \left(2 - \frac{P_l(z)}{(1+0.5n)} \right)$$

Couche (02) marne :

Profondeur (15 – 20 m)

$$\begin{cases} \text{type de pieux : foré simple} \\ \text{type de sol: marne de catégorie A } Q_3 \end{cases} 0.04n \frac{P_l(z)}{(1+0.5n)} \left(2 - \frac{P_l(z)}{(1+0.5n)} \right)$$

Tableau 5.5: Calcul de la capacité portante d'un pieu isolé de culée 01, pile 01.

$Z(m)$	couche	classe	$P_l(Mpa)$	$q_s(MPa)$
0	argile	A	0.172	0.008
1	argile	A	0.172	0.008
2	argile	A	0.172	0.008
3	argile	A	0.115	0.005
4	argile	A	0.058	0.003
5	argile	A	0.605	0.025
6	argile	A	0.63	0.026
7	argile	A	0.397	0.018
8	argile	A	0.731	0.028
9	argile	A	1.029	0.035
10	argile	B	1.327	0.038
11	argile	A	0.7175	0.028
12	argile	A	0.108	0.003
13	argile	B	1.73	0.038
14	argile	C	3.352	0.043
15	argile	C	3.372	0.042
16	marne	A	3.391	0.104
17	marne	A	3.401	0.104
18	marne	A	3.412	0.104
19	marne	A	3.42	0.103
20	marne	A	3.427	0.103

❖ L'effort Q_s de frottement latéral limite :

$$Q_s = \pi \cdot B \int_0^{20} q_s(z) \cdot dz$$

$$Q_s = 3085.67 \text{ kN}$$

❖ Calcul de la charge limite Q_l :

$$Q_l = Q_s + Q_p$$

$$Q_l = 3085.67 + 5145.92$$

$$Q_l = 8231.59 \text{ kN}$$

❖ Calcul de la charge de fluage (critique) :

$$Q_c = 0.5Q_p + 0.7Q_s$$

$$Q_c = 4732.929 \text{ kN}$$

2. Calcul de la capacité portante de la pile 02 pour l'essai PMT 02

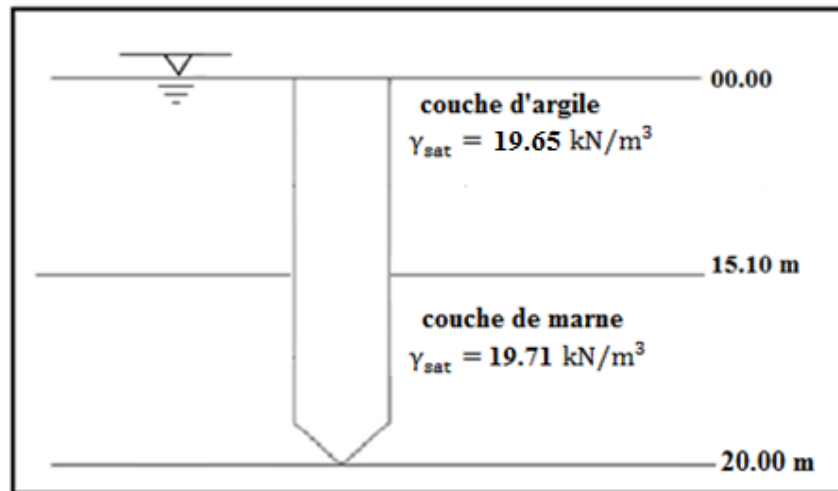


Figure 5.4 : Coupe lithologique de la pile 02

Hauteur de fiche dans l'argile : $H = 15.10 \text{ m}$

$$\gamma_h = 19.75 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_d = 15.5 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{sat} = 19.65 \text{ kN/m}^3$$

Hauteur de fiche dans la marne : $H=4.9 \text{ m}$

$$\gamma_h = 21.3 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_d = 15.6/\text{m}^3$$

$$\gamma_{sat} = 19.71 \text{ kN/m}^3$$

- la zone utile :
 $Z_u = [19.4 ; 21.8]$
- Calcul de l'effort limite en pointe Q_p :

Tableau 5.6 : Pression limite nette pour l'essai PMT02.

Z(m)	19	20	21	22
$P_l(kPa)$	3355	3355	3355	3355
$P_0(kPa)$	373.584	393.294	413	432.741
$p_i^*(kPa)$	2981.416	2961.706	2942	2922.26

- Interpolation

$$\begin{cases} 19 \rightarrow 2981.416 \\ 19.4 \rightarrow p_l^*(19.4) \rightarrow p_l^*(19.4) = 2973.53 \text{ kPa} \\ 20 \rightarrow 2961.706 \end{cases}$$

$$\begin{cases} 21 \rightarrow 2942 \\ 21.8 \rightarrow p_l^*(21.8) \rightarrow p_l^*(21.8) = 2926.20 \text{ kPa} \\ 22 \rightarrow 2922.26 \end{cases}$$

- la pression pressiométrique limite équivalente nette P_{le}^* :

$$P_{le}^* = 2460.85 \text{ kPa}$$

- La résistance en pointe

$$q_l = K_p \cdot P_{le}^*$$

Le coefficient de portance $K_p = 1.80$

$$q_l = 4429.53 \text{ kPa}$$

- ❖ l'effort limite Q_p en pointe :

$$Q_p = 5009.68 \text{ kPa}$$

- ❖ Calcul de l'effort limite de frottement latéral Q_s :

$$Q_s = \pi \cdot B \int_0^D q_s(z) \cdot dz$$

Couche (01) argile :

Profondeur (0-8 m)

$$\begin{cases} \text{type de pieux : foré simple} \\ \text{type de sol : argile de catégorie A } Q_1 \end{cases} \quad 0.04n \frac{P_l(z)}{(1+0.5n)} \left(2 - \frac{P_l(z)}{(1+0.5n)} \right)$$

Profondeur (8-15 m)

$$\begin{cases} \text{type de pieux : foré simple} \\ \text{type de sol : argile de catégorie C } Q_2 \end{cases} \quad 0.04n \frac{P_l(z)}{(1+0.5n)} \left(2 - \frac{P_l(z)}{(1+0.5n)} \right)$$

Couche (02) marne :

Profondeur (15 – 20 m)

$$\begin{cases} \text{type de pieux : foré simple} \\ \text{type de sol : marne de catégorie A } Q_3 \end{cases} \quad 0.04n \frac{P_l(z)}{(1+0.5n)} \left(2 - \frac{P_l(z)}{(1+0.5n)} \right)$$

Tableau 5.7 : Calcul de la capacité portante d'un pieu isolé de la pile 02.

Z(m)	couche	classe	$P_l(Mpa)$	$q_s(MPa)$
------	--------	--------	------------	------------

0	argile	A	0.154	0.007
1	argile	A	0.154	0.007
2	argile	A	0.154	0.007
3	argile	A	0.159	0.007
4	argile	A	0.164	0.008
5	argile	A	0.158	0.007
6	argile	A	0.152	0.007
7	argile	A	1.173	0.037
8	argile	B	2.194	0.030
9	argile	C	2.758	0.068
10	argile	C	3.323	0.044
11	argile	C	3.34	0.044
12	argile	C	3.355	0.043
13	argile	C	3.355	0.043
14	argile	C	3.355	0.043
15	argile	C	3.355	0.043
16	marne	A	3.355	0.105
17	marne	A	3.355	0.105
18	marne	A	3.355	0.105
19	marne	A	3.355	0.105
20	marne	A	3.355	0.105

❖ L'effort Q_s de frottement latéral limite :

$$Q_s = 6431.46 \text{ kN}$$

❖ Calcul de la charge limite Q_l :

$$Q_l = Q_s + Q_p$$

$$Q_l = 6431.46 + 5009.68$$

$$Q_l = 11441.14 \text{ kN}$$

❖ Calcul de la charge de fluage (critique) :

$$Q_c = 0.5Q_p + 0.7Q_s$$

$$Q_c = 7006.862 \text{ kN}$$

3. Calcul de la capacité portante de la pile 03 pour l'essai PMT02

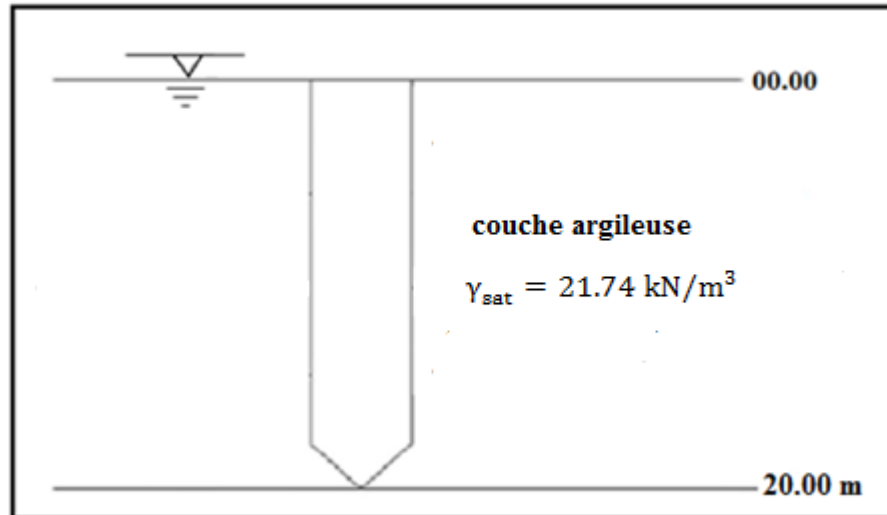


Figure 5.5 : Coupe lithologique de la pile 03.

Hauteur de fiche dans l'argile : $H = 20 \text{ m}$

$$\gamma_h = 19.73 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_d = 18.86 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 21.74 \text{ kN/m}^3$$

- Calcul de la zone utile

Pour un pieu avec les dimensions suivantes $B = 1.2 \text{ m}$; $D = 20 \text{ m}$

$$Z_u = [D - b ; D + 3a]$$

Les valeurs de a et b sont définies comme suit :

$$a = \max\left[\frac{B}{2}; 0.5 \text{ m}\right]; \max[0.6; 0.5 \text{ m}] \rightarrow a = 0.6 \text{ m}$$

$$b = \min(a, h) ; h = 0 \text{ (pas de couche résistante)}$$

$$b = \min(0.6; 0) \rightarrow b = 0 \text{ m}$$

$$Z_u = [20 ; 21.8]$$

- Calcul de l'effort limite en pointe Q_p

$$p_l^* = P_l - P_0$$

$$p_0 = k_0(\gamma' \times Z + \gamma_w \times Z_w) \text{ (La nappe phréatique est supposée en surface).}$$

$$k_0 = 1 \text{ Pour les sols fins}$$

Tableau 5.8: Pression limite nette pour l'essai PMT03.

Z(m)	20	21	22
$P_l(kPa)$	3355	3355	3355
$P_0(kPa)$	434.8	456.54	478.28
$p_l^*(kPa)$	2920.2	2898.46	2876.72

- Interpolation

$$\begin{cases} 21 \rightarrow 2898.46 \\ 21.8 \rightarrow p_l^*(21.8) \rightarrow p_l^*(21.8) = 2881.06 \text{ kPa} \\ 22 \rightarrow 2876.72 \end{cases}$$

- la pression pressiométrique limite équivalente nette P_{le}^* :

$$p_{le}^* = 2900.63 \text{ kPa}$$

- La résistance en pointe

$$q_l = k_p \cdot p_{le}^*$$

- ❖ le facteur de portance k_p :

Le pieu est mis en œuvre sans refoulement du sol (pieu foré).

A partir des résultats pressiométrique et d'après le tableau *** le sol est de classe C

« argile très ferme à dures » ($p_l \geq 2.5 \text{ MPa}$)

Le coefficient de portance $k_p = 1.30$

$$q_l = 1.30 \times 2900.63 = 3770.819 \text{ kPa}$$

- ❖ l'effort limite Q_p en pointe :

$$Q_p = 4264.70 \text{ kPa}$$

- ❖ Calcul de l'effort limite de frottement latéral Q_s :

$$Q_s = \pi \cdot B \int_0^D q_s(z) \cdot dz$$

La valeur de frottement latéral unitaire limite à la profondeur z, ($q_s(z)$) est donné par l'abaque de la figure ***, le choix de la courbe se fait en fonction du type de sol et du type du pieu comme est indiqué dans le tableau***

Couche d'argile :

Profondeur (0-08 m)

$$\begin{cases} \text{type de pieux : foré simple} \\ \text{type de sol: argile de catégorie A } Q_1 \end{cases} \quad 0.04n \frac{P_l(z)}{(1+0.5n)} \left(2 - \frac{P_l(z)}{(1+0.5n)} \right)$$

Profondeur (08-20 m)

$$\begin{cases} \text{type de pieux : foré simple} \\ \text{type de sol: argile de catégorie C } Q_2 \end{cases} \quad 0.04n \frac{P_l(z)}{(1+0.5n)} \left(2 - \frac{P_l(z)}{(1+0.5n)} \right)$$

Tableau 5.9 : Calcul de la capacité portante d'un pieu isolé de la pile 03.

Z(m)	couche	classe	$P_l(Mpa)$	$q_s(MPa)$
0	argile	A	0.154	0.007
1	argile	A	0.154	0.007
2	argile	A	0.154	0.007
3	argile	A	0.159	0.007
4	argile	A	0.164	0.008
5	argile	A	0.158	0.007
6	argile	A	0.152	0.007
7	argile	A	0.173	0.008
8	argile	B	2.194	0.030
9	argile	C	2.758	0.068
10	argile	C	3.323	0.044
11	argile	C	3.34	0.044
12	argile	C	3.355	0.043
13	argile	C	3.355	0.043
14	argile	C	3.355	0.043
15	argile	C	3.355	0.043
16	argile	C	3.355	0.043
17	argile	C	3.355	0.043
18	argile	C	3.355	0.043
19	argile	C	3.355	0.043
20	argile	C	3.355	0.043

❖ L'effort Q_s de frottement latéral limite :

$$Q_s = \pi \cdot B \int_0^{20} q_s(z) \cdot dz$$

$$Q_s = 2284.56 \text{ kN}$$

❖ Calcul de la charge limite Q_l :

$$Q_l = Q_s + Q_p$$

$$Q_l = 2284.56 + 4264.70$$

$$Q_l = 6549.26 \text{ kN}$$

❖ Calcul de la charge de fluage (critique) :

$$Q_c = 0.5Q_p + 0.7Q_s$$

$$Q_c = 3731.54 \text{ kN}$$

4. Calcul de la capacité portante de la culée 02 pour l'essai PMT03 :

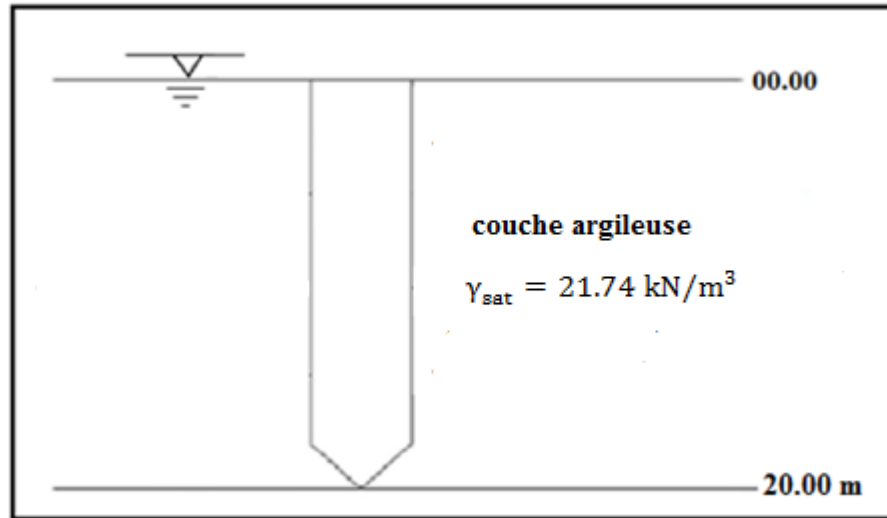


Figure 5.6: Coupe lithologique de la culée 02.

Hauteur de fiche dans l'argile : $H = 20 \text{ m}$

$$\gamma_h = 19.73 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_d = 18.86 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{sat} = 21.74 \text{ kN/m}^3$$

- Calcul de la zone utile

$$Z_u = [20 ; 21.8]$$

- Calcul de l'effort limite en pointe Q_p

$$p_l^* = P_l - P_0$$

$$p_0 = k_0(\gamma' \times Z + \gamma_w \times Z_w) \text{ (La nappe phréatique est supposée en surface).}$$

$$k_0 = 1 \text{ Pour les sols fins}$$

Tableau 5.10 : Pression limite nette pour l'essai PMT03.

Z(m)	20	21	22
$P_l(kPa)$	3090	3090	3090
$P_0(kPa)$	434.8	456.54	478.28
$p_l^*(kPa)$	2655.2	2633.46	2611.72

- Interpolation

$$\begin{cases} 21 \rightarrow 2633.46 \\ 21.8 \rightarrow p_l^*(21.8) \rightarrow p_l^*(21.8) = 2616.068 \text{ kPa} \\ 22 \rightarrow 2611.72 \end{cases}$$

- la pression pressiométrique limite équivalente nette P_{le}^* :

$$p_{le}^* = 2645.63 \text{ kPa}$$

- La résistance en pointe

$$q_l = k_p \cdot p_{le}^*$$

- ❖ le facteur de portance k_p :

$$\text{Le coefficient de portance } k_p = 1.30$$

$$q_l = 1.30 \times 2645.63 = 3439.32 \text{ kPa}$$

- ❖ l'effort limite Q_p en pointe :

$$Q_p = 3889.78 \text{ kPa}$$

- ❖ Calcul de l'effort limite de frottement latéral Q_s :

$$Q_s = \pi \cdot B \int_0^D q_s(z) \cdot dz$$

La valeur de frottement latéral unitaire limite à la profondeur z , ($q_s(z)$) est donné par l'abaque de la figure ***, le choix de la courbe se fait en fonction du type de sol et du type du pieu comme est indiqué dans le tableau***

Couche d'argile :

Profondeur (0-20 m)

$$\begin{cases} \text{type de pieux : foré simple} \\ \text{type de sol : argile de catégorie C } Q_2 \end{cases} \quad 0.04n \frac{P_l(z)}{(1+0.5n)} \left(2 - \frac{P_l(z)}{(1+0.5n)} \right)$$

Tableau 5.11 : Calcul de la capacité portante d'un pieu isolé de culée 02.

$Z(m)$	couche	classe	$P_l(Mpa)$	$q_s(MPa)$
0	argile	C	2.476	0.075
1	argile	C	2.476	0.075
2	argile	C	2.476	0.075
3	argile	C	2.875	0.064
4	argile	C	3.274	0.047
5	argile	C	3.28	0.047
6	argile	C	3.287	0.047
7	argile	C	3.30	0.046
8	argile	C	3.310	0.045
9	argile	C	1.785	0.079
10	argile	C	0.260	0.019
11	argile	C	1.80	0.079
12	argile	C	3.345	0.043
13	argile	C	1.80	0.078
14	argile	C	0.241	0.018
15	argile	C	1.81	0.079
16	argile	C	3.387	0.041
17	argile	C	3.40	0.040
18	argile	C	3.405	0.040
19	argile	C	1.857	0.079
20	argile	C	0.309	0.022

❖ L'effort Q_s de frottement latéral limite :

$$Q_s = \pi \cdot B \int_0^{20} q_s(z) \cdot dz$$

$$Q_s = 2872.67 \text{ kN}$$

❖ Calcul de la charge limite Q_l :

$$Q_l = Q_s + Q_p$$

$$Q_l = 2872.67 + 3889.78$$

$$Q_l = 6762.45 \text{ kN}$$

❖ Calcul de la charge de fluage (critique) :

$$Q_c = 0.5Q_p + 0.7Q_s$$

$$Q_c = 3955.76 \text{ kN}$$

Tableau 5.12: Récapitulatif des résultats par l'essai PMT.

Appui	Essai	$Q_p(t)$	$Q_s(t)$	$Q_l(t)$	$Q_c(t)$
Culée 01, pile 01	PMT 01	514.592	308.567	823.159	473.29
Pile 02	PMT 02	500.968	643.146	1144.14	700.686
Pile 03	PMT 02	426.47	228.456	654.926	373.154
Culée	PMT 03	388.978	287.267	676.245	395.576

5.4.2. Conclusion

Une solution de fondation sur pieux, forés simple en béton armé, de diamètre de 1.2 m et d'ancrage $D = 20$ m avec une charge nominale de 710 tonnes pour l'ensemble du site pour le calcul de nombre des pieux.

5.5. Calcul de nombre des pieux

La combinaison des charges des culées et des piles sont présentés sur l'annexe.

- ❖ Pour les 2 culées : $N_{max} = 2079.52 \text{ t}$ à E.L.S

$$N_{max} = 2222.46 \text{ t à E.L.U}$$

- ❖ Pour les piles : $N_{max} = 1845.321 \text{ t}$ à E.L.U

$$N_{max} = 1548.41 \text{ t à E.L.S}$$

5.5.1. Les vérifications

- ❖ Etat limite ultime

- Condition fondamentale : $Q_{ult} < 0.71 \times Q_L \times N$

- Condition accidentelle : $Q_{ult} < 0.83 \times Q_L \times N$

- ❖ Etat limite service

- Condition rare : $Q_{ser} < 0.91 \times Q_c \times N$

- Condition quasi-permanent : $Q_{ser} < 0.7 \times Q_c \times N$

Tableau 5.13 : Capacité portante des pieux

<i>Appui</i>	<i>Sondage</i>	$Q_l(t)$	$Q_c(t)$	<i>E. L. U</i>		<i>E. L. S</i>	
				$0.71Q_l$	$0.83Q_l$	$0.91Q_c$	$0.7Q_c$
<i>Culée 1</i>	<i>PMT 01</i>	823.159	473.29	584.44	683.57	430.70	331.30
<i>Pile 1</i>	<i>PMT 01</i>	823.159	473.29	584.44	683.57	430.70	331.30
<i>Pile 2</i>	<i>PMT 02</i>	1144.14	700.686	812.33	949.63	637.62	490.48
<i>Pile 3</i>	<i>PMT 02</i>	654.926	373.154	465	543.59	339.57	261.2
<i>Culée 4</i>	<i>PMT 03</i>	676.245	395.576	480.13	561.28	360	276.90

Tableau 5.14 : Nombre des pieux

<i>Appui</i>	<i>Sondage</i>	<i>E. L. U</i>		<i>E. L. S</i>	
		<i>Fondamentale</i>	<i>Accidentelle</i>	<i>Rare</i>	<i>Quasi – permanente</i>
		$0.71Q_l$	$0.83Q_l$	$0.91Q_c$	$0.7Q_c$
<i>Culée 1</i>	<i>PMT 01</i>	3.80	3.25	4.82	6.27
<i>Pile 1</i>	<i>PMT 01</i>	3.15	2.7	3.60	4.67
<i>Pile 2</i>	<i>PMT 02</i>	2.27	2.27	2.42	3.15
<i>Pile 3</i>	<i>PMT 02</i>	3.96	3.97	4.55	5.92
<i>Culée 4</i>	<i>PMT 03</i>	4.62	3.95	5.77	7.51

5.5.2. Conclusion

Le choix du type dépend de la facilité de réalisation et du coût de réalisation (forage, la quantité du béton versée et de ferrailage) dans notre cas on prend 8 pieux (deux rangée de 4 pieux chacun) avec un diamètre de 1.2 m pour une semelle.

5.6. Disposition des pieux

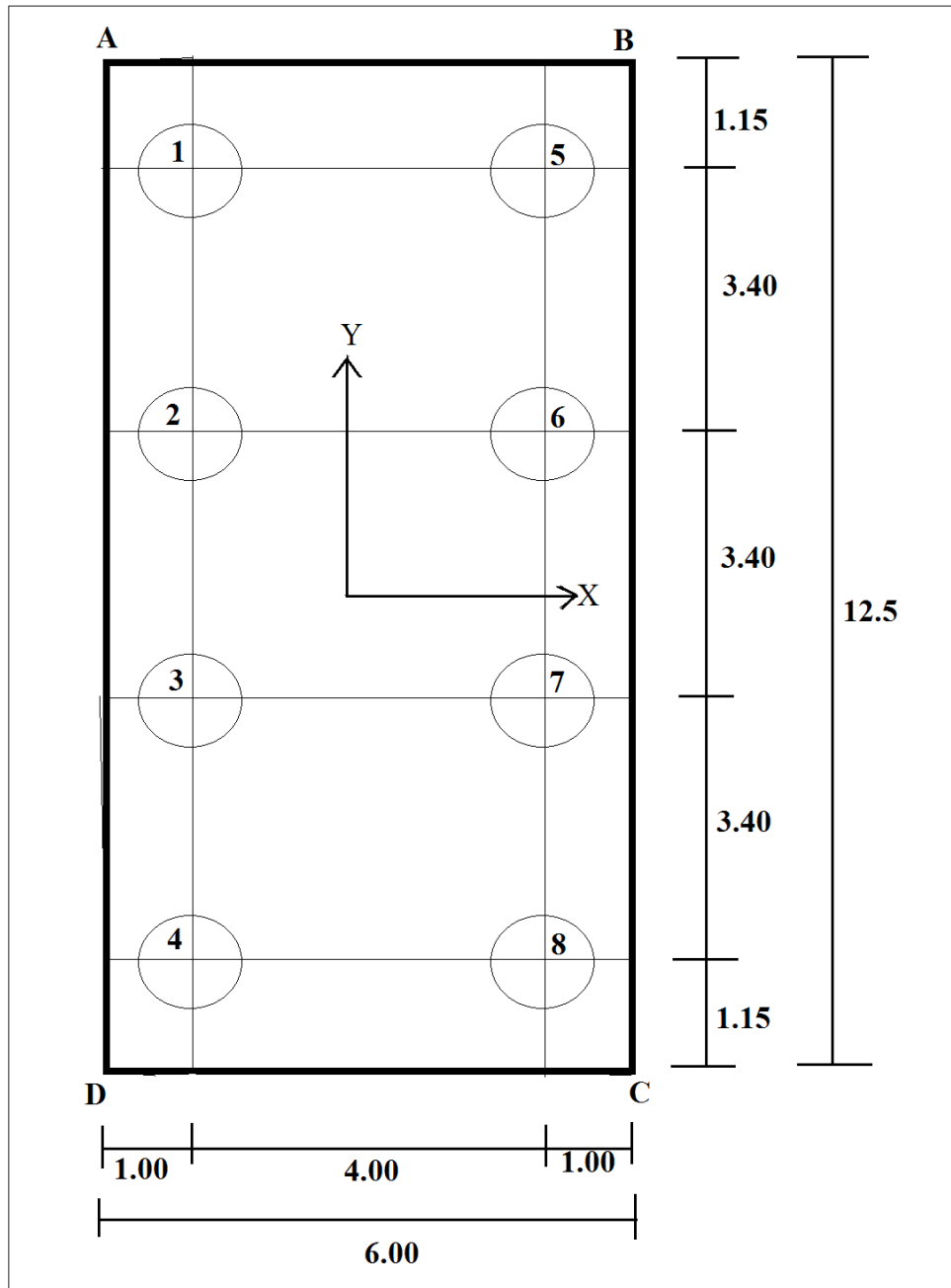


Figure 5.7 : Disposition des pieux de la semelle.

5.7. Calcul des efforts repris par chaque pieu :

Pour connaître l'effort auquel est soumis le pieu "i", de coordonnées x_i, y_i , on applique la formule suivante :

$$N_i = \frac{N_u}{r} \pm \frac{M_x}{\sum y_i^2} \times y_i \pm \frac{M_y}{\sum x_i^2} \times x_i$$

Avec :

r : nombre total des pieux

$N_u = 2079.52$ t Pour la culée 1 et 2

$M_x = 658.27$ t.m

Tableau 5.15 : Les efforts repris par chaque pieu.

Nombre de pieu	x_i	y_i	$\frac{N_u}{r}$	$\frac{M_x}{\sum y_i^2} \times y_i$	$\frac{M_y}{\sum x_i^2} \times x_i$	N_i
P_1	-2	5.1	259.94	29.04	0	288.98
P_2	-2	1.7	259.94	9.68	0	269.62
P_3	-2	-1.7	259.94	-9.68	0	250.26
P_4	-2	-5.1	259.94	-29.04	0	230.9
P_5	2	5.1	259.94	29.04	0	288.98
P_6	2	1.7	259.94	9.68	0	269.62
P_7	2	-1.7	259.94	-9.68	0	250.26
P_8	2	-5.1	259.94	-29.04	0	230.9

$N_u^{\max} = 288.98$ t pour (P_1 et P_5)

$N_u^{\min} = 230.9$ t pour (P_4 et P_8)

5.8. Vérification de l'efficacité du groupe du pieu

- Calcul de l'efficacité de groupe

La formule de [CONVERSE LABARRE] la barre suppose que tous les pieux sont identiques et verticaux.

Elle tient compte uniquement des paramètres dimensionnels du groupe excepté la longueur des pieux.

$$C_g = 1 \text{ si } d/B > 3$$

$$C_g = (1 + \frac{d}{B})/4 \text{ si } d/B < 3$$

Avec :

B : diamètre des pieux

d : entre axe des pieux

On a :

$$\frac{d}{B} = \frac{3.4}{1.2} = 2.83 < 3$$

$$C_g = 0.958 = 95.8\% > 30\%$$

On remarque que l'efficacité est importante, donc la disposition des pieux est bonne.

$$\sum_{i=1}^N N_i \leq C_g \cdot N \cdot Q_{max}$$

Avec :

N_i : La charge axiale sur le pieu

C_g : Coefficient d'efficacité.

Q_{max} : Charge maximale en compression admise pour le pieu isolé

N : Le nombre des pieux de la culée

$$\sum_{i=1}^N N_i = 288.98 \times 2 + 269.62 \times 2 + 250.26 \times 2 + 230.9 \times 2 = 2079.52 \text{ t}$$

Tableau 5.16 : Vérification de l'efficacité du groupe du pieu.

Condition	Q_{max}	$C_g \cdot N \cdot Q_{max}$	$\sum_{i=1}^N N_i$	Etat
Fondamentale	812.33	6225.69	2079.52	Vérifié
Accidentelle	949.63	7277.96	2079.52	Vérifié
Rare	637.62	4886.71	2079.52	Vérifié
Quasi-permanente	490.48	3759.03	2079.52	Vérifié

5.9. Calcul du tassement des fondations profondes

5.9.1. Tassement d'un pieu isolé

Il existe des méthodes qui permettent une estimation approximative du tassement et sont basées sur la compilation d'un nombre de constations sur les pieux, parmi ces méthodes on peut citer :

- Les méthodes empiriques
- Les méthodes d'élasticité

5.9.2. Méthodes empiriques

Ces méthodes, permettant une estimation approximative du tassement, sont basées sur la compilation d'un nombre de constations sur les pieux.

On note à ce titre, la recommandation de Vesic (1977) pour le tassement en tête du pieu dans un sol pulvérulent :

$$V_0 = \frac{B}{100} + \Delta L$$

$$\Delta L = \frac{Q \times D}{S \times E_p}$$

ΔL : est le raccourcissement élastique du pieu, E_p , D , et S étant respectivement le module d'Young du matériau du pieu, sa fiche et l'aire d'une section transversale.

$$Q_{culée\ 01,02} = 4850\ kN$$

$$Q_{piles} = 4980\ kN$$

$$E_p = 32000\ MPa$$

$$S = \pi \times 0.6^2 = 1.13\ m^2\ \text{Pour une valeur de } B=1.2\ m$$

$$D=20\ m$$

Tableau 5.17 : Calcul de tassement du pieu par la méthode empirique.

Coté	Calcul de ΔL (mm)	Calcul de V_0 (mm)
Culée 01,02	2.68	14.68
Piles	2.75	14.75

Remarque :

Le tassement calculé par la méthode empirique de cette fondation a donné des résultats qui égale 1.475 cm qui est inférieur à la valeur du tassement admissible qui égale à 5 cm.

5.9.3. Méthode d'élasticité

Le calcul de tassement d'un pieu isolé par la méthode d'élasticité se fait en considérant le sol comme un massif élastique isotrope. Parmi les approches utilisées sont, celle de Poulos (1968), Banerjee et Butterfield (1978), ces sont basées sur la solution fondamentale de Mindlin (1936) du problème d'une force verticale exercer dans un massif élastique semi-infini, le tassement en tête du pieu est donné en général par :

$$V_0 = \frac{Q \times l_v}{E(D) \times B}$$

$E(D)$: module de Young à la tête du pieu

B : le diamètre de pieu

Q : la charge appliqué à la tête du pieu.

l_v : facteur de tassement dépend de la compressibilité relative pieu/sol, soit $K = E_p/E$ de l'élancement D/B et du coefficient de Poisson ν .

$$I_v = 4(1 + \nu) \frac{1 + \frac{8D \tanh(\mu D)}{\pi \xi \lambda (1 - \nu) B \mu D}}{\frac{4}{(1 - \nu) \xi} + \frac{4\pi \beta D \tanh(\mu D)}{\alpha B \mu D}}$$

Avec :

$$\beta = \frac{E(D/2)}{E(D)}$$

$$\lambda = 2(1 + \nu) \frac{E_p}{E(D)}$$

$$\alpha = \ln \left[2 \frac{D}{B} (0.25 + (2.5\beta(1 - \mu) - 0.25\xi)) \right]$$

E_p : module d'élasticité du pieu = 32000 MPa.

$$\mu D = \frac{2\sqrt{2} \frac{D}{B}}{\sqrt{\alpha \lambda}}$$

$\xi = 1$ Sol semi-infini

$\nu = 0.45$

Calcul de $E_{eq} = \frac{1}{D} \int_0^D E(z) dz$

- $E = 4Em < 60 \text{ MPa}$ Pour les pieux travaillant en pointe.
- $E = 5Em < 50 \text{ MPa}$ Pour les pieux flottant.

❖ Etude du tassement des pieux de diamètre B=1.2

1) Calcul du tassement à partir de l'essai pressiométrique PMT01 (culée01)

Pour :

D = 20 m

B = 1.2 m.

Tableau 5.18 : Les valeurs du module pressiométrique E_m a partir de l'essai PMT01.

Z(m)	E_m (Bars)	Z(m)	E_m (Bars)
0	68.50	12	09.52
2	68.50	14	1121.81
4	05.21	16	1933.26
6	05.56	18	1636.92
8	100.73	20	1597.16
10	153.88		

$$E_{eq} = \frac{4}{20} \times \left(2 \times \frac{68.50 + 1597.16}{2} + ((68.50 + 5.21 + 5.56 + 100.73 + 53.88 + 09.52 + 1121.81 + 1933.26 + 1636.92)) \times 2 \right) = \frac{4}{20} \times 11736.44 = 2347.288 \text{ Bars}$$

$$E\left(\frac{D}{2}\right) = 153.88 \text{ Bars}$$

$$\beta = \frac{E(D/2)}{E(D)} = \frac{153.88}{2347.288} = 0.0665$$

$$\alpha = \text{Ln} \left[2 \frac{D}{B} (0.25 + (2.5\beta(1 - \mu) - 0.25)\xi) \right]$$

$$= \text{Ln} \left[2 \frac{20}{1.2} (0.25 + (0.166(1 - 0.45) - 0.25) \times 1) \right] = \text{Ln}(3.04)$$

$$= 1.111$$

$$\lambda = 2(1 + 0.45) \frac{32000}{231.982} = 400.12$$

$$\mu D = \frac{2\sqrt{2} \frac{D}{B}}{\sqrt{\alpha \lambda}} = \frac{2\sqrt{2} \times \frac{20}{1.2}}{\sqrt{1.111 \times 400.12}} = \frac{47.14}{21.08} = 2.23$$

$$I_v = 4(1 + 0.45) \frac{1 + \frac{8 \times 20 \tanh(2.23)}{\pi \times 1 \times 400.12(1 - 0.45)1.2 \times 2.23}}{4 + \frac{4\pi 0.0663 \times 20 \tanh(2.23)}{(1 - 0.45)1 + 1.106 \times 1.2 \times 2.24}} = 5.8 \times \frac{1.003}{7.49}$$

$$= 0.776$$

$$V_0 = \frac{Q \times l_v}{E(D) \times B} = \frac{4850 \times 0.776}{2319.88 \times 10^2 \times 1.2} \times 10^2 = 1.35 \text{ cm} < V_{adm} = 5 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

2) Calcul du tassement à partir de l'essai pressiométrique PMT01 (pile 01)

Les mêmes résultats pour la culée 01, Seule la charge qui change : $Q_{piles} = 4980 \text{ kN}$

Donc V_0 qui change :

$$V_0 = \frac{Q \times l_v}{E(D) \times B} = \frac{4980 \times 0.776}{2319.88 \times 10^2 \times 1.2} \times 10^2 = 1.38 \text{ cm} < V_{adm} = 5 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée}$$

3) Calcul du tassement à partir de l'essai pressiométrique PMT02 (pile 02,03)

Pour une fiche de 20 m et un diamètre de 1.2 m.

Tableau 5.19 : Les valeurs du module pressiométrique E_m a partir de l'essai PMT02.

Z(m)	E_m (Bars)	Z(m)	E_m (Bars)
0	23.03	12	2222.89
2	23.03	14	2222.89
4	21.06	16	2222.89
6	17.33	18	2222.89
8	217.02	20	2222.89
10	1474.56		

$$E_{eq} = \frac{4}{20} \times 23535.04 = 4707.008 \text{ Bars}$$

$$E\left(\frac{D}{2}\right) = 1474.56 \text{ Bars}$$

$$\beta = 0.313$$

$$\alpha = \text{Ln}(14.34) = 2.66$$

$$\lambda = 197.15$$

$$\mu D = 2.05$$

$$I_v = 5.8 \times \frac{1.006}{7.70} = 0.75$$

$$V_0 = \frac{Q \times l_v}{E(D) \times B} = \frac{4980 \times 0.75}{4707.008 \times 10^2 \times 1.2} \times 10^2 = 0.661 \text{ cm} < V_{adm} = 5 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

4) Calcul du tassement à partir de l'essai pressiométrique PMT03 (culée02)

Tableau 5.20: Les valeurs du module pressiométrique E_m a partir de l'essai PMT03.

Z(m)	E_m (Bars)	Z(m)	E_m (Bars)
0	316.30	12	3815.02
2	316.30	14	06.39
4	1878.19	16	2695.05
6	2521.27	18	2998.90
8	2982.87	20	05.83
10	3398.945		

$$E_{eq} = \frac{4}{20} \times 41547.85 = 8309.57 \text{ Bars}$$

$$E\left(\frac{D}{2}\right) = 3398.945 \text{ Bars}$$

$$\beta = \frac{E(D/2)}{E(D)} = \frac{153.88}{2347.288} = 0.40$$

$$\alpha = \text{Ln}(1.83) = 0.606$$

$$\lambda = 111.67$$

$$\mu D = \frac{2\sqrt{2}\frac{D}{B}}{\sqrt{\alpha\lambda}} = \frac{2\sqrt{2} \times \frac{20}{1.2}}{\sqrt{0.606 \times 111.67}} = \frac{47.14}{8.22} = 5.73$$

$$I_v = 5.8 \times \frac{1.69}{9.69} = 1.01$$

$$V_0 = \frac{Q \times I_v}{E(D) \times B} = \frac{4850 \times 1.01}{3398.945 \times 10^2 \times 1.2} \times 10^2 = 1.2 \text{ cm} < V_{adm} = 5 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

Tableau 5.21 : Calcul de tassement en tête du pieu méthode d'élasticité.

Coté	V_0 (cm)
Culée 01	1.35
Pile 01	1.38
Pile 02,03	0.661
Culée 02	1.2

5.9.4. Conclusion

Les tassements calculés avec la méthode d'élasticité à travers les sondages pressiométriques avec les charges les plus défavorables sont d'ordre de quelques (mm) alors que le tassement admissible c'est (5cm), donc le tassement de notre ouvrage est admissible.

5.9.5. Tassement d'un groupe des pieux [5]

La présence de deux pieux proche l'un de l'autre modifie le comportement de chacun pris isolément. Un tel phénomène est appelé effet du couple.

Dans ce qui suit, on se limite au cas simple et fréquent d'un groupe de pieux identiques, regroupés par une semelle rigide transmettant les efforts au sol à l'aide des pieux seuls. On peut écrire que :

$$R_s = \frac{\text{tassement du pieu dans un groupe}}{\text{tassement du pieu isolé sous le même effort}}$$

Poulos (1980) a présenté pour ce cas, la valeurs R_s concernant un groupe de pieux, au nombre carré, et ayant le même espacement (d) entre deux pieux adjacent quelconque, installés dans un sol caractérisé par un module de Young E. Le tableau suivant regroupent respectivement les valeurs de R_s pour les cas des pieux travaillant en pointe fiché dans un substratum, on remarque que R_s augmente avec le nombre de pieux et la compressibilité relative K, et diminue lorsque l'espacement les pieux augmente.

Dans notre cas on a :

- Le nombre de pieux : N=8
- La compressibilité relative : K=10³
- L'ancrage : D=20 m
- $\frac{d}{B} = \frac{3.4}{1.2} = 2.83$
- $\frac{D}{b} = 16.67$

1) Pour $\frac{D}{B} = 10$

- Pour 4 pieux

$$\begin{cases} \frac{d}{B} = 2 \rightarrow 1.00 \\ \frac{d}{B} = 2.5 \rightarrow x \quad \text{par interpolation on trouve : } \frac{d}{B}(2.5) = 1 \\ \frac{d}{B} = 5 \rightarrow 1.00 \end{cases}$$

- Pour 9 pieux

$$\begin{cases} \frac{d}{B} = 2 \rightarrow 1.00 \\ \frac{d}{B} = 2.5 \rightarrow x \\ \frac{d}{B} = 5 \rightarrow 1.02 \end{cases} \quad \text{par interpolation on trouve : } \frac{d}{B}(2.5) = 1.0032$$

- Pour 8 pieux

$$\begin{cases} N = 4 \rightarrow 1.00 \\ N = 8 \rightarrow x \\ N = 9 \rightarrow 1.0032 \end{cases} \quad \text{par interpolation on trouve : } N(8) = 1.002$$

Donc $R_s = 1.002$

2) Pour $\frac{D}{B} = 25$

- Pour 4 pieux

Par interpolation on trouve : $\frac{d}{B}(2.5) = 1.055$

- Pour 9 pieux

par interpolation on trouve : $\frac{d}{B}(2.5) = 1.16$

- Pour 8 pieux

par interpolation on trouve : $N(8) = 1.139$

Donc $R_s = 1.139$

3) Pour $\frac{D}{B} = 16.67$

- Pour 4 pieux

$$\begin{cases} \frac{D}{B} = 10 \rightarrow 1.002 \\ \frac{D}{B} = 16.67 \rightarrow x \\ \frac{D}{B} = 25 \rightarrow 1.139 \end{cases} \quad \text{Par interpolation on trouve : } \frac{D}{B}(16.67) = 1.063$$

Donc $R_s = 1.063$

On a

$$R_s = \frac{\text{tassement du pieu dans un groupe}}{\text{tassement du pieu isolé sous le même effort}}$$

- Pour la méthode empirique

Tassement du pieu dans un groupe = $R_s \times$ tassement du pieu isolé sous le même effort

$$= 1.063 \times 13.8 = 14.67 \text{ mm} < 5 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Pour la méthode d'élasticité

Tassement du pieu dans un groupe = $R_s \times$ tassement du pieu isolé sous le même effort

$$= 1.063 \times 14.75 = 15.67 \text{ mm} < 5 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

5.10. Conclusion

A travers ce chapitre, nous avons étudié les fondations profondes de notre ouvrage pour les trois (03) piles et les deux (02) culées.

Le choix des fondations est des pieux de diamètre de 1,2m et un ancrage de 20m.

Le nombre des pieux choisi pour chaque appuis est 8 pieux

La vérification du tassement des pieux et de groupe des pieux pour les deux méthodes (empirique et élastique) est vérifiée.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Le projet de mémoire de master est une phase importante dans le cycle de formation de l'étudiant, c'est d'ailleurs la meilleure occasion pour lui de mettre en évidence ses connaissances théoriques acquises durant sa formation.

Le présent mémoire de master a été consacré à l'étude des ponts et des fondations de l'ouvrage d'art d'aménagement de la liaison de l'Autoroute Est-Ouest au pôle universitaire d'El-affroun. Notre ouvrage est un pont à quatre travées de 133,8 m de longueur, un profil en travers autoroutier de 2x2 voies.

Nous avons traité dans ce mémoire les principales étapes de l'étude d'un pont, commençant par la présentation de l'ouvrage ainsi que les reconnaissances géotechniques du site. Nous avons ensuite pré-dimensionné les éléments du tablier et calculé les charges transmises aux appuis, puis nous avons vérifié la stabilité des appuis.

En deuxième lieu, nous avons opté pour les fondations profondes vu l'importance de l'ouvrage, des pieux forés en béton armé sans refoulement du sol. Le dimensionnement de ces pieux est réalisé en utilisant les méthodes pressiométrique PMT, et vu la présence de la nappe phréatique dans le sol, donc le calcul est fait pour le cas le plus défavorable d'où la nappe en surface.

Le choix opté pour les fondations profondes est des pieux forés de 1,2m de diamètre et un ancrage $D=20m$, le nombre de pieux est huit (8) pieux pour chaque appui.

En dernier lieu, nous avons calculé le tassement des pieux et de groupe des pieux avec les méthodes empirique et numérique qui a donné des tassements admissibles.

**REFERENCE
BIBLIOGRAPHIQUES**

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Calgaro J.A. projet et construction des ponts : Gébéralités, Fondation, appuis. 2^{ème} édition ponts et chaussées, 1991.
- [2] Tarek Data. Power point, Les éléments constitutifs des ponts.
- [3] Fascicule 61 titre II. Conception calcul et épreuves des Ouvrage. Programme des charges et épreuve des ponts routes.1980.
- [4] Fascicule 62 titre V. Règles technique de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil 1993.
- [5] BOUAFIA ALI (2010), Conception et calcul des ouvrages géotechniques, Edition pages bleues.
- [6] Document Technique Règlementaire (DTR), Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art (RPOA 2008).
- [7] Ali Mahine islam et Benabdi Nesrine, étude des fondations d'un pont viaduc de la 4 ème rocade entre l'échangeur RN18 Khemis Miliana, université Saad Dahleb blida
- M.Rafa Raafet et Mansour Meriem, étude de fondations d'un pont pour le projet d'un ouvrage d'art sur oued louse, Mascara, université Saad Dahleb blida
- [8] Pr. BOUAFIA ALI (2018), Calcul des ouvrages géotechnique problèmes résolus.

ANNEXES

ANNEXES

1.1 classification des échantillons :

- Classification du sol selon le système L.C.P.C :

- ❖ Sondage carotté PK 6+080.05 (SC01) :

Profondeur de 1.20 à 1.50 m

Ouverture des tamis (mm)	0.08	2
Tamisat (%)	81.50	97.50

On a $T(80\%)=81.50\%$ donc $R(80\%) = 100 - 81.50 = 18.5\% < 50\%$

On a 18.5% des éléments $> 0.08 \text{ mm} \Rightarrow$ moins de 50 % des éléments $>0.08\text{mm}$

Il s'agit d'un sol fin.

$$\begin{cases} w_l = 50 \\ w_p = 19 \\ I_p = 31 \end{cases} \Rightarrow \text{Par le diagramme de classification des sols fins de CASAGRANDE}$$

Le sol est un **Argile moyennement plastique**

Profondeur de 08.20 à 08.50 m

Ouverture des tamis (mm)	0.08	2
Tamisat (%)	92	99

On a $T(80\%)=92\%$ donc $R(80\%) = 100 - 92 = 08\% < 50\%$

On a 08% des éléments $> 0.08 \text{ mm} \Rightarrow$ moins de 50 % des éléments $>0.08\text{mm}$

Il s'agit d'un sol fin.

$$\begin{cases} w_l = 58 \\ w_p = 19 \\ I_p = 25 \end{cases} \Rightarrow \text{Par le diagramme de classification des sols fins de CASAGRANDE}$$

Le sol est un **Argile très plastique (At)**

Profondeur de 20.70 à 21.00 m

Ouverture des tamis (mm)	0.08	2
Tamisat (%)	92	97

On a $T(80\%)=92\%$ donc $R(80\%) = 100 - 92 = 08\% < 50\%$

On a 08% des éléments $> 0.08 \text{ mm} \Rightarrow$ moins de 50 % des éléments $>0.08\text{mm}$

Il s'agit d'un sol fin.

$$\begin{cases} w_l = 46 \\ w_p = 21 \\ I_p = 25 \end{cases} \Rightarrow \text{Par le diagramme de classification des sols fins de CASAGRANDE}$$

Le sol est un **Argile très plastique (At)**

- ❖ Sondage carotté PK 6+113.55 (SC02) :

Profondeur de 13.20 à 13.60 m

Ouverture des tamis (mm)	0.08	2
Tamisat (%)	88	99.50

ANNEXES

On a $T(80\%)=88\%$ donc $R(80\%) = 100 - 88 = 12\% < 50\%$

On a 12% des éléments $> 0.08 \text{ mm} \Rightarrow$ moins de 50 % des éléments $>0.08\text{mm}$

Il s'agit d'un sol fin.

$$\begin{cases} w_l = 46 \\ w_p = 15 \\ I_p = 31 \end{cases} \Rightarrow \text{Par le diagramme de classification des sols fins de CASAGRANDE}$$

Le sol est un **Argile peu plastique (Ap)**

Profondeur de 17.30 à 17.60 m

Ouverture des tamis (mm)	0.08	2
Tamisat (%)	87	100

On a $T(80\%)=87\%$ donc $R(80\%) = 100 - 87 = 13\% < 50\%$

On a 13% des éléments $> 0.08 \text{ mm} \Rightarrow$ moins de 50 % des éléments $>0.08\text{mm}$

Il s'agit d'un sol fin.

$$\begin{cases} w_l = 43 \\ w_p = 17 \\ I_p = 26 \end{cases} \Rightarrow \text{Par le diagramme de classification des sols fins de CASAGRANDE}$$

Le sol est un **Argile peu plastique (Ap)**

Profondeur de 25.70 à 26.25 m

Ouverture des tamis (mm)	0.08	2
Tamisat (%)	80	95.5

On a $T(80\%)=80\%$ donc $R(80\%) = 100 - 80 = 20\% < 50\%$

On a 20% des éléments $> 0.08 \text{ mm} \Rightarrow$ moins de 50 % des éléments $>0.08\text{mm}$

Il s'agit d'un sol fin.

$$\begin{cases} w_l = 44 \\ w_p = 17 \\ I_p = 27 \end{cases} \Rightarrow \text{Par le diagramme de classification des sols fins de CASAGRANDE}$$

Le sol est un **Argile peu plastique (Ap)**

❖ Sondage carotté PK 6+113.55 (SC03) :

Profondeur de 01.20 à 01.50 m

Ouverture des tamis (mm)	0.08	2
Tamisat (%)	53	95

On a $T(80\%)=53\%$ donc $R(80\%) = 100 - 53 = 47\% < 50\%$

On a 47% des éléments $> 0.08 \text{ mm} \Rightarrow$ moins de 50 % des éléments $>0.08\text{mm}$

Il s'agit d'un sol fin.

$$\begin{cases} w_l = 46 \\ w_p = 21 \\ I_p = 25 \end{cases} \Rightarrow \text{Par le diagramme de classification des sols fins de CASAGRANDE}$$

Le sol est un **Argile peu plastique (Ap)**

Profondeur de 02.40 à 02.80 m

Ouverture des tamis (mm)	0.08	2
Tamisat (%)	70	96

ANNEXES

On a $T(80\%)=70\%$ donc $R(80\%) = 100 - 70 = 30\% < 50\%$

On a 30% des éléments $> 0.08 \text{ mm} \Rightarrow$ moins de 50 % des éléments $>0.08\text{mm}$

Il s'agit d'un sol fin.

$$\begin{cases} w_l = 46 \\ w_p = 21 \\ I_p = 25 \end{cases} \Rightarrow \text{Par le diagramme de classification des sols fins de CASAGRANDE}$$

Le sol est un **Argile peu plastique (Ap)**

❖ **Sondage carotté PK 6+113.55 (SC04) :**

Profondeur de 06.70 à 07.00 m

Ouverture des tamis (mm)	0.08	2
Tamisat (%)	78	95

On a $T(80\%)=78\%$ donc $R(80\%) = 100 - 78 = 22\% < 50\%$

On a 22% des éléments $> 0.08 \text{ mm} \Rightarrow$ moins de 50 % des éléments $>0.08\text{mm}$

Il s'agit d'un sol fin.

$$\begin{cases} w_l = 46 \\ w_p = 21 \\ I_p = 25 \end{cases} \Rightarrow \text{Par le diagramme de classification des sols fins de CASAGRANDE}$$

Le sol est un **Argile peu plastique (Ap)**

1.2. Etude d'homogénéité du sol :

• **Culée 01 piles (1,2),(SC01 ; SC02):**

1) **La première couche :**

- L'angle de frottement φ' :

On a une seule valeur donc $\varphi' = 21^\circ$

- La cohésion C' :

On a une seule valeur donc : $C' = 18\text{KPa}$

- L'angle de frottement φ_u :

- La valeur moyenne $\overline{\varphi_u}$:

$$\overline{\varphi_u} = \frac{\sum_{i=1}^n \overline{\varphi_u}}{n} = \frac{3+1}{2} = 2$$

- L'écart type SD

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (\varphi_{ui} - \overline{\varphi_u})^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{2}{1}} = \sqrt{2} = 1.41$$

ANNEXES

- Coefficient de variation COV :

$$COV = \frac{\sigma}{\varphi_u} = \frac{1.41}{2} = 0,705 = 70.5\% > 10\%$$

Donc la couche n'est pas homogène on prend la valeur minimale de tableau

$$\varphi_u = 1^\circ$$

- La cohésion C_u :

- La valeur moyenne $\overline{C_u}$:

$$\overline{C_u} = \frac{\sum_{i=1}^n C_{ui}}{n} = \frac{57+28}{2} = 42.5$$

- L'écart type SD :

$$SD = \sqrt{\frac{(\sum(C_{ui} - \overline{C_u}))^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{420.5}{1}} = 20.50$$

- Coefficient de variation COV :

$$COV = \frac{SD}{\overline{C_u}} = \frac{20.50}{42.5} = 0.4823 = 48.23\% > 10\%$$

Donc la couche n'est pas homogène on prend la valeur minimale de tableau

$$C_u = 28 \text{ KPa}$$

2) La Deuxième couche :

- L'angle de frottement φ'

On a une seule valeur donc $\varphi' = 11^\circ$

- La cohésion C' :

On a une seule valeur donc : $C' = 20 \text{ KPa}$

- L'angle de frottement φ_u :

- La valeur moyenne $\overline{\varphi_u}$:

$$\overline{\varphi_u} = \frac{\sum_{i=1}^n \varphi_{ui}}{n} = \frac{13+13+28+24}{4} = 19.5$$

- L'écart type SD

$$SD = \sqrt{\frac{(\sum(\varphi_{ui} - \overline{\varphi_u}))^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{177}{3}} = \sqrt{59} = 7.68$$

- Coefficient de variation COV :

$$COV = \frac{SD}{\overline{\varphi_u}} = \frac{7.68}{19.5} = 0,393 = 39.38\% > 10\%$$

ANNEXES

Donc la couche n'est pas homogène on prend la valeur minimale de tableau

$$\varphi_u = 13^\circ$$

- La cohésion C_u :

- La valeur moyenne $\overline{C_u}$:

$$\overline{C_u} = \frac{\sum_{i=1}^n C_{ui}}{n} = \frac{22+70+53+27}{4} = 43$$

- L'écart type SD :

$$SD = \sqrt{\frac{(\sum(\varphi_{ui} - \overline{\varphi_u})^2)}{n-1}} = \sqrt{\frac{1526}{3}} = 22.55$$

- Coefficient de variation COV :

$$COV = \frac{SD}{\overline{\varphi_u}} = \frac{22.50}{43} = 0.524 = 52.4\% > 10\%$$

Donc la couche n'est pas homogène on prend la valeur minimale de tableau

$$C_u = 22 \text{ KPa}$$

- **Culée 02 pile (3) (SC03,SC04):**

Une seule couche argileuse :

- L'angle de frottement φ' :

On a une seule valeur donc $\varphi' = 23^\circ$

- La cohésion C' :

On a une seule valeur donc : $C' = 15 \text{ KPa}$

- L'angle de frottement φ_u :

On a une seule valeur donc $\varphi_u = 16^\circ$

- La cohésion C_u :

On a une seule valeur donc $C_u = 115 \text{ KPa}$

1.3. Les caractéristiques physiques :

- **Culée 01 piles (1,2) :**

❖ **La première couche :**

- Pois volumique humide γ_h :

- La valeur moyenne $\overline{\gamma_h}$:

$$\overline{\gamma_h} = \frac{\sum_{i=1}^n \gamma_{hi}}{n} = \frac{20+19.5}{2} = 19.75$$

- L'écart type SD :

ANNEXES

$$SD = \sqrt{\frac{(\sum(\gamma_i - \bar{\gamma}_u))^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{0.125}{1}} = 0.35$$

- Coefficient de variation COV :

$$COV = \frac{SD}{\bar{\gamma}_h} = \frac{0.35}{19.75} = 0.0177 = 1.77\% < 10\%$$

Donc la couche est homogène on prend la valeur moyenne

$$\gamma_h = 19.75 \text{ KN/m}^3$$

- Pois volumique sèche γ_d :

- La valeur moyenne $\bar{\gamma}_d$:

$$\bar{\gamma}_d = \frac{\sum_{i=1}^n \gamma_{di}}{n} = \frac{16+15}{2} = 15.5$$

- L'écart type SD :

$$SD = \sqrt{\frac{(\sum(\gamma_i - \bar{\gamma}_d))^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{0.5}{1}} = \sqrt{0.5} = 0.707$$

- Coefficient de variation COV :

$$COV = \frac{SD}{\bar{\gamma}_d} = \frac{0.707}{15.5} = 0.045 = 4.5\% < 10\%$$

Donc la couche est homogène on prend la valeur moyenne

$$\gamma_d = 15.5 \text{ KN/m}^3$$

❖ La deuxième couche :

- Pois volumique humide γ_h :

- La valeur moyenne $\bar{\gamma}_h$:

$$\bar{\gamma}_h = \frac{\sum_{i=1}^n \gamma_{hi}}{n} = \frac{19.70+22.30+21.20+22.00}{4} = 21.3$$

- L'écart type SD :

$$SD = \sqrt{\frac{(\sum(\gamma_i - \bar{\gamma}_h))^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{4.06}{3}} = 1.163$$

- Coefficient de variation COV :

$$COV = \frac{SD}{\bar{\gamma}_h} = \frac{1.163}{21.30} = 0.054 = 5.46\% < 10\%$$

Donc la couche est homogène on prend la valeur moyenne

$$\gamma_h = 21.3 \text{ KN/m}^3$$

ANNEXES

- Pois volumique sèche γ_d :

- La valeur moyenne $\bar{\gamma}_d$:

$$\bar{\gamma}_d = \frac{\sum_{i=1}^n \gamma_{di}}{n} = \frac{15.60+20.20+18.80+20.10}{4} = 18.675$$

- L'écart type SD :

$$SD = \sqrt{\frac{(\sum (\gamma_i - \bar{\gamma}_d))^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{13.8275}{3}} = 2.146$$

- Coefficient de variation COV :

$$COV = \frac{SD}{\bar{\gamma}_d} = \frac{2.146}{18.675} = 0.114 = 11.49\% > 10\%$$

Donc la couche n'est pas homogène on prend la valeur minimale de tableau

$$\gamma_d = 15.6 \text{ KN/m}^3$$

- **Culée 02 pile (3) :**

- Pois volumique humide γ_h :

- La valeur moyenne $\bar{\gamma}_d$:

$$\bar{\gamma}_h = \frac{\sum_{i=1}^n \gamma_{hi}}{n} = \frac{17.90+21.00+20.30}{3} = 19.73$$

- L'écart type SD :

$$SD = \sqrt{\frac{(\sum (\gamma_i - \bar{\gamma}_d))^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{5.28}{2}} = 1.625$$

- Coefficient de variation COV :

$$COV = \frac{SD}{\bar{\gamma}_h} = \frac{1.625}{19.73} = 0.082 = 8.23\% < 10\%$$

Donc la couche est homogène on prend la valeur moyenne

$$\gamma_h = 19.73 \text{ KN/m}^3$$

- Pois volumique sèche γ_d :

- La valeur moyenne $\bar{\gamma}_d$:

$$\bar{\gamma}_d = \frac{\sum_{i=1}^n \gamma_{hi}}{n} = \frac{20.10+18.10+18.40}{3} = 18.866$$

- L'écart type SD :

$$SD = \sqrt{\frac{(\sum (\gamma_i - \bar{\gamma}_d))^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{2.32}{2}} = 1.078$$

ANNEXES

- Coefficient de variation COV :

$$COV = \frac{SD}{\bar{\gamma}_d} = \frac{1.078}{18.866} = 0.057 = 5.71\% < 10\%$$

Donc la couche est homogène on prend la valeur moyenne $\gamma_d = 18.86 \text{ KN/m}^3$

2. Les descentes des charges

- Descente de charge de culée 01,02

Le calcul se fait par rapport au centre de la semelle

Cac normal :

Tableau 1 : descente de charge des deux culée par rapport au centre de la semelle.

Elément	V(t)	Z(m)	X(m)	Ms(t.m)
Mur garde grève	16.33	9.45	0.85	13.88
Mur frontal	341.25	5.4	0	0
Mur en retour	31.18	5.75	4.1	127.83
Semelle	258.75	0	0	0
Dalle de transition	50.625	11.7	3.5	177.19
Corbeau	18.543	7.855	0.975	18.13
Dés d'appuis	0.6195	8.775	0	0
Plot parasismique	0.71	8.624	0	0
tablier	395.3	9.613	0	0
sommier	112.5	9.3	0	0
Poids des terres sur la dalle de transition	54	12	3.5	189
Poids des terres sur la semelle	626.48	2.61	1.3	814.42
totale	1906.289			

- Combinaison des charges :

Tableau 2 : combinaison des charges cas normal

	V(t)
à vide	1906.289
G+1.2(A(l) + St)	2032.17
G+1.2(Bc + St)	2051.05
G + D240	2079.52
G + Mc120	2015.30

ANNEXES

Cas sismique : $(1 + \delta_v) = 1.075$

Tableau 3 : combinaison des charges cas sismique.

	V(t)
à vide	2049.23
G+1.2(A(l) + St)	2077.32
G+1.2(Bc + St)	2193.99
G + D240	2222.46
G + Mc120	2158.24

- **Descente de charge des piles :**

Elément	V(t)	Z(m)	X(m)	Ms(t.m)
Chevêtre	92.4	7.7	0	0
Futs	70.12	3.85	0	0
Semelle	258.75	0	0	0
Tablier	789.42	9.613	0	0
Plot	1.42	8.624	0	0
Dés d'appuis	1.239	8.775	0	0
Remblai sur semelle	138	1.25	1.8	248.4
totale	1351.349			

- **Combinaison des charges :**

Tableau 2 : combinaison des charges cas normal.

	V(t)
à vide	1351.349
G+1.2(A(l) + St)	1539.8
G+1.2(Bc + St)	1512.605
G + D240	1548.41
G + Mc120	1446.11

Cas sismique $(1 + \delta_v) = 1.075$

Tableau 4 : combinaison des charges cas sismique

	V(t)
à vide	1452.7
G+1.2(A(l) + St)	1845.32
G+1.2(Bc + St)	1613.95
G + D240	1649.76
G + Mc120	1547.46

3. Les fondations superficielles

On propose un radier rectangulaire de radier B=6 m, L=12.5 m avec une fiche D=1m

- L'effort transmis au sol par l'appuis le plus défavorable est : $N_{max} = 22224.6 \text{ kN}$

3.1. Calcul de la contrainte admissible à partir de l'essai pressiométrique

3.1.1. Culée 01 et pile 01

$$q_L = K_p \times P_{ie}^* + q_0$$

Avec :

q_0 : contrainte initiale à la base de la fondation

$$q_0 = \gamma_{sat} \times D$$

$$\gamma_{sat} = 19.65 \text{ kN/m}^3$$

K_p : facteur de portance pressiométrique

$$K_p = K_{p1} \times \frac{B}{L} + K_{p0} \left(1 - \frac{B}{L}\right)$$

$$K_{p0} = 0.82$$

$$K_{p1} = 0.82$$

$$K_p = 0.82$$

La zone utile :

$$Z_u = \left[D; D + \frac{3}{2}B \right]$$

$$Z_u = [1\text{m}; 10\text{m}]$$

$$p_l^* = p_l - p_0$$

$$p_0 = \gamma' \times Z \times k_0 + \gamma_w \times Z_w$$

$$k_0 = 1$$

$$q_0 = 19.65 \text{ kPa}$$

ANNEXES

Tableau 5 : Résultats de p_l^* à partir de l'essai PMT01.

$Z(m)$	$p_l(MPa)$	$p_0(MPa)$	$p_l^*(MPa)$
1	0.172	0.016	0.156
2	0.172	0.0393	0.132
3	0.115	0.05895	0.056
4	0.058	0.0786	—
5	0.0605	0.09825	—
6	0.063	0.1179	—
7	0.397	0.13755	0.259
8	0.731	0.1572	0.573
9	1.029	0.17685	0.852
10	1.327	0.1965	1.13

$$1.5 \times p_{l_{min}}^* = 1.5 \times 0.056 = 0.084 \text{ MPa}$$

Si $p_l^* > 1.5 \times p_{l_{min}}^*$

p_l^* doit être remplacé par 0.084 MPa dans le calcul de p_{le}^*

$$p_{le}^* = \frac{\sum p_l^*}{N} = \frac{6 \times 0.084 + 0.056}{7} = 80 \text{ kPa}$$

Donc la capacité portante est :

$$q_L = K_p \times P_{le}^* + q_0$$

$$q_L = 0.82 \times 80 + 19.65$$

$$q_L = 85.25 \text{ kPa}$$

Capacité portante calculé :

$$q_{cal} = \frac{q_L}{2} = 42.625 \text{ kPa}$$

Contrainte admissible :

$$q_{adm} = q_0 + \frac{q_L - q_0}{f_s} = 19.65 + \frac{85.25 - 19.65}{2} = 52.45 \text{ kPa.}$$

La charge transmise au sol

$$q = \frac{Q}{B \times L} + \gamma_b \times D = \frac{22224.6}{6 \times 12.5} + (25 \times 1)$$

$$q = 321.33 \text{ kPa}$$

$$q \gg q_{cal} \text{ et } q \gg q_{adm}$$

Conclusion :

La contrainte transmise au sol par la fondation superficielle est tellement grande que la capacité portante de la fondation superficielle, donc il faut opter pour les fondations profondes.

4. Calcul des fondations profondes par l'essai PMT:

- **Culé 01 pile 01 :**

La couche 1 d'argile

$$\gamma' = \gamma_d \frac{(\gamma_s - \gamma_w)}{\gamma_s} = 9.65 \text{ kN/m}^3$$

La couche 2 marne

$$\gamma' = \gamma_d \frac{(\gamma_s - \gamma_w)}{\gamma_s} = 9.71 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_s = 26.5 \text{ kN/m}^3$$

L'effort latéral limite

$$Q_s = \pi \times 1.2 \times \left(\frac{0.007 + 0.105}{2} + 5 \times 0.007 + 0.008 + 0.037 + 0.030 + 0.068 + 0.44 \times 2 + 4 \times 0.043 + 4 \times 0.105 \right) = \pi \times 1.2 \times 1.706 = 6.43 \text{ MN} = 6431.46 \text{ kN}$$

- **Pile 02 :**

❖ Calcul de la pression pressiométrique limite équivalente nette P_{le}^* pour pile 2 , PMT 02:

$$p_{le}^* = \frac{1}{b + 3a} \int_{d-b}^{d+3a} p_l^*(z) \cdot dz$$

$$p_{le}^* = \frac{1}{0.6 + 3 \times 0.6} \int_{19.4}^{21.8} p_l^*(z) \cdot dz$$

$$p_{le}^* = \frac{1}{0.6 + 3 \times 0.6} \left[\frac{2973.53 + 2961.706}{2} \times 0.6 + 1 \times \frac{2961.706 + 2942}{2} + \frac{2942 + 2926.20}{2} \times 0.4 \right] = \frac{1}{2.4} \times 5906.06 = 2460.85 \text{ kN}$$

ANNEXES

- ❖ l'effort limite Q_p en pointe :

$$Q_p = A \cdot q_l = \frac{\pi \times B^2}{4} \times q_l = \frac{\pi \times 1.2^2}{4} \times 4429.53 = 5009.68 \text{ kPa}$$

- ❖ L'effort Q_s de frottement latéral limite :

$$\begin{aligned} Q_s &= \pi \times 1.2 \times \left(\frac{0.007 + 0.043}{2} + 0.007 + 0.007 + 0.007 + 0.008 + 0.007 + 0.007 \right. \\ &\quad \left. + 0.037 + 0.079 + 0.068 + 0.044 + 0.044 + 0.043 + 0.043 + 0.043 \right. \\ &\quad \left. + 0.043 + 0.043 + 0.043 + 0.043 + 0.043 \right) = \pi \times 1.2 \times 0.659 \\ &= 2.484 \text{ MN} = 2484.37 \text{ kN} \end{aligned}$$

- **Pile 3 essai PMT 02 :**

$$\gamma' = \gamma_d \frac{(\gamma_s - \gamma_w)}{\gamma_s} = 11.74 \text{ kN/m}^3$$

- ❖ la pression pressiométrique limite équivalente nette P_{le}^* :

$$p_{le}^* = \frac{1}{b + 3a} \int_{d-b}^{d+3a} p_l^*(z) \cdot dz$$

$$p_{le}^* = \frac{1}{0 + 3 \times 0.6} \int_{20}^{21.8} p_l^*(z) \cdot dz$$

$$\begin{aligned} p_{le}^* &= \frac{1}{3 \times 0.6} \left[\frac{2920.2 + 2898.46}{2} \times 1 + 0.8 \times \frac{2898.46 + 2881.06}{2} \right] \\ &= \frac{1}{1.8} \times 5221.138 = 2900.63 \text{ kPa} \end{aligned}$$

- ❖ l'effort limite Q_p en pointe :

$$Q_p = A \cdot q_l = \frac{\pi \times B^2}{4} \times q_l = \frac{\pi \times 1.2^2}{4} \times 3770.819 = 4264.70 \text{ kPa}$$

- ❖ L'effort Q_s de frottement latéral limite :

$$\begin{aligned} Q_s &= \pi \times 1.2 \times \left(\frac{0.007 + 0.043}{2} + 0.007 \times 5 + 2 \times 0.008 + 0.03 + 0.068 + 0.044 \right. \\ &\quad \left. \times 2 + 8 \times 0.043 \right) = \pi \times 1.2 \times 0.606 = 2.284 \text{ MN} = 2284.56 \text{ kN} \end{aligned}$$

- **La culée 02 PMT 03 :**

$$p_{le}^* = \frac{1}{b + 3a} \int_{d-b}^{d+3a} p_l^*(z) \cdot dz$$

$$p_{le}^* = \frac{1}{0 + 3 \times 0.6} \int_{20}^{21.8} p_l^*(z) \cdot dz$$

$$p_{le}^* = \frac{1}{3 \times 0.6} \left[\frac{2655.2 + 2633.46}{2} \times 1 + 0.8 \times \frac{2633.46 + 2616.068}{2} \right]$$

$$= \frac{1}{1.8} \times 4762.14 = 2645.63 \text{ kPa}$$

- ❖ le facteur de portance k_p :

Le coefficient de portance $k_p = 1.30$

$$q_l = 1.30 \times 2645.63 = 3439.32 \text{ kPa}$$

- ❖ l'effort limite Q_p en pointe :

$$Q_p = A \cdot q_l = \frac{\pi \times B^2}{4} \times q_l = \frac{\pi \times 1.2^2}{4} \times 3439.32 = 3889.78 \text{ kPa}$$

- ❖ L'effort Q_s de frottement latéral limite :

$$Q_s = \pi \times 1.2 \times \left(\frac{0.075 + 0.022}{2} + 2 \times 0.075 + 0.064 + 0.047 \times 3 + 0.046 + 0.045 \right.$$

$$\left. + 0.079 + 0.019 + 0.079 + 0.043 + 0.078 + 0.018 \right)$$

$$= \pi \times 1.2 \times 0.762 = 2.872 \text{ MN} = 2872.67 \text{ kN}$$

1. Calcul des fondations profondes à partir de l'essai SPT

- **Culée 01 pile 01 (essai SPT01)**

$$Q_l = Q_s + Q_p$$

$$Q_l = m \cdot N_{SPT}^e \cdot A_b + n \cdot N_s \cdot P \cdot D$$

$$N_{SPT}^C = N_{SPT} \times C_N$$

$$C_N = \sqrt{\frac{100}{\sigma_v'}}$$

si $C_N > 2$ on plafonne la valeur par 2

ANNEXES

Avec :

N_{SPT}^e : moyenne des N_{SPT} corrigés dans la zone utile

N_{SPT}^C : nombre de coups au niveau de la pointe du pieu

N_{SPT} : nombre de coups mesurés dans l'essai SPT

C_N : facteur de correction

pour les pieu battu :

$$\begin{cases} m = 0.4 \text{ MPa} \\ n = 2 \text{ kPa} \end{cases}$$

pour les pieux forées

$$\begin{cases} m = 0.2 \text{ MPa} \\ n = 1 \text{ kPa} \end{cases}$$

En présence d'une nappe phréatique m et n sont divisé par 2

❖ La zone utile :

$$z_u = [D - 8B ; D + 3B]$$

Avec :

$D = 20 \text{ m}$ (Profondeur pointe de pieu)

$B = 1.2 \text{ m}$ (Diamètre de pieu)

$$z_u = [20 - 9.6 ; 20 + 3.6]$$

$$z_u = [10.4 ; 23.6]$$

On a :

$\gamma' = 9.65 \text{ kN/m}^3$ Pour la profondeur $[0 ; 15.10 \text{ m}]$

$\gamma' = 11.3 \text{ kN/m}^3$ Pour la profondeur $[15.10 ; 20 \text{ m}]$

Tableau 6 : résultats du sondage SPT01

$Z(m)$	N_{SPT}	σ_v'	C_N	$C_N(\text{corrigé})$	N_{SPT}^C
5	23	48.25	1.43	1.43	32.89
10	26	96.5	1.018	1.018	26.468
15	39	144.75	0.83	0.83	32.37
20	32	226	0.67	0.67	21.44
25	42	282.5	0.60	0.60	25.2

$$N_{SPT}^e = \frac{32.37 + 21.44}{2} = 26.905$$

- ❖ Calcul de la charge limite Q_p

$$Q_p = m \cdot N_{SPT}^e \cdot A_b$$

$$A_b = \frac{\pi \times 1.2^2}{4} = 1.13 \text{ m}^2$$

$$m = \frac{0.2}{2} = 0.1 \text{ MPa}$$

$$Q_p = 100 \times 26.905 \times 1.13 = 3040.265 \text{ kN}$$

- ❖ Calcul de l'effort limite de frottement latéral Q_s

$$Q_s = n \cdot N_s \cdot P \cdot D$$

$$N_s = \frac{\sum N_{SPT}^C}{N}$$

$\sum N_{SPT}^C$: on prend les valeurs qui se trouve dans la zone utile dans notre cas on a 2 valeurs

N : le nombre de valeurs de N_{SPT}^C dans la zone utile.

$$N_s = \frac{32.37 + 21.44}{2} = 26.905$$

$$n = \frac{1}{2} \text{ kPa}$$

$$P = \pi \times B = 3.76 \text{ m}^2$$

$$Q_s = 0.5 \times 26.905 \times 3.76 \times 20 = 1011.628 \text{ kN}$$

Donc :

$$Q_l = 1011.628 + 3040.265 = 4051.893 \text{ kPa}$$

- ❖ Calcul de la charge critique :

$$Q_c = 0.5Q_p + 0.7Q_s$$

$$Q_c = 2228.27 \text{ kPa}$$

- **Pile 02 (essai SPT02)**

Pas de données (lors de l'essai de pénétration au carottier SP02 il ont un refus).

Cette pile va avoir les mêmes résultats que la pile 01 (la pile 02 est plus proche au sondage 01 par rapport au sondage 02)

- **Pile 03 (essai SPT03)**

- ❖ La zone utile :

$$z_u = [10.4; 23.6]$$

On a :

$$\gamma' = 11.74 \text{ kN/m}^3 \text{ Pour la profondeur } [0; 20 \text{ m}]$$

ANNEXES

Tableau 7 : résultats du sondage SPT03

$Z(m)$	N_{SPT}	σ_v'	C_N	$C_N(\text{corrigé})$	N_{SPT}^C
5	33	58.7	1.30	1.30	42.9
10	50	117.4	0.92	0.92	46
15	50	176.1	0.75	0.75	37.5
20	41	234.8	0.65	0.65	26.65
25	48	293.5	0.58	0.58	27.84

$$N_{SPT}^e = \frac{37.5 + 26.65}{2} = 32.075$$

- ❖ Calcul de la charge limite Q_p

$$Q_p = m \cdot N_{SPT}^e \cdot A_b$$

$$A_b = 1.13 \text{ m}^2$$

$$m = 0.1 \text{ MPa}$$

$$Q_p = 100 \times 32.075 \times 1.13 = 3624.48 \text{ kN}$$

- ❖ Calcul de l'effort limite de frottement latéral Q_s

$$Q_s = n \cdot N_s \cdot P \cdot D$$

$$N_s = 32.075$$

$$n = \frac{1}{2} \text{ kPa}$$

$$P = 3.76 \text{ m}^2$$

$$Q_s = 0.5 \times 32.075 \times 3.76 \times 20 = 1206.02 \text{ kN}$$

Donc :

$$Q_l = 3624.48 + 1206.02 = 4830.5 \text{ kPa}$$

- ❖ Calcul de la charge critique :

$$Q_c = 0.5 \times 3624.48 + 0.7 \times 1206.02$$

$$Q_c = 2656.45 \text{ kPa}$$

- **Culée 02 (essai SPT04)**

- ❖ La zone utile :

$$z_u = [10.4; 23.6]$$

On a :

$$\gamma' = 11.74 \text{ kN/m}^3 \text{ Pour la profondeur } [0; 20 \text{ m}]$$

ANNEXES

Tableau 8: résultats du sondage SPT01

$Z(m)$	N_{SPT}	σ_v'	C_N	$C_N(\text{corrigé})$	N_{SPT}^C
5	45	58.7	1.30	1.30	58.5
10	50	117.4	0.92	0.92	46
15	47	176.1	0.75	0.75	35.25
20	50	234.8	0.65	0.65	32.5
25	36	293.5	0.58	0.58	20.88

$$N_{SPT}^e = \frac{35.25 + 32.5}{2} = 33.875$$

- ❖ Calcul de la charge limite Q_p

$$Q_p = m \cdot N_{SPT}^e \cdot A_b$$

$$A_b = 1.13 \text{ m}^2$$

$$m = 0.1 \text{ MPa}$$

$$Q_p = 100 \times 33.875 \times 1.13 = 3827.875 \text{ kN}$$

- ❖ Calcul de l'effort limite de frottement latéral Q_s

$$Q_s = n \cdot N_s \cdot P \cdot D$$

$$N_s = \frac{\sum N_{SPT}^C}{N}$$

$$N_s = 33.875$$

$$n = \frac{1}{2} \text{ kPa}$$

$$P = \pi \times B = 3.76 \text{ m}^2$$

$$Q_s = 0.5 \times 33.875 \times 3.76 \times 20 = 1273.7 \text{ kN}$$

Donc :

$$Q_l = 5101.575 \text{ kPa}$$

- ❖ Calcul de la charge critique :

$$Q_c = 0.5Q_p + 0.7Q_s$$

$$Q_c = 2805.528 \text{ kPa}$$

ANNEXES

Tableau 9 : tableau récapitulatif des résultats des sondages par l'essai SPT.

Cote	Essai	$Q_p(t)$	$Q_s(t)$	$Q_l(t)$	$Q_c(t)$
Culée 01, pile 01	SPT01	304.0265	110.1628	405.1893	222.827
Pile 03	SPT03	362.448	120.602	483.05	265.645
Culée 02	SPT04	382.7875	127.37	510.1575	280.5528

Calcul de nombre des pieux

❖ Pour les 2 culées : $N_{max} = 2079.52 t$ à E.L.S

$$N_{max} = 2222.46 t \text{ à E.L.U}$$

❖ Pour les piles : $N_{max} = 1845.321 t$ à E.L.U

$$N_{max} = 1548.41 t \text{ à E.L.S}$$

Les vérifications :

❖ Etat limite ultime

– Condition fondamentale : $Q_{ult} < 0.71 \times Q_L \times N$

– Condition accidentelle : $Q_{ult} < 0.83 \times Q_L \times N$

❖ Etat limite service

– Condition rare : $Q_{ser} < 0.91 \times Q_c \times N$

– Condition quasi-permanent : $Q_{ser} < 0.7 \times Q_c \times N$

Tableau 10 : capacité portante des pieux par l'essai SPT

appui	sondage	$Q_l(t)$	$Q_c(t)$	E. L. U		E. L. S	
				$0.71Q_l$	$0.83Q_l$	$0.91Q_c$	$0.7Q_c$
Culée 1	SPT 01	405.1893	222.827	287.684	336.307	202.77257	155.9789
Pile 1	SPT 01	405.1893	222.827	287.684	336.307	202.77257	155.9789
Pile 2	SPT 01	405.1893	222.827	287.684	336.307	202.77257	155.9789
Pile 3	SPT 03	483.05	265.645	680.352	400.9315	241.73695	185.9515
Culée 4	SPT 04	510.1575	280.5528	362.211	423.430	255.303	196.386

ANNEXES

Tableau 11 : nombre des pieux après les calculs.

		<i>E. L. U</i>		<i>E. L. S</i>	
		<i>Fondamentale</i>	<i>Accidentelle</i>	<i>rare</i>	<i>Quasi – permanente</i>
<i>appui</i>	<i>sondage</i>	$0.71Q_l$	$0.83Q_l$	$0.91Q_c$	$0.7Q_c$
<i>Culée 1</i>	<i>SPT 01</i>	7.725	6.60	10.25	13.33
<i>Pile 1</i>	<i>SPT 01</i>	6.41	5.48	7.63	9.92
<i>Pile 2</i>	<i>SPT 01</i>	6.41	5.48	7.63	9.92
<i>Pile 3</i>	<i>SPT 03</i>	2.712	4.60	7.63	8.32
<i>Culée 4</i>	<i>SPT 04</i>	6.135	1.25	8.14	10.58

Remarque :

Notez que le nombre de pieux (14 pieux) est grand par rapport au nombre de pieux (08 pieux) par l'essai PMT, pour cela nous allons le rejeter.

Tableau 12 : valeur de R_s pour les pieux ramallant en ponte sur un substratum.

ANNEXES

n	4				9				
K	10	10 ²	10 ³	∞	10	10 ²	10 ³	∞	
D/B	d/B								
10	2	1.52	1.14	1.00	1.00	2.02	1.31	1.00	1.00
	5	1.15	1.08	1.00	1.00	1.23	1.12	1.02	1.00
	10	1.02	1.01	1.00	1.00	1.04	1.02	1.00	1.00
25	2	1.88	1.62	1.05	1.00	2.84	2.57	1.16	1.00
	5	1.36	1.36	1.08	1.00	1.67	1.70	1.16	1.00
	10	1.14	1.15	1.04	1.00	1.23	1.26	1.06	1.00
50	2	2.49	2.24	1.59	1.00	4.06	3.59	1.96	1.00
	5	1.78	1.73	1.32	1.00	2.56	2.56	1.72	1.00
	10	1.39	1.43	1.21	1.00	1.78	1.87	1.46	1.00
100	2	2.54	2.26	1.81	1.00	4.40	3.95	3.04	1.00
	5	1.85	1.84	1.67	1.00	2.71	2.77	2.52	1.00
	10	1.44	1.44	1.46	1.00	1.84	1.99	1.98	1.00

ANNEXES

Sondage carotté SC01 :

Projet : Liaison de l'autoroute E/O au pôle universitaire d'El-Affroun			
SONDAGE : SC 01			
Profondeur (m)	Lithologie	Description	Niveau d'eau
<div style="display: flex; flex-direction: column; align-items: center;"> <div style="margin-bottom: 10px;">↑ 00,00 m</div> <div style="margin-bottom: 10px;"> </div> <div style="margin-bottom: 10px;">↕ 06,70 m</div> <div style="margin-bottom: 10px;">↕ 17,50 m</div> <div style="margin-bottom: 10px;">↕ 25,00 m</div> <div style="margin-bottom: 10px;">↕ 30,00 m</div> </div>		Argile caillouteuse à graveleuse, grisâtre	1,20m
		alluvion formée par un sable grossier à moyen, avec présence de grave, grisâtre	
		marne grisâtre, altérée	
		marne grisâtre à verdâtre	

Figure 2 : La coupe lithologique du sondage SC01

ANNEXES

❖ Sondage SC02 :

- 0,00-4,5m : alternance de niveaux de grave argileuse, d'argile sablo-graveleuse et sable argilo-graveleux, plus au moins lâche ;
- 4,5-6,20m : argile caillouteuse grisâtre ;
- 6,20-8,10 : cailloux et galets, dans une matrice argilo-sablo-graveleuse, parfois inexistante ;
- 8,10-9,60m : argile sablo-graveleuse, à caillouteuse, grisâtre ;
- 9,60-10,40m : cailloux et galets dans une matrice argilo-sableuse probable, lavée ;
- 10,40-11,70m : argile gravelo-caillouteuse, beige ;
- 11,70-12,70m : niveau de grave+sable grossier, plus ou moins argileux ;
- 12,70-33,50m : marne grisâtre, à précipitations carbonatées, très friable.
- Photos de caisse du sondage SC 02:



Figure 3 : Sondage SC02 à une profondeur : 08,40 à 11,00 m.

ANNEXES

Sondage carotté SC02 :




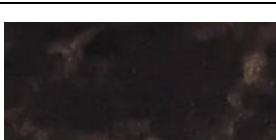




Projet : Liaison de l'autoroute E/O au pôle universitaire d'El-Affroun			
SONDAGE : SC 02			
Profondeur (m)	Lithologie	Description	Niveau d'eau
00,00m ↑ 04,50m ↓ 06,20 m ↓ 08,10 m ↓ 09,60 m ↓ 10,40 m ↓ 11,70 m ↓ 12,70 m ↓ 33,40 m ↓		alternance de niveaux de grave argileuse, d'argile sablo-graveleuse et sable argilo-graveleux, plus au moins lâche	
06,20 m		argile caillouteuse grisâtre	
08,10 m		cailloux et galets, dans une matrice argilo-sablo-graveleuse, parfois inexistante	
09,60 m		argile sablo-graveleuse, à caillouteuse, grisâtre	
10,40 m		cailloux et galets dans une matrice argilo-sableuse probable, lavée	
11,70 m		Argile gravelot-caillouteuse, beige	
12,70 m		niveau de grave + sable grossier, plus ou moins argileux	
33,40 m		marne grisâtre, à précipitations carbonatées, très friable	

Figure 4 : La coupe lithologique du sondage SC02

ANNEXES

❖ Sondage SC03 :

- 0,00-11,00m : argile gravelo-caillouteuse, beige à jaunâtre ;
- 11,00-27,00m : alluvion : cailloux, grave, dans une matrice argilo-sablo-limoneuse, beige à grisâtre ;
- 27,00-30,45m : grave caillouteuse, dans une matrice argileuse formée par l'altération de la marne grisâtre sous-jacente.
- Photos de caisse du sondage SC 02:

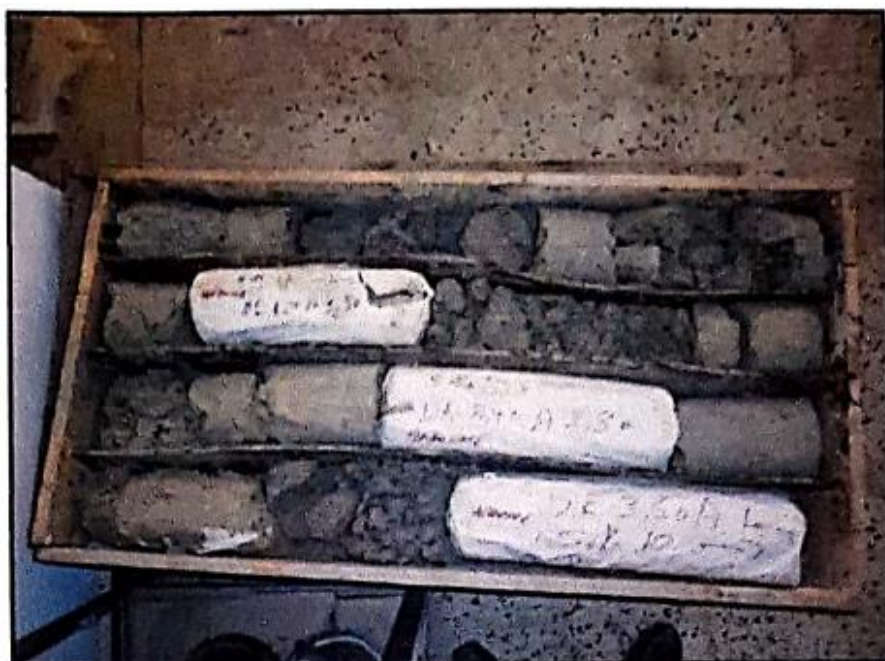


Figure 5 : Sondage SC03 à une profondeur : 00,00 à 03,60 m

ANNEXES

Sondage carotté SC03 :

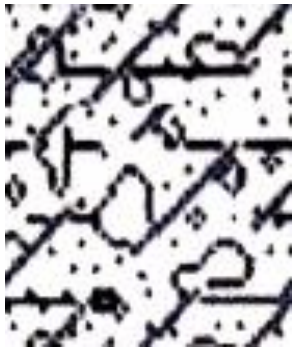
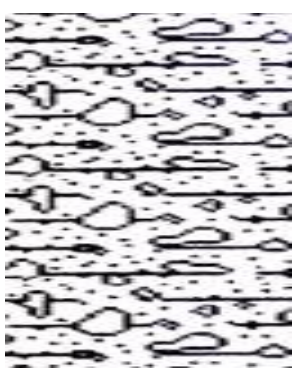
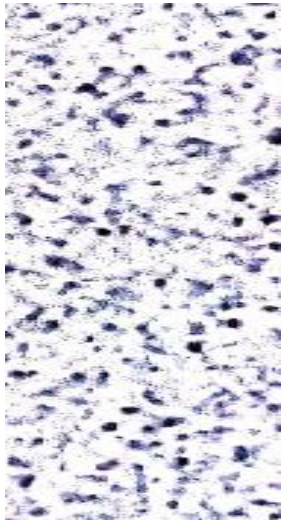
Projet : Liaison de l'autoroute E/O au pôle universitaire d'El-Affroun			
SONDAGE : SC03			
Profondeur (m)	Lithologie	Description	Niveau d'eau
<div style="display: flex; flex-direction: column; align-items: center;"> <div style="margin-bottom: 10px;">↑ 00,00 m</div> <div style="margin-bottom: 10px;">3,90 m</div> <div style="margin-bottom: 10px;">X</div> <div style="margin-bottom: 10px;">11,00m</div> <div style="margin-bottom: 10px;">X</div> <div style="margin-bottom: 10px;">27,00 m</div> <div style="margin-bottom: 10px;">↓ 30,45 m</div> </div>		<p>argile gravo - cailleuse, beige à jaunâtre</p>	03,90 m
		<p>alluvion : cailloux, grave, dans une matrice argilo-sablo-limoneuse, beige à grisâtre</p>	
		<p>grave cailleuse, dans une matrice argileuse formée par l'altération de la marne grisâtre sous-jacente</p>	

Figure 6 : La coupe lithologique du sondage SC03

ANNEXES

❖ Sondage SC04 :

- **0,00-10,00m** : argile limono-sablo-graveleuse, brunâtre, mal récupérée ;
- **10,00-27,00m** : alluvion : cailloux, grave, dans une matrice argilo-sablo-limoneuse, beige à grisâtre.
- Photos de caisse du sondage SC 02:



Figure 7 : Sondage SC04 à une profondeur : 10,00 à 14,00 m.

ANNEXES

Sondage carotté SC04 :



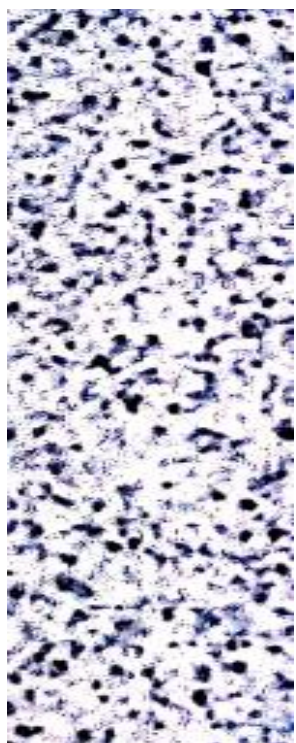
Projet : liaison de l'autoroute E/O au pôle universitaire d'El-Affroun			
SONDAGE : SC04			
Profondeur (m)	lithologie	Description	Niveau d'eau
<p>00,00 m</p>  <p>10,00 m</p> <p>27,00 m</p>		<p>argile limono-sablo-graveleuse, brunâtre, mal récupérée ;</p>	<p>05,45 m</p>
		<p>alluvion : cailloux, grave, dans une matrice argilo-sablo-limoneuse, beige à grisâtre.</p>	

Figure 8: La coupe lithologique du sondage SC04.

ANNEXES

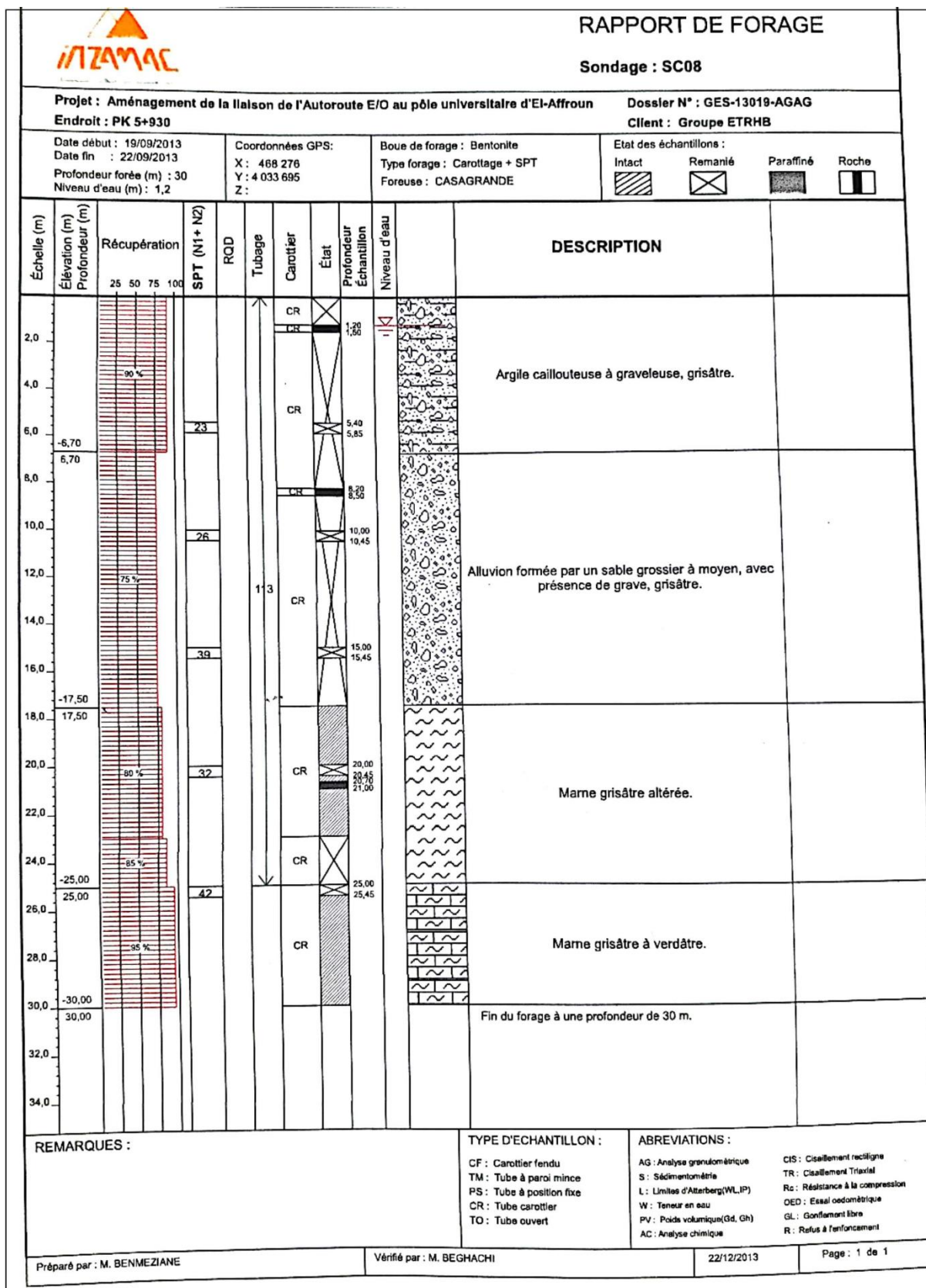


Figure 9: rapport de forage (SC01).

ANNEXES

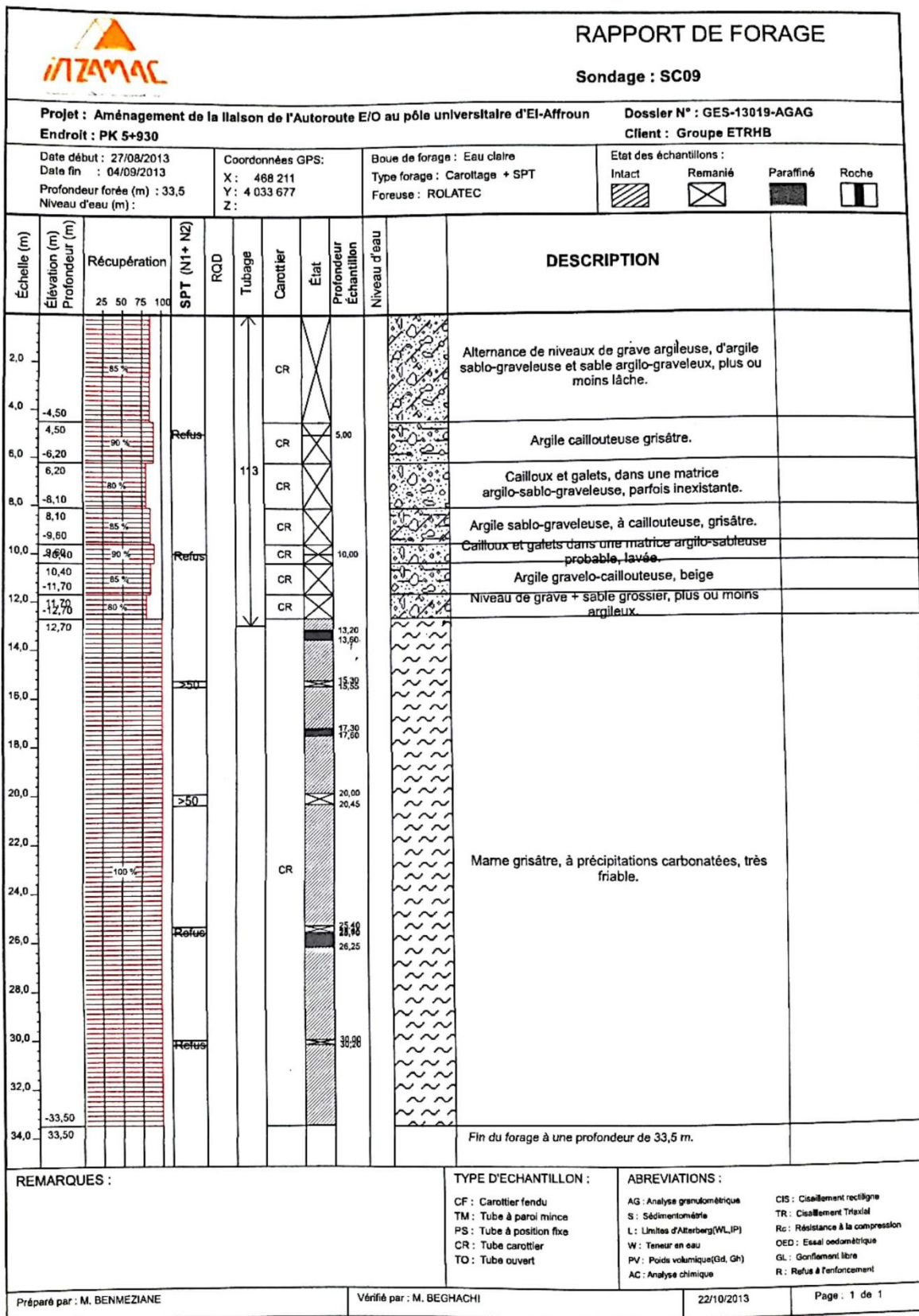


Figure 10: rapport de forage (SC02).

ANNEXES

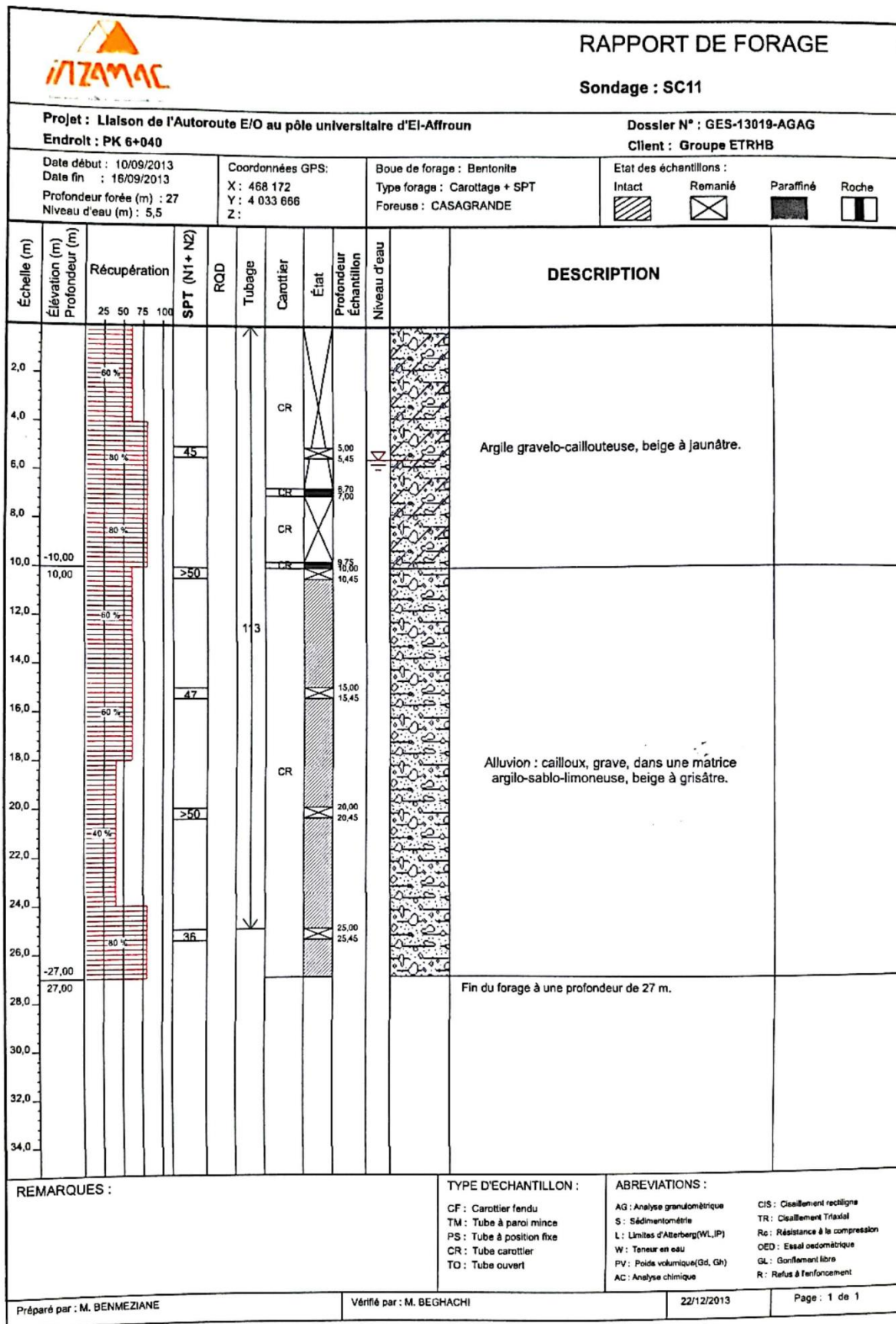
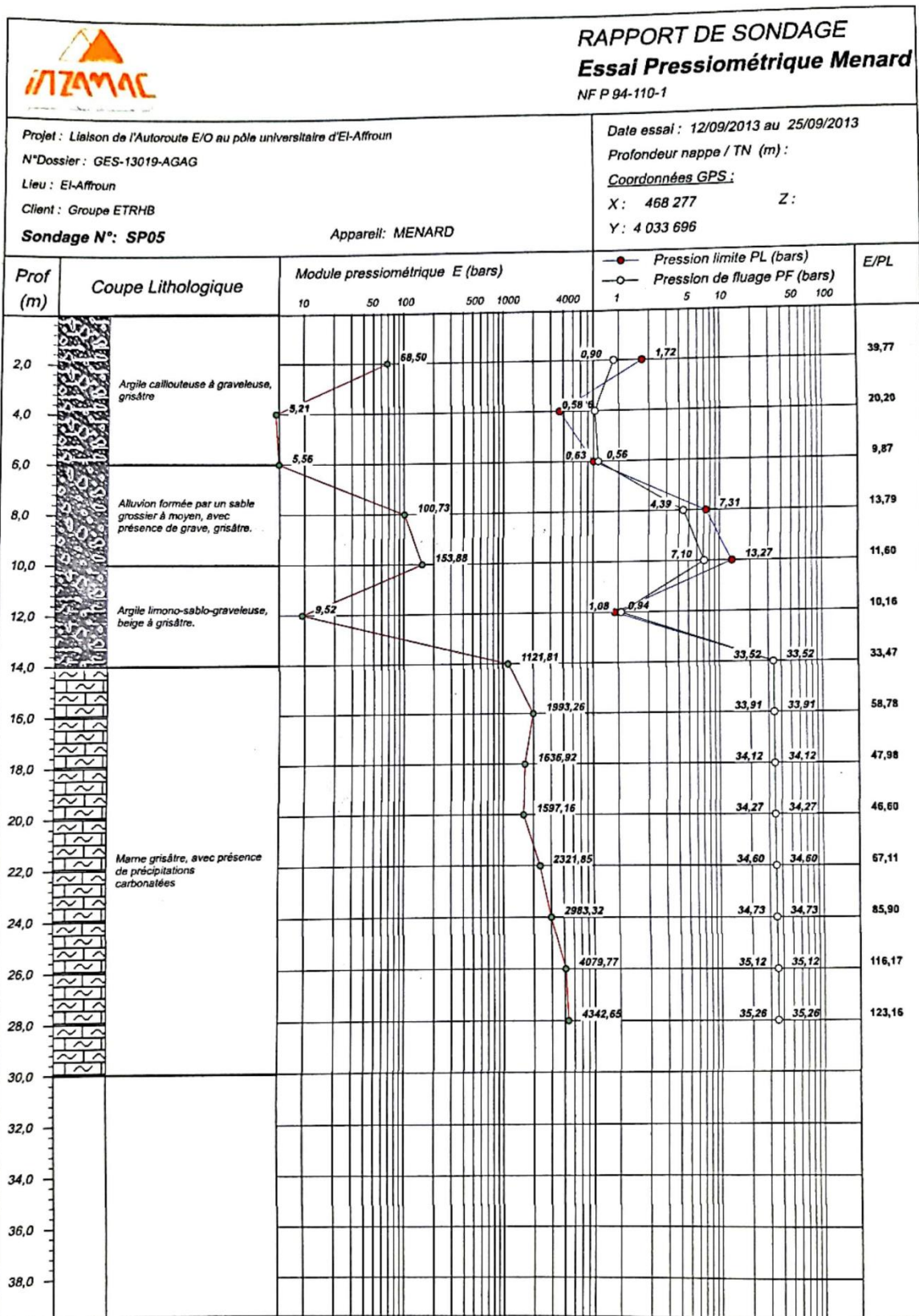


Figure 12: rapport de forage (SC04).



© Sollesis 2007

Figure 13: rapport de forage (SP01).

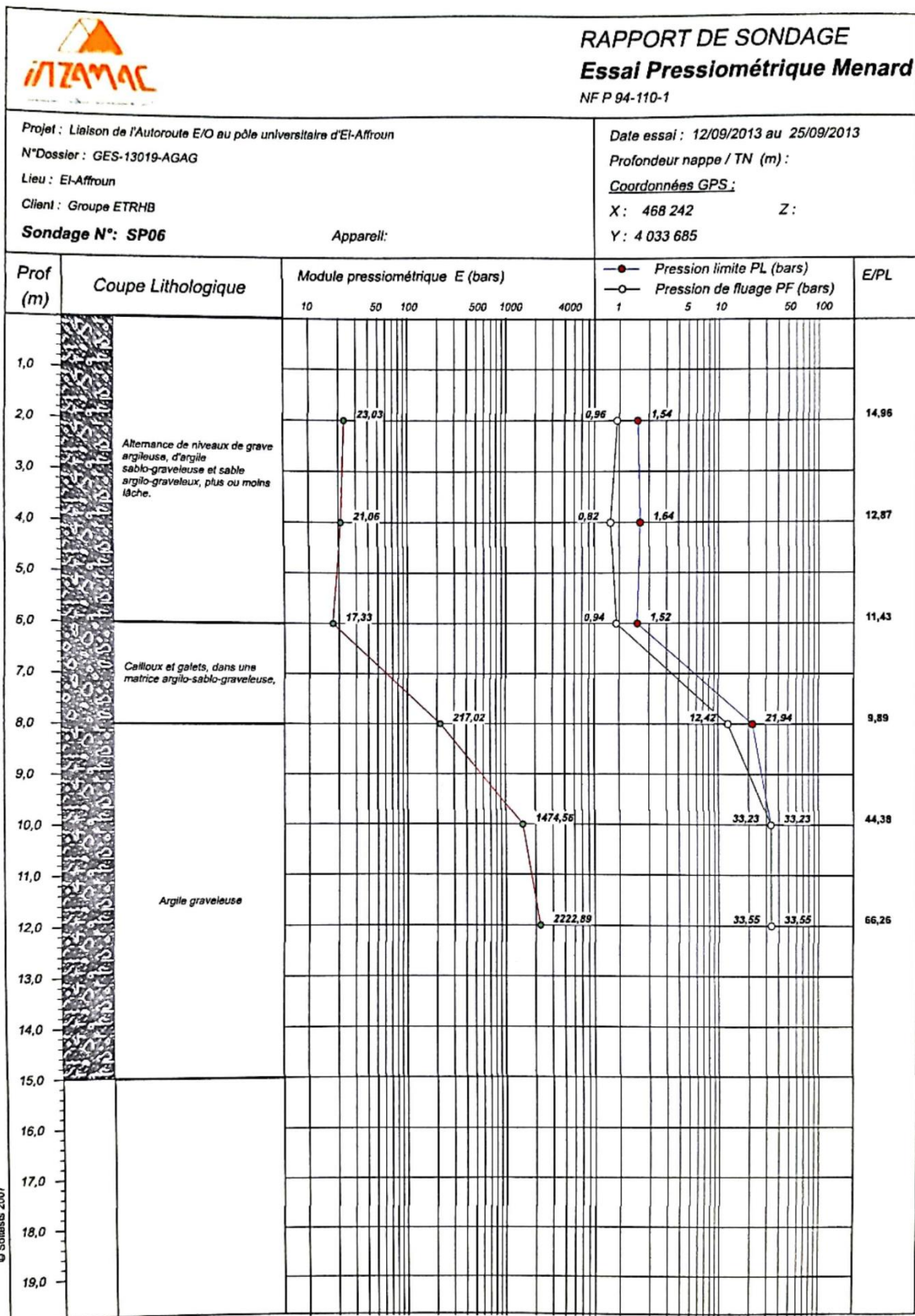


Figure 14: rapport de forage (SP02).

ANNEXES

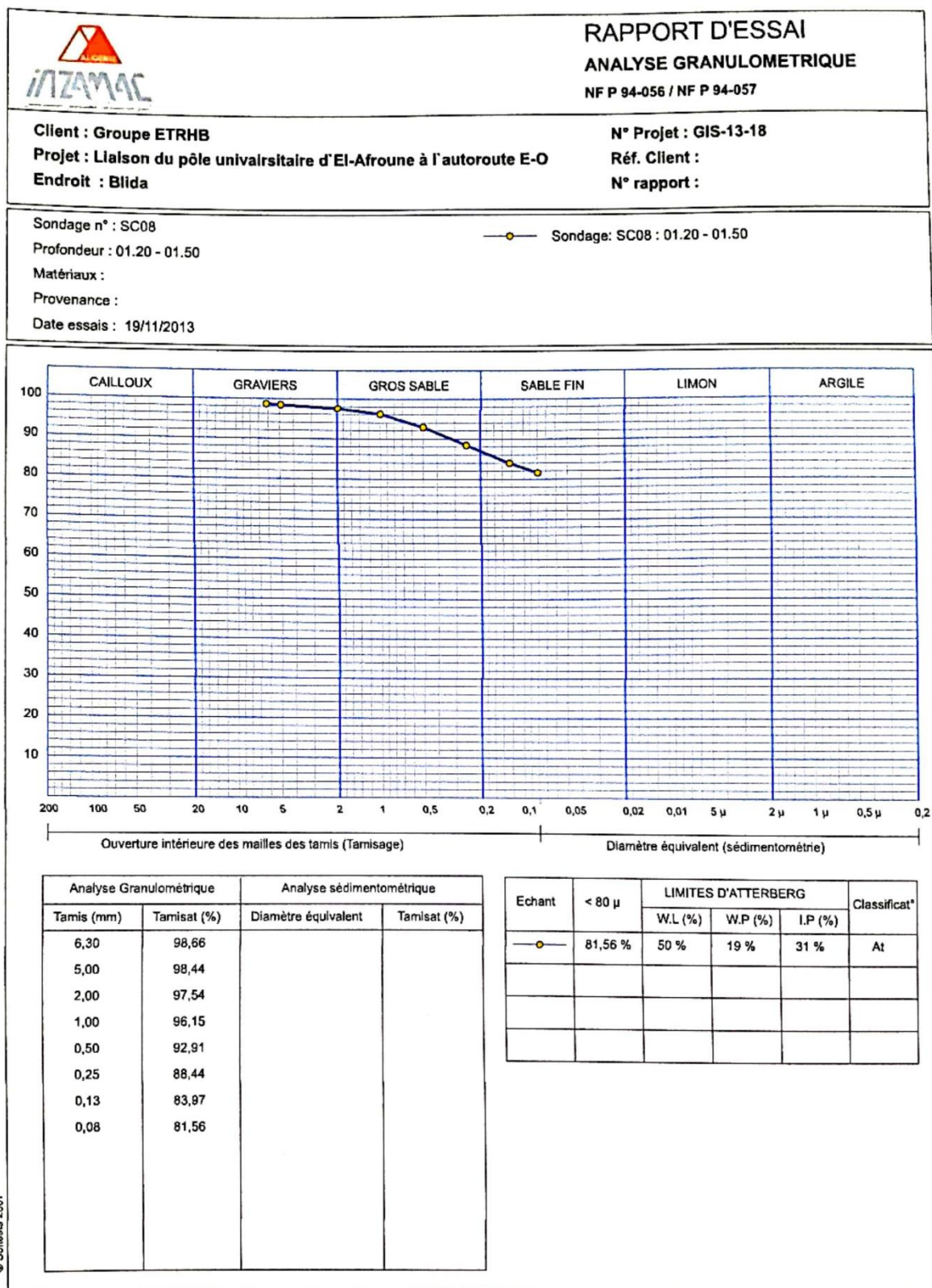


Figure 15: analyse granulométrique (SC01).

ANNEXES

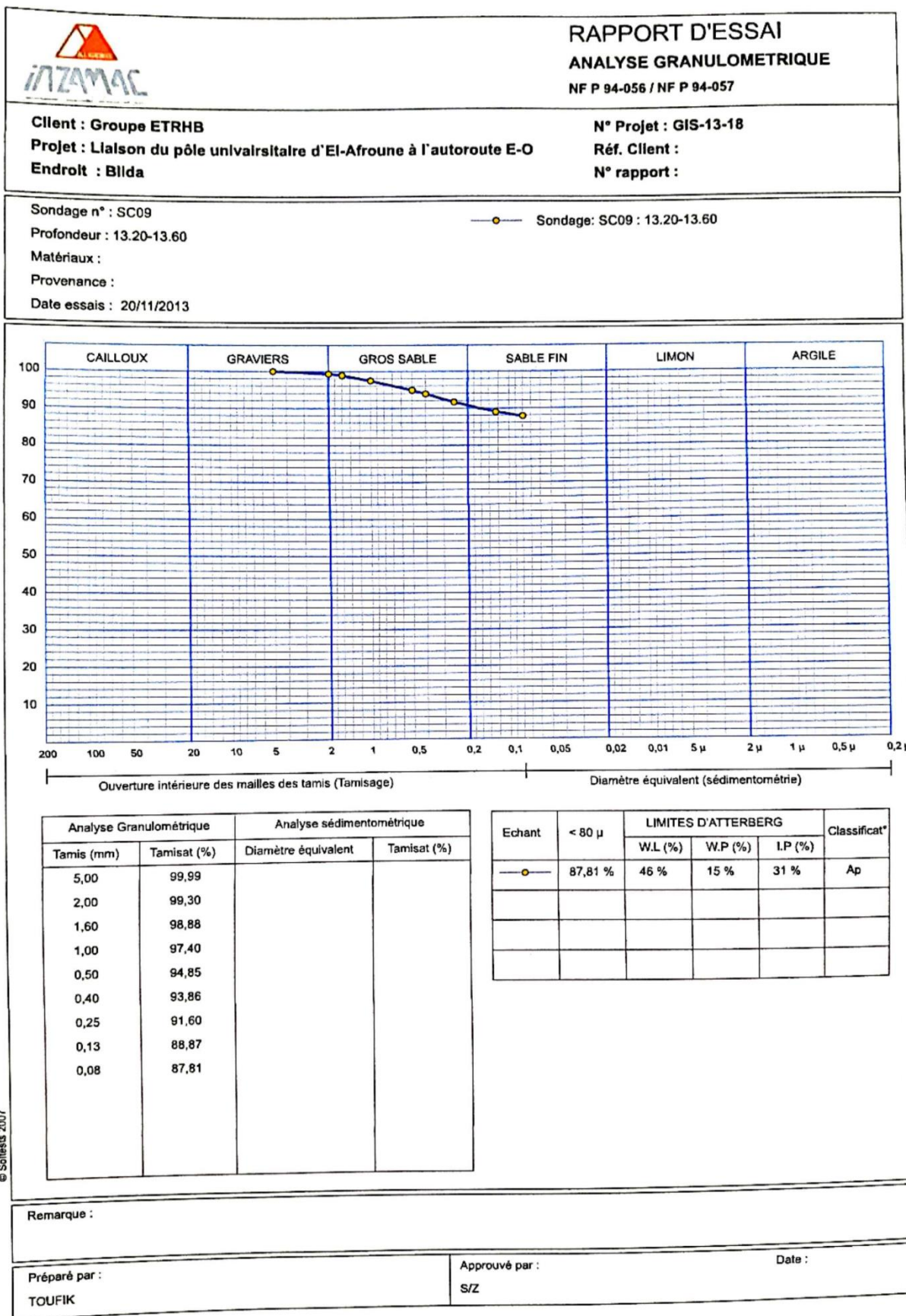


Figure 16: analyse granulométrique (SC02).

ANNEXES

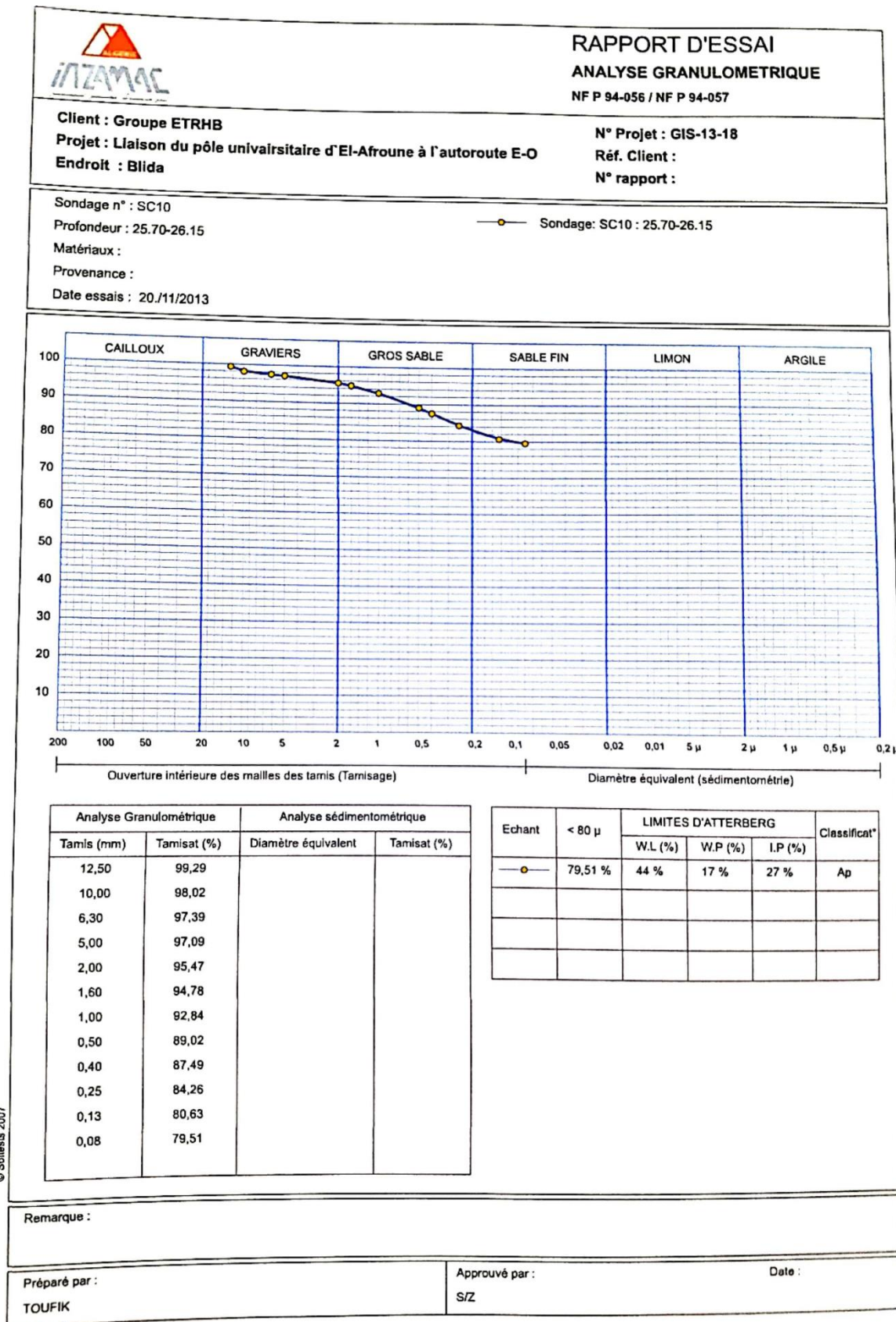


Figure 17: analyse granulométrique (SC03).

ANNEXES

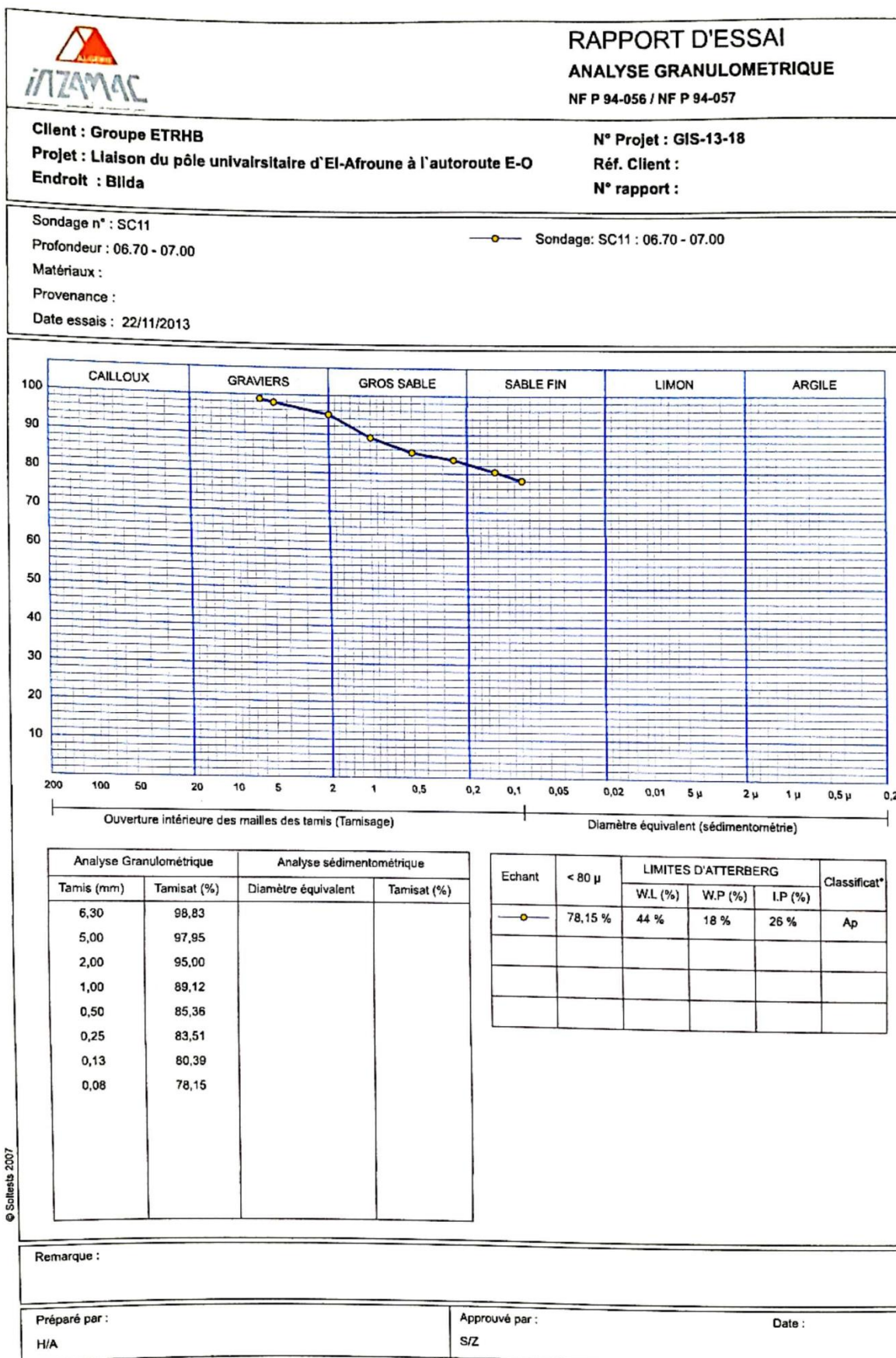


Figure 18: analyse granulométrique (SC04).