



CHOIX ET DIMENSIONNEMENT DE FONDATIONS :

Cas de l'échangeur Mali Béro de Niamey

MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU MASTER EN INGENIERIE DE L'EAU ET DE L'ENVIRONNEMENT OPTION : GENIE CIVIL

Présenté et soutenu publiquement le 26/06/2013 Par

Moumouni IBRAHIM MOUMOUNI

Travaux dirigés par : Mr Ismaila GUEYE

Enseignant

CCR-EHD

Jury d'évaluation du stage :

Président : Mr H. Ciss

Membres et correcteurs : Rémi M.

Mr Kaboré

Promotion [2012/2013]

Dédicace :

- Je dédie ce modeste travail à mes deux parents, qui n'ont cessés de me soutenir et de m'accompagner tout au long de mes études, et qui ne cessent de m'épauler dans ma vie.
- Je dédie aussi ce travail à mes grands-parents pour leurs sages conseils
- Je n'oublie pas mes frères et ma sœur, mon oncle maternel et sa belle famille
- Je le dédie aussi à mes amis, et camarades pour leurs soutiens et leur aide inestimables
- Je dédie enfin ce travail aux corps professoral du 2IE

Remerciements

- Je tiens à remercier avant tout, ALLAH le très Généreux de m'avoir accordé la grâce et la santé d'avoir effectué ce stage et aujourd'hui d'en faire le rapport ;
- Je tiens à remercier dans un premier temps, mes parents qui m'ont aidé, soutenu et encouragé dans la quête et l'obtention de mon stage ;
- Je tiens à remercier le directeur général de l'entreprise ELH Hadj Mahamane Ousmane Doutchi qui m'a simplement permis d'effectuer le stage au sein de son entreprise ;
- Je tiens à remercier tout particulièrement et à témoigner toute ma reconnaissance aux personnes suivantes pour l'expérience enrichissante et pleine d'intérêt qu'elles m'ont fait vivre durant ces 12 semaines au sein de l'entreprise :

- Mr Ismaila Gueye directeur de mémoire pour ses conseils précieux,

- Mr Sabeur Guirat, Ingénieur Génie Civil, Chef de Mission du projet et maitre de stage ; pour la constance assistance qu'il m'a accordé durant mon stage ;
- Mr Souleymane Mahamane Salissou, Ingénieur Génie Civil, Conducteur des travaux ; pour son soutien et sa disponibilité ;
- Mr Maman Sani, Ingénieur Génie Civil ;

- Je tiens à remercier toute l'équipe dynamique du bureau d'études GERMS Consulting et de l'entreprise d'exécution qui m'ont chaleureusement accueilli et accompagné durant mon stage ;
- Je remercie toute personne qui de près ou de loin m'a aidé à l'exercice de mon stage.

Abréviations

- FS : fondations superficielles
- FP : fondations profondes
- C : cohésion
- SPT, SC : sondages carottés
- SP : sondage pressiométrique
- D : profondeur d'encastrement
- ELS : état limite de service
- ELU : état limite ultime
- CCGT : cahier des clauses techniques générales
- KW : kilowatt
- St : tassement total
- Sc : tassement volumique
- Sd : tassement déviatorique
- Em : module pressiométrique
- Pl : pression limite
- T : tonnes
- MPa : méga pascal
- Fn, Gsf : frottement négatif
- Arctg : arc tangente
- Qs : charge latérale
- Qp : charge de pointe
- HA : haute adhérence
- T : Tor
- CPA : ciment portland artificiel
- SETRA : Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes
- AGTS (Laboratoire d'essais)

Résumé

La zone du projet se situe dans la ville de Niamey (au Niger) entre la longitude 2°06'28'' Est, et la latitude 13°32'06''. La carte géologique du Niger situe la ville de Niamey et plus précisément la zone concernée par le projet dans les alluvions sablo limoneux avec un socle schisteux. Sur le plan topographique, le site est quasiment plat.

Le projet consiste en la construction d'un pont dalle en milieu urbain. L'étude portera sur le choix et le dimensionnement de fondations du pont. La méthodologie d'étude consiste à passer en revue les types de fondations existantes et d'en choisir le plus techniquement fiable et qui propose en outre une compétitivité économique intéressante.

La satisfaction de ce double objectif est basée sur la considération des normes et règles en vigueur. On s'appuiera ainsi, pendant toute l'étude, sur les textes qui traitent des règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil communément appelé FASCICULE N°65 – Titre V.

On a d'abord étudié les sondages réalisés, il y'a eu des sondages carottés et des sondages pressiométriques. Les résultats des sondages carottés montrent un sol composé de sable limoneux, jusqu'à une profondeur d'environ 15m, en dessous de cette couche on a une formation schisteuse jusqu'à la profondeur limite du carottage (45m). Les essais pressiométriques nous donnent des valeurs de pressions limites inférieures à 1Mpa jusqu'à la profondeur 6m. Elles varient ensuite pour atteindre des valeurs maximales de 5Mpa. Après l'étude des sondages, on a eu à proposer un choix de fondations.

Le premier choix a été, bien évidemment, de considérer les fondations superficielles. Nous avons choisi, après études, des semelles filantes. Le calcul des tassements nous montrent des différences notables de 60mm entre les tassements des différentes semelles. L'étude du tassement de ces semelles nous montre donc qu'elles ne sont pas stables de ce point de vue. Le cas du radier a été exclu pour des conditions économiques jugées non avantageuses.

La suite des études a conduit à considérer des fondations profondes. Le type de fondations sur pieux est la plus avantageuse en la matière pour la double raison technico-économique. Dans la gamme de pieux, les pieux forés à boue, sont celles qui ont le mieux satisfaits à ces conditions. Les pieux choisis seront des pieux non flottants, encastrés à 12m dans le substratum. Ces pieux, circulaires, seront forés à boue, et auront une longueur de 28m pour un diamètre de 1000mm. Au total 108 pieux seront fondés pour soutenir la structure. Le calcul des tassements des pieux nous donnent des valeurs maximales de 13mm. Ces valeurs sont largement admissibles et ne posent pas

des désagréments notables. Les pieux seront ferrailés sur toute leur longueur avec des aciers longitudinaux de type HA25, espacés de 20cm les uns des autres, au nombre de 9 pour une quantité de 42kg par mètre cube de béton. Les aciers transversaux seront en HA20 pour les aciers de montages et T12 cerces. Le type de ciment sera de type CP I 42.5HRS pour une quantité de 1100Tonnes. L'exécution des pieux s'étalera sur une période estimée à 184 jours.

.

Abstract

The project area is located in the city of Niamey (in Niger) between longitude $2^{\circ} 06'28''$ East and latitude $13^{\circ} 32'06''$. The geological map of Niger is Niamey and more precisely the area affected by the project in the sandy loam with allusions shale base. On the topographic map, the site is almost flat.

The project involves the construction of a slab bridge in urban areas. The study will focus on the selection and design of the bridge foundations. The study methodology is to review the types of existing foundations and choose the most technically sound and also proposes an interesting economic competitiveness.

The satisfaction of this dual objective is based on the consideration of standards and rules. We will build and throughout the study, the texts that deal with technical design rules and design of foundations for civil engineering works commonly called BOOKLET No. 65 - Title V.

We first studied the polls, it there's been cored and pressure meter polls polls. The results of core drilling show a soil composed of silty sand to a depth of around 15m, below this layer there is a limit to the shale coring depth (45m). The pressure meter tests give us the values of pressure limits below 1Mpa until 6m depth. They then vary to reach maximum values of 5Mpa. The study surveys, we had to offer a choice of foundations.

The first choice was, of course, consider the shallow foundations. We chose after studies, strip footings. The calculation of settlement we show significant differences between 60mm settlements different soles. The study of the settlement of these soles shows us that they are not stable from this point of view. If the strike was ruled out for economic conditions deemed not beneficial.

Following studies led to consider deep foundations. The type of pile foundation is the most advantageous material for the double technical and economic reasons. In the range of piles, bored piles mud are those who best satisfied these conditions. The piles will be chosen non-floating piles embedded in the bedrock at 12m. These piles, circular, will be drilled mud, and have a length of 28m and a diameter of 1000mm. A total of 108 piles will be based to support the structure. The calculation of settlement of piles gives us maximum de13mm values. These values are well qualified and do not pose significant inconvenience. The piles will be scrapped over their entire length with longitudinal steels HA25 type spaced 20cm apart, number 9 for a quantity of 42kg per cubic meter of concrete. The transverse reinforcement will be HA20 for steels T12 fixtures and hoops. The type of cement will I 42.5HRS type CP for a quantity of 1100Tonnes. The execution of piles will last an estimated 184 days period.

Sommaire

LISTE DES FIGURES	vii
LISTES DES TABLEAUX	viii
Introduction	1
Chapitre 1. Etudes des sondages	2
1. Sondages carottés	3
2. Sondages pressiométriques	6
Chapitre 2. Fondations superficielles	8
1. Définitions	8
2. Choix de fondation	9
3. Pré-dimensionnement des semelles	9
4. Calcul des tassements	13
Chapitre 3. Fondations profondes	21
1. Définition	21
2. Choix du type de fondation	21
3. Etude d'un pieu isolé	23
4. Comportement des groupes de pieux	35
Chapitre 4. Armatures et dispositions constructives	40
1. Armatures longitudinales	40
2. Les armatures Transversales	41
3. Les armatures et les dispositifs particuliers	42
Chapitre 5. Métré et Planning	43
1. Métré	43
2. Planning	44
Conclusion	46
Bibliographie	47
ANNEXES	47

LISTE DES FIGURES

Figure 1: Fondation superficielle	8
Figure 2 : Frottement unitaire.....	25
Figure 3 : Phénomène illustrant le frottement négatif.....	29
Figure 4 : Effet d'accrochage	31
Figure 5 : Groupe de pieux sous piles doubles (configuration 1)	36
Figure 6 : Groupe de pieux sous piles simples (configuration2).....	37
Figure 7 : Coefficient de proximité pour un pieu ancré dans un substratum rigide	39

LISTES DES TABLEAUX

Tableau 1: Choix du type d'essai	2
Tableau 2 : Tableau comparatif des essais carottés.....	4
Tableau 3 : Sondages SC1.....	5
Tableau 4 : Sondages SC2.....	5
Tableau 5: Récapitulatif des efforts.....	10
Tableau 6 : Récapitulatifs des dimensions des semelles	13
Tableau 7 : Coefficients de forme λ_c et λ_d	14
Tableau 8 : Coefficient rhéologique α	15
Tableau 9 : Récapitulatif des tassements.....	18
Tableau 10 : Analyse des tassements	19
Tableau 11 : Charges en tête de pieu.....	23
Tableau 12 : Valeurs du facteur de portance K_p	24
Tableau 14 : Frottement unitaire en fonction de z	26
Tableau 15 : Bilan charges	27
Tableau 16 : Largeur et longueur	27
Tableau 17 : Calcul de contraintes dans le sol	32
Tableau 18 : Récapitulatif efforts.....	33
Tableau 19 : Récapitulatifs pieu adapté	33
Tableau 20 : Tableau des aciers	41
Tableau 21 : Armatures transversales	41
Tableau 22 : Tableau matériaux	43
Tableau 23 : Tableau matériels	44

Introduction

Le gouvernement de la 7^{ième} république du Niger, soucieux de redonner à la capitale, Niamey, une image rayonnante et attractive a lancé un vaste projet dénommé « Niamey Nyala ». Cette initiative a pour objectif notamment, de doter la capitale de plusieurs infrastructures de grandes envergures.

L'une de ces infrastructures, le premier du genre à Niamey, est un échangeur qui aura en outre pour but la fluidification de la circulation au boulevard Mali-Béro de Niamey. La mise en place d'un tel ouvrage nécessite des études sérieuses afin d'en optimiser le cout et de le rendre le plus techniquement fiable. La réussite de cette double initiative dépend étroitement de l'attention portée au tablier et aux fondations, dont l'augmentation des couts augmente rapidement celui de l'ouvrage. Une attention particulière sera ainsi portée à ces deux éléments et en particulier les fondations qui assurent la transmission des charges au sol.

La présente étude aura pour but de proposer une méthodologie de **CHOIX ET DIMENSIONNEMENT DE FONDATIONS** en s'appuyant sur le ***cas de l'échangeur Mali Béro de Niamey***. L'objectif sera ainsi d'analyser les essais réalisés et d'en tirer les informations nécessaires afin de proposer un type de fondation. Cette fondation sera ensuite pré dimensionnée afin d'en déterminer les dimensions puis dimensionnée pour en tirer les plans de ferrailage.

La méthodologie sera de considérer ce que disent les textes normatifs et de les adaptés à notre contexte pour le choix et le dimensionnement de nos fondations. A chaque étape de l'étude il sera question de rappeler ce qu'imposent les normes et d'en tirer les informations nécessaires aux besoins de notre étude.

L'adaptation des normes à l'étude a abouti au choix de fondations sur pieux circulaires en béton de 1m de diamètre encastrés à 28m de profondeur. Ces pieux qui sont au nombre de 108 seront forés à boue, sous les appuis du pont. Le ferrailage des pieux consiste à 9HA25 en aciers longitudinales et à des files en T12 en cerces transversales.

Après avoir défini le projet, on étudiera les types d'essais réalisés afin d'en tirer les informations nécessaires au choix du type de fondation, puis on proposera un type de fondation adapté après une étude technico-économique et enfin on procédera à son dimensionnement.

Chapitre 1. Etudes des sondages

Les sondages sont des techniques d'exploration des propriétés physiques du sous-sol. Il existe plusieurs méthodes de sondages, on distingue entre autre :

- Méthode statique : ou encore méthode (C- ϕ) est une méthode basée sur des essais au laboratoire. Ces essais permettent de déterminer la cohésion C et l'angle de frottement ϕ qui serviront à déterminer la capacité portante des sols et l'évaluation du tassement.
- Méthode pressiométrique : l'essai pressiométrique de Ménard est un essai in-situ qui permet d'étudier une relation simple entre les contraintes et les déformations. Il est de ce fait très puissant dans l'étude du comportement du sol sous divers chargements.
- Méthode pénétrométrique : il s'agit aussi d'un essai sur place. Le principe de l'essai consiste à mesurer la réaction qu'oppose le sol à l'enfoncement d'un cône.
- SPT : l'essai de pénétration au carottier est un essai qui consiste à battre un carottier sous une énergie constante avec un mouton en chute libre.

Selon le type de fondations envisagé, certains types de sondages sont recommandés ou non. C'est ce que confirme Maurice CASSAN dans ses recherches qui l'ont conduit à résumer les recommandations suivantes dans le tableau 1 ci-dessous :

Tableau 1: Choix du type d'essai en fonction de la nature du terrain pour le calcul de fondations

		Méthode statique	Méthode pressiométrique	Méthode Pénétrométrique	SPT
Type de sol	Argiles molles	Usuelle et convenable	recommandée	recommandée	Proscrite
	Argiles raides et marnes	Usuelle et convenable	recommandée	Proscrite	Proscrite
	Sables	Tolérée mais pouvant être contestée	recommandée	Usuelle et convenable	recommandée
	Graviers	Proscrite	recommandée	Proscrite	Proscrite
Types	Pieux	Proscrite	recommandée	recommandée	Proscrite

<i>d'ouvrages</i>	Fondation superficielle	Tolérée mais pouvant être contestée	recommandée	recommandée	Proscrite
-------------------	-------------------------	-------------------------------------	-------------	-------------	-----------

Notre projet de fondations consiste à reprendre les charges d'un pont, les types de sondages préconisés sont les essais in-situ qui sont favorables aux études pour tout type de fondation. On a alors opté pour des sondages pressiométriques et carottés. Les différentes études réalisées sont conformes à la norme NFP 94-500 de décembre 2006. Elles seront de type G0 et G3 ; pour rappel les missions géotechniques de type G0 couvrent une exécution de sondages, des essais et mesures géotechniques tandis que celles du type G3 définissent les études géotechnique d'exécution.

Selon les demandes et les exigences du projet, il a été réalisé les essais suivants :

- Deux sondages carottés (SC1 et SC2) descendus à 45.5m de profondeur;
- Sept sondages avec essais pressiométriques (SP1 à SP7) tous les mètres jusqu'à 43m de profondeur;
- Lors de la réalisation des sondages carottés, des essais SPT ont été réalisés dans les terrains sableux jusqu'à 15m de profondeur (Les sondages pénétrométriques consistent à mesurer la résistance à la pénétration des sols à partir d'une pointe équipée de capteurs que l'on vient fonder dans le sol) ;
- Des essais en laboratoire sur les matériaux prélevés dans les sondages carottés

Les sondages pressiométriques nous permettront de déterminer la portance du sol selon le type de fondation et les essais SPT nous donneront les informations telles que la teneur en eau, la densité volumique des différentes couches traversées.

1. Sondage carotté

a. Définition et principe de l'essai

L'essai de pénétration au carottier est un essai géotechnique qui teste le terrain en place et fournit une caractéristique conventionnelle et un échantillon remanié de sol. L'essai consiste à déterminer la résistance à la pénétration dynamique d'un carottier normalisé battu en fond d'un forage préalable. Les **sondages carottés** consistent ainsi à prélever des matériaux sous forme de carotte

pour en étudier la nature précise et la structure. Il permet d'établir une relation entre la résistance à la pénétration d'une part et les caractéristiques et la variable d'autre part.

Cet essai consiste à enfoncer dans le sol par battage un carottier à partir du fond d'un forage aux parois stabilisées après la pénétration du carottier sous l'effet de la pesanteur et de l'enfoncement d'amorçage de 15cm. Il faut ensuite noter le nombre de coups de mouton noté « N » nécessaire pour faire pénétrer le carottier dans le sol d'une autre de 30cm.

b. Résultats de l'essai

Sur les matériaux ainsi extraits des essais de laboratoire peuvent être réalisé ultérieurement. Ces sondages nous donnerons une description détaillée du terrain ainsi que la profondeur de la nappe. Ils indiquent grosso modo une couche latéritique de faible épaisseur (50cm) se trouvant au-dessus d'une couche de sable de 15 m suivies d'une succession de couches constituées de schiste. Nous résumons dans le tableau ci-dessous les résultats des deux sondages carottés SC1 et SC2.

Le sondage carotté SC1 révèle la présence de la nappe phréatique à 9.10m tandis que le SC2 la repère à 9.20m.

Tableau 2 : Tableau comparatif des essais carottés

profondeur (m)	Essai SC1	Essai SC2
0-0,5	Remblai latéritique rougeâtre	remblai latéritique rougeâtre
0,5-8,5	Sable limoneux jaunâtre	Sable limoneux jaunâtre
8,5-10,5	Sable limoneux jaunâtre	Sable limoneux beige
10,5-15,5	Sable limoneux beige	Sable limoneux beige
15,5-16	Sable limoneux beige	Schiste altéré verdâtre (roche altérée)
16-20	Schiste altéré violacé (roche altérée)	schiste altéré verdâtre (roche altérée)
20-32,5	schiste altéré blanchâtre (roche altérée)	Schiste altéré verdâtre (roche altérée)
32,5-33	schiste altéré blanchâtre (roche altérée)	Schiste altéré rougeâtre (roche altérée)
33-40	schiste altéré blanchâtre (roche altérée)	Schiste altéré verdâtre (roche altérée)

40-45,5	schiste altéré verdâtre (roche altérée)	Schiste altéré verdâtre (roche altérée)
---------	---	---

Lors des sondages carottés, des essais d'échantillons remaniés ont été prélevés aux fins d'essais en laboratoire. Les tableaux ci-après donnent les résultats des essais d'identifications et des essais chimiques effectués sur ces échantillons :

Tableau 3 : Sondages SC1

Lieu de prélèvement	Profondeur de prélèvement	Nature Echantillons	Poids volumique	Teneur en eau	% fines	Equivalent de sable (ES)
SC1	2.5 à 11m	Sable limoneux jaunâtre	2.47	0.51	6.0	45.87
	12.5 à 16m	Sable limoneux	2.32	9.4	3.6	74.58
	16 à 20m	Sable altéré violacé	2.15	0.23	53.3	90.32
	20 à 40m	Sable altéré blanchâtre	2.10	11.62	62.9	
	40 à 45.5m	Sable altéré verdâtre	2.21	2.15	72.5	

Tableau 4 : Sondages SC2

Lieu de prélèvement	Profondeur de prélèvement	Nature Echantillons	Poids volumique	Teneur en eau	% fines	Equivalent de sable (ES)
SC1	2.5 à 9m	Sable limoneux jaunâtre	2.56	0.32	6.0	44.67
	9 à 14.50m	Sable limoneux	2.44	9.42	2.0	84.55

	15 à 21.5m	Sable altéré violacé	2.00	12.26	81.0	
	21.5 à 32.3m	Sable altéré blanchâtre	2.09	2.10	57.9	
	32.7 à 44.5m	Sable altéré verdâtre	2.63	0.84	55.8	

Comme l'indiquent les tableaux ci-dessus, les analyses nous informent sur la nature des couches de sols traversées et des masses volumiques qui seront utilisées dans plusieurs calculs (contraintes, tassements, etc.).

2. Sondages pressiométriques

a. Définition et principe de l'essai

L'essai pressiométrique Ménard est un essai in-situ qui consiste à dilater radialement une sonde cylindrique tri cellulaire placée dans le terrain, à mesurer et à enregistrer les pressions appliquées par la sonde et les variations volumiques de cette dernière afin de déterminer la relation entre la pression appliquée et l'expansion de la sonde.

b. Résultats des essais

Il a été réalisé conformément aux demandes du client sept essais (SP1 à SP7). Ces essais nous permettront de :

- Calculer la contrainte de rupture sous une fondation profonde ou superficielle
- Evaluer les tassements des fondations (superficielles)
- Calculer le module de réaction sous une fondation superficielle
- Calculer le frottement négatif sur un élément de fondation profonde
- Obtenir des informations précises sur la nature et la qualité des sols

Les sondages ont été réalisés à tous les mètres jusqu'à la profondeur de 43m. Les essais pressiométriques nous donnent des valeurs de pressions limites inférieures à 1Mpa jusqu'à la profondeur 6m. Elles varient ensuite pour atteindre des valeurs maximales de 5Mpa. Les semelles superficielles (semelles filantes) ont pour longueurs 17m et des bases de 5m, 6m et 6.5m. Les modules pressiométriques E_M varient sensiblement de 5Mpa à environs 30Mpa jusqu'à 6m de

profondeur. Ces valeurs varient ensuite de manière non-linéaires pour atteindre des maxima de plus de 300Mpa. Des résultats plus détaillés sont présentés en annexe 1 sur les résultats des essais.

Chapitre 2. Fondations superficielles

1. Définitions

Les fondations superficielles sont celles qui sont faiblement encastrés dans le sol. Du point de vue de la profondeur critique D_c , une fondation sera dite superficielle si sa base se trouve au-dessus de D_c . En considérant la profondeur d'encastrement, on dira qu'une fondation est superficielle si $D_e/B \leq 1,5$ (B étant la base de la fondation). La définition la plus habituelle consiste cependant à considérer une fondation superficielle comme celle dont le rapport entre l'encastrement D et la base B reste inférieur à 4.

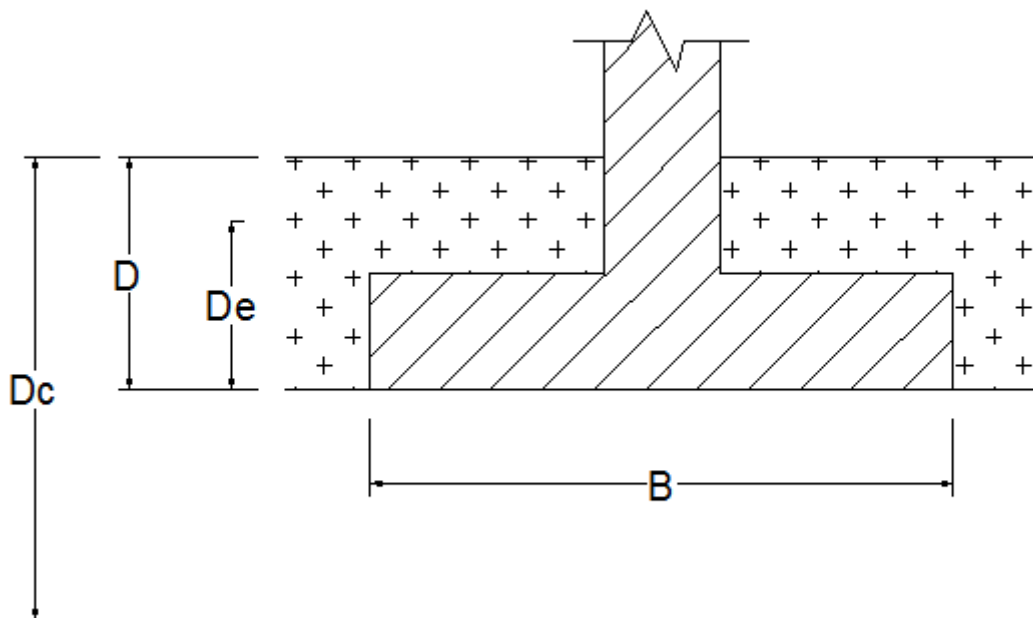


Figure 1: Fondation superficielle

Ils existent trois types de fondations superficielles :

- les **semelles filantes**, généralement de largeur B modeste (au plus quelques mètres) et de grande longueur L ($L/B > 10$ pour fixer les idées)
- les **semelles isolées**, dont les dimensions en plan B et L sont toutes deux au plus de quelques mètres ; cette catégorie inclut les semelles carrées ($B/L = 1$) et les semelles circulaires (de diamètre B) ;

- les **radiers** ou **dallages**, de dimensions B et L importantes ; cette catégorie inclut les radiers généraux.

2. Choix de fondation

Le choix du type de fondation dépend de l'hétérogénéité du sol, les mouvements de nappe phréatique, la diversité des modes d'exécution, l'influence des bâtiments déjà existants sur le sol sous-jacent et du facteur économique. De ce fait, le choix d'une fondation doit impérativement répondre aux exigences suivantes :

- la charge de calcul appliqué à la base de la fondation V_d reste en deçà de la capacité portante de calcul
- Les tassements doivent rester admissibles pour le type de structure.

La première hypothèse consiste à envisager une semelle isolée. Les appuis (de type pile) étant très peu espacés, il y'a risque de chevauchement des semelles isolées, les semelles filantes seront donc plus adaptés. Pour l'étude des semelles filante on fera une vérification préalable à savoir si $S_s \leq \frac{1}{2} S_t$

Avec S_s somme des surfaces des semelles et S_t surface totale de l'ouvrage. Il faut en d'autre terme que la surface totale des semelles soit inférieure à la moitié de la surface totale occupée par l'ouvrage. Si cette condition n'est pas vérifiée (c'est-à-dire $S_s \geq \frac{1}{2} S_t$) alors la solution préconisée sera de fonder l'ouvrage sur un radier général.

3. Pré-dimensionnement des semelles

Les semelles seront encrées à 3m, et auront des dimensions à déterminer selon la méthode ci-après.

On se fixe une des dimensions (longueur L ou largeur B des semelles) puis on détermine l'autre. On se propose donc de prendre une longueur L tel que :

$$L = 15m + 2 \times 1m = 17m$$

Pour la détermination de la largeur, on va s'appuyer sur la condition suivante

$$S_{min} = \frac{N_{ser} + P_m}{\sigma_{sol}}$$

Avec $N_{ser} = N_g + N_q$;

σ_{sol} = contrainte du sol

P_m = poids propre de l'élément

Le tableau ci-dessous nous résume les charges à reprendre sous chaque type

D'appuis.

Tableau 5: Récapitulatif des efforts

		ELU fondamentale(T)	ELS rare(T)	ELS quasi- permanente(T)
sous file de piles simples	$N_{ser} + P_m$	1986	1503	1200
sous file de piles doubles	$N_{ser} + P_m$	3407	2701	2036
sous culées	$N_{ser} + P_m$	3523	2765	2150

➤ **Semelles sous file de piles simples**

$N_{ser} + P_m = 1986T$ (charge la plus défavorable à l'ELU fondamentale)

Faisons l'hypothèse d'une semelle de base $B = 2m$ et vérifions si elle est compatible avec la contrainte σ_{sol} .

- $B=2m$ et $L=17m$ ceci nous conduit vers une semelle filante. D'après le fascicule 62 titre 5 du CCGT on a :

$$q_l = q_0 + k_p \times P_{le}^*$$

q_l = contrainte limite ultime

q_0 = représente la pression verticale des terres calculée au niveau du centre géométrique de la semelle.

P_{le}^* = la « pression limite nette équivalente »

k_p = le facteur de portance.

La contrainte de calcul sera prise égale à $q_l/2$.

$$q_0 = \gamma \times z = 2.7KN/m^3 \times 3m = 8.1 KN/m^2$$

Si le terrain est constitué sous la fondation, jusqu'à une profondeur d'au moins $1,5B$ d'un même sol, ou de sols de même type et de caractéristiques comparables alors, on établit un profil linéaire schématique, représentatif de la tranche de sol $[D; D + 1,5B]$ de la forme :

$Pl^*(z) = az + b$, La pression limite équivalente est prise égale à :

$Ple^* = pl^*(z_e)$ avec $z_e = D + 2/3B$

On a donc $ple^* = 0.446$ MPa (Voir Annexe 2)

$$Kp = 1 + 0.35 \left(0.6 + \frac{0.4B}{L} \right) \left(\frac{De}{B} \right)$$

De = distance d'encastrement

$$De = (1/Ple^*) \int_0^D pl(z) dz = \frac{1}{0.446} (0.32 + 0.40 + 0.48) = 2.7m$$

De = 2.7m

$$Kp = 1 + 0.35 \left(0.6 + \frac{0.4 \times 2}{17} \right) \left(\frac{2.7}{2} \right) = 1.30$$

$$ql = q_0 + kp \times Ple^* = \frac{5.17}{m^2} + 1.30 \times 0.446 Mpa = 0.6308 Mpa$$

$$ql = 0.63 Mpa = 63 T/m^2$$

$$q_{cal} = \frac{1}{2} ql = 31.5 T/m^2$$

$$S_{min} = \frac{N_{ser} + P}{\sigma_{sol}} = \frac{1986}{31.5} = 63.05 m^2$$

$$S_{min} = L \times B \Rightarrow B = S_{min}/L = 63.05/17 = 3.71m \text{ prenons } B = 4m$$

- Vérification

$$S_{min} = \frac{N_{ser} + P}{\sigma_{sol}} \Rightarrow \frac{\sum N_{ser} + P_m}{S_{min}} = \frac{1986}{4 \times 17} = 29.20 T/m^2 < \sigma_{sol} \quad OK$$

Il y'a 8 files de piles simples soit donc une surface totale de semelles égale a :

$$St = 8 \times (4 \times 17) = 544 m^2$$

➤ **Semelle sous file de piles doubles**

$$N_{ser} + P_m = 3407T \text{ (charge la plus défavorable à l'ELU fondamentale)}$$

Faisons l'hypothèse d'une semelle de base $B = 5m$ et vérifions si elle est compatible avec la contrainte σ_{sol} .

- $B=5m$ et $L=17m$ ceci nous conduit vers une semelle filante. D'après le fascicule 62 titre 5 du CCGT on a :
- Vérification

$$S_{min} = \frac{N_{ser} + P}{\sigma_{sol}} \Rightarrow \frac{\Sigma N_{ser} + P_m}{S_{min}} = \frac{3407}{6 \times 17} = 33.40 T/m^2 < \sigma_{sol} \quad OK$$

Il y'a 3 files de piles simples soit donc une surface totale de semelles égale a :

$$St = 3 \times (6 \times 17) = 306 m^2$$

➤ **Semelles sous culées**

$$N_{ser} + P_m = 3523T \text{ (charge la plus défavorable à l'ELU fondamentale)}$$

- $B=6m$ et $L=17m$ ceci nous conduit vers une semelle filante. D'après le fascicule 62 titre 5 du CCGT on a :

$$S_{min} = L \times B \Rightarrow B = S_{min}/L = 107.9/17 = 6.35m \text{ prenons } B = 6.5m$$

- Vérification

$$S_{min} = \frac{N_{ser} + P}{\sigma_{sol}} \Rightarrow \frac{\Sigma N_{ser} + P_m}{S_{min}} = \frac{3523}{6.5 \times 17} = 31.88 T/m^2 < \sigma_{sol} \quad OK$$

Il y'a 2 culées soit donc une surface totale de semelles égale a :

$$St = 2 \times (6.5 \times 17) = 221 m^2$$

- Vérification $S_s \geq \frac{1}{2} St$; avec S_s somme des surfaces des semelles et St surface totale de l'ouvrage

$$S_s = 221m^2 + 306 m^2 + 544 m^2 = 1071 m^2$$

$$St = 200m \times 17 m = 3400m^2 \Rightarrow \frac{1}{2} St = 1700m^2$$

$S_s \leq \frac{1}{2} St$ donc pas besoin de faire un radier général.

Tableau 6 : Récapitulatifs des dimensions des semelles

	B (m)	L (m)	Surface totale (m²)
Piles simples	4	17	554
Piles doubles	6	17	306
Culées	6.5	17	221

En outre on adoptera une hauteur de semelles identique de :

$$h \geq \left(\frac{\sup(B) - b}{4} + 5cm \right) = \left(\frac{6.5m - 0.6m}{4} + 5cm \right) = 1.525m$$

On prendra donc **h = 1.6m**

4. Calcul des tassements

Dans cette partie on va déterminer les tassements (verticaux, suivant z) pour savoir si :

- Ils sont compatibles avec le type d'ouvrage
- Les tassements différentiels ne causeront pas la ruine de l'ouvrage

Pour évaluer le tassement, on va s'appuyer sur la méthode de calcul à partir du pressiomètre Ménard, proposée par le fascicule 62 titre V. Elle est donnée par :

$$s_f = s_d + s_c$$

Avec : $s_c = \frac{(q - \sigma_v) \lambda_c B \alpha}{9 E_c}$ le tassement volumique

$$s_d = \frac{2(q - \sigma_v) B o \left(\frac{\lambda_d B}{B o} \right)^\alpha}{9 E_d}$$
 le tassement déviatorique

q: contrainte verticale appliquée par la fondation

σ_v : contrainte verticale totale avant travaux au niveau de la base de la fondation

λ_c ; λ_d : coefficients de formes

α : coefficient rhéologique dépendant de la nature du sol

B : Largeur de la fondation

Bo : Une dimension de référence égale à 0.60m

Ec ; Ed : modules pressiométriques équivalents dans la zone volumique et dans la zone déviatorique, respectivement.

➤ Tassement des semelles sous piles simples

- q : contrainte verticale appliquée par la fondation = contrainte dues aux charges + contrainte due au poids propre de la fondation

$$q = \frac{1986 + 4 \times 17 \times 2.5 \times 1.2}{17 \times 4} = \frac{2190}{68} = 32.2T/m^2$$

- $\sigma_v = 8.1T/m^2$
- λ_c ; λ_d : coefficients de formes, on se réfère au tableau ci-dessous

$L/B = 17/4 = 4.25$ on a ainsi :

$$\lambda_c = 1.30 + (1.40 - 1.30) \times \frac{4.25 - 3}{5 - 3} = 1.3625$$

$$\lambda_d = 1.78 + (2.14 - 1.78) \times \frac{4.25 - 3}{5 - 3} = 2.005$$

Tableau 7 : Coefficients de forme λ_c et λ_d

L/B	cercle	carré	2	3	5	20
λ_c	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50
λ_d	1,00	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65

- α : coefficient rhéologique

Le sol est supposé surconsolidé, le rapport $E/p_l = 7.3/0.32 = 22.81 > 12$, d'après le tableau ci-dessous, $\alpha = \frac{1}{2}$

Tableau 8 : Coefficient rhéologique α

Type	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Sable et gravier		Type	Roche
	α	E/p_ℓ	α	E/p_ℓ	α	E/p_ℓ	α	E/p_ℓ	α		α
Surconsolidé ou très serré		> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3	Très peu fracturé.....	2/3
Normalement consolidé ou normalement serré	1	9 à 16	2/3	8 à 14	1/2	7 à 12	1/3	6 à 10	1/4	Normal.....	1/2
Sous-consolidé altéré et remanié ou lâche		7 à 9	1/2	5 à 8	1/2	5 à 7	1/3			Très fracturé.....	1/3
										Très altéré.....	2/3

- B = 4m et Bo = 0.60m
- Calcul de Ec et Ed

Le calcul des modules équivalents Ec et Ed est effectué, d'une part en utilisant la distribution de la contrainte verticale sous une fondation souple (contrainte uniforme), d'autre part en considérant que les déformations volumiques sont prépondérantes sous la fondation, jusqu'à la profondeur B/2, pour le calcul de Ec, et que les distorsions ont de l'influence jusqu'à la profondeur de 8B.

Le calcul des modules Ec et Ed se fait de la manière suivante : Ec est pris égal au module E1 mesuré dans la tranche d'épaisseur B/2 située sous la fondation : Ec = E1

Ed est obtenu par l'expression :

$$\frac{4}{Ed} = \frac{1}{E1} + \frac{1}{0.85 \times E2} + \frac{1}{E3,5} + \frac{1}{2.5 \times E6,8} + \frac{1}{2.5 \times E9,16}$$

où Ei,j est la moyenne harmonique des modules mesurés dans les couches situées de la profondeur i B/2 à la profondeur j B/2

$$\bullet \quad s_c = \frac{(q-\sigma_v)\lambda c B \alpha}{9 E_c} = \frac{(32.2 - 8.1) \times 1.36 \times 4 \times 0.5}{9 \times 410} = 35.6 \text{ mm}$$

$$\bullet \quad s_d = \frac{2(q-\sigma_v)B_o(\frac{\lambda dB}{Bo})^\alpha}{9 E_d} = \frac{2(32.2 - 8.1) \times 0.6 \times (\frac{2 \times 4}{0.6})^{1/2}}{9 \times 1015} = 42.3 \text{ mm}$$

$$S = S_c + S_d = 77.89 \text{ mm}$$

Le tassement total pour les semelles sous piles simples est évalué à 77.89mm

➤ Tassement des semelles sous piles doubles

- q : contrainte verticale appliquée par la fondation = contrainte dues aux charges + contrainte due au poids propre de la fondation

$$q = \frac{3407 + 6 \times 17 \times 2.5 \times 1.2}{17 \times 6} = \frac{3713}{59.5} = 36.40 \text{ T/m}^2$$

- $\sigma_v = 8.1 \text{ T/m}^2$
- λ_c ; λ_d : coefficients de formes

$L/B = 17/6 = 2.83$ on a ainsi :

$$\lambda_c = 1.20 + (1.30 - 1.20) \times \frac{3 - 2.83}{3 - 2} = 1.217$$

$$\lambda_d = 1.53 + (1.78 - 1.53) \times \frac{3 - 2.83}{3 - 2} = 1.5725$$

Coefficients de forme λ_c et λ_d

- α : coefficient rhéologique

Le sol est supposé surconsolidé, le rapport $E/p_l = 7.3/0.32 = 22.81 > 12 \Rightarrow \alpha = 1/2$

Coefficient rhéologique α

- $B = 6\text{m}$ et $B_0 = 0.60\text{m}$
- Calcul de E_c et E_d

Le calcul des modules équivalents E_c et E_d est effectué, d'une part en utilisant la distribution de la contrainte verticale sous une fondation souple (contrainte uniforme), d'autre part en considérant que les déformations volumiques sont prépondérantes sous la fondation, jusqu'à la profondeur $B/2$, pour le calcul de E_c , et que les distorsions ont de l'influence jusqu'à la profondeur de $8B$.

Le calcul des modules E_c et E_d se fait de la manière suivante : E_c est pris égal au module E_1 mesuré dans la tranche d'épaisseur $B/2$ située sous la fondation : $E_c = E_1$

E_d est obtenu par l'expression :

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

où $E_{i,j}$ est la moyenne harmonique des modules mesurés dans les couches situées de la profondeur i B/2 à la profondeur j B/2.

$$\bullet \quad s_c = \frac{(q - \sigma_v) \lambda_c B \alpha}{9 E_c} = \frac{(36.4 - 8.1) \times 1.217 \times 6 \times 0.5}{9 \times 760} = 15.10 \text{ mm}$$

$$\bullet \quad s_d = \frac{2(q - \sigma_v) B o \left(\frac{\lambda_d B}{B o}\right)^\alpha}{9 E_d} = \frac{2(58.5 - 5.1) \times 0.6 \times \left(\frac{2.11 \times 6}{0.6}\right)^{2/3}}{9 \times 1434} = 8.38 \text{ mm}$$

$$S = s_c + s_d = 23.5 \text{ mm}$$

Le tassement total pour les semelles sous piles doubles est évalué à 23.5mm

➤ **Tassement des semelles sous culées**

- q : contrainte verticale appliquée par la fondation = contrainte dues aux charges + contrainte due au poids propre de la fondation

$$q = \frac{3523 + 6.5 \times 17 \times 2.5 \times 1.2}{17 \times 6.5} = \frac{3854.5}{110.5} = 34.88 \text{ T/m}^2$$

- $\sigma_v = 8.1 \text{ T/m}^2$
- λ_c ; λ_d : coefficients de formes, on se réfère au tableau ci-dessous

$L/B = 17/6.5 = 2.61$ on a ainsi :

$$\lambda_c = 1.20 + (1.30 - 1.20) \times \frac{3 - 2.61}{3 - 2} = 1.149$$

$$\lambda_d = 1.78 + (1.78 - 1.53) \times \frac{3 - 2.61}{3 - 2} = 1.9025$$

- α : coefficient rhéologique

Le sol est supposé surconsolidé, le rapport $E/p_l = 7.3/0.32 = 22.81 > 12$, d'après le tableau ci-dessous, $\alpha = 1/2$

- $B = 6.5 \text{ m}$ et $B_o = 0.60 \text{ m}$

- Calcul de E_c et E_d

Le calcul des modules équivalents E_c et E_d est effectué, d'une part en utilisant la distribution de la contrainte verticale sous une fondation souple (contrainte uniforme), d'autre part en considérant que les déformations volumiques sont prépondérantes sous la fondation, jusqu'à la profondeur $B/2$, pour le calcul de E_c , et que les distorsions ont de l'influence jusqu'à la profondeur de $8B$.

Le calcul des modules E_c et E_d se fait de la manière suivante : E_c est pris égal au module E_1 mesuré dans la tranche d'épaisseur $B/2$ située sous la fondation : $E_c = E_1$

E_d est obtenu par l'expression :

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

où $E_{i,j}$ est la moyenne harmonique des modules mesurés dans les couches situées de la profondeur i $B/2$ à la profondeur j $B/2$.

- $s_c = \frac{(q - \sigma_v) \lambda c B \alpha}{9 E_c} = \frac{(34.88 - 8.1) \times 1.149 \times 6.5 \times 0.5}{9 \times 1112.5} = 9.98 \text{ mm}$

- $s_d = \frac{2(q - \sigma_v) B o \left(\frac{\lambda d B}{B o} \right)^\alpha}{9 E_d} = \frac{2(34.88 - 8.1) \times 0.6 \times \left(\frac{1.93 \times 6.5}{0.6} \right)^{2/3}}{9 \times 2150} = 7.54 \text{ mm}$

$$S = s_c + s_d = 17.53 \text{ mm}$$

Le tassement total pour les semelles sous piles simples est évalué à 17.53m

Tableau 9 : Récapitulatif des tassements

	s_c (mm)	s_d (mm)	S (mm)
Semelle sous piles simples	35.6	42.3	77.89
Semelles sous piles doubles	15.10	8.38	23.5
Semelles sous culée	9.98	7.54	17.53

➤ Analyse des tassements

Une fois que l'on a déterminé le tassement en un ou plusieurs points d'une fondation, ou que l'on a déterminé un tassement moyen, la question suivante est, évidemment, de savoir si ces tassements sont admissibles pour la structure portée. Tout ingénieur de sols ou de structures sait bien qu'il s'agit d'un problème extrêmement complexe pour des raisons aussi multiples que variées touchant tant au sol qu'à la fondation et à la structure, et pour lequel il n'y a pas de solution générale, ni d'origine théorique, ni d'origine empirique.

Les observations de tassements (S) pour les ponts proposent les limites suivantes :

- Si $s < 50$ mm, alors tassement admissibles ou acceptables ;
- Si $50 \leq s \leq 100$ mm, alors tassement dommageables mais admissibles ;
- Si $s > 100$ mm, alors tassements inadmissibles.

Ces considérations nous permettent de déduire que :

Tableau 10 : Analyse des tassements

	Tassements généraux (mm)	Tassements différentielles (mm)	Appréciations	
			Tassements généraux	Tassements différentielles
Semelles sous piles simples (PS)	77.89	54.39 avec semelle PD 60.36 avec semelle C	Dommageable mais admissible	Non admissibles
Semelles sous piles doubles (PD)	23.5	54.39 avec semelle PS 5.97 avec semelle C	Admissible et acceptable	Non admissibles sauf avec C
Semelle sous culées (C)	17.53	60.36 avec semelle PS 5.97 avec semelle PD	Admissible et acceptable	Non admissibles sauf avec PD

Les semelles sous piles doubles et sous culées tassent de manière admissibles, celles sous piles simples tassent de manière dommageables mais reste cependant admissibles. Ce qui est cependant à craindre sont le tassement différentiel. En effet le tableau ci-dessus nous indique des tassements différentielles ne sont admissibles que dans certains cas, ce qui rend la stabilité non satisfaite. **La solution sur semelles filantes est donc non envisageable.**

Nous tirons donc une conclusion partielle : la solution de fonder les appuis du pont sur des semelles superficielles est donc écartée car les tassements de ceux-ci sont pour la plupart au moins dommageables.

En ce qui concerne la fondation sur radier, elle est exclue du fait de la surface totale de notre ouvrage. En effet la surface projetée est estimée à 3400m² conduirait à une fondation trop massive et par conséquent à une utilisation de béton trop élevée.

CHAPITRE 3. Fondations profondes

1. Définition

Les fondations profondes sont celles qui permettent de reporter les charges dues à l'ouvrage qu'elles supportent 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 supporter ces charges par l'intermédiaire de fondations superficielles. Pour le calcul, les deux types de fondations (profondes et superficielles) se différencient essentiellement par la prise en compte d'un frottement sur les parois latérales de la fondation.

Pour les fondations profondes, le mode de travail et l'interaction avec le sol environnant conduisent à introduire la notion de profondeur critique qu'on peut définir comme le niveau au-dessous duquel, en sol homogène, la résistance sous la base n'augmente plus. Les fondations profondes ont leur base située au-dessous de cette profondeur. Une autre approche consiste à définir une fondation profonde comme celle dont le rapport entre la profondeur d'encastrement D_e et la base B reste supérieure à 5. La définition la plus habituelle est de considérer une fondation profonde celle dont le rapport entre l'encastrement D et la base B est supérieur à 10.

2. Choix du type de fondation

Il existe plusieurs types de fondations profondes :

- les puits : pour un sol d'assise compris entre 3 et 8 m, les puits sont la technique de fondation recommandée. Les puits sont creusés à l'aide d'une pelle mécanique ou d'une benne preneuse, pour le réglage du fond il est nécessaire de procéder à une intervention manuelle. Selon la qualité des sols le blindage peut être prévu, provisoire (bois ou cercle métallique) ou définitifs (viroles en béton)
- les barrettes : ce sont des éléments de parois moulées dans le sol (largeur 0,60 à 1 m, longueur 2 à 6 m), utilisés comme éléments porteurs. Ces éléments peuvent être sécants ou parallèles, de manière à s'adapter à la géométrie de l'ouvrage qu'ils supportent
- les pieux (en béton, acier ou en bois), cette catégorie de fondation profonde est la plus utilisée.

Les barrettes ne permettent pas d'atteindre de grandes profondeurs et l'exécution des puits n'est pas bien maîtrisée dans la région. Les pieux proposent des diamètres importants (jusqu'à 2,50 m, voire plus), une possibilité d'exécuter des éléments de formes diverses résistant à la flexion, une

possibilité de traverser des bancs durs, un contrôle qualitatif des terrains traversés et une adaptation facile de la longueur. **On retient donc pour fonder notre ouvrage la solution des pieux.** Il s'agit maintenant de déterminer le type de pieu que nous allons utiliser.

Ils existent plusieurs types de pieux. Traditionnellement, on classe les pieux :

- soit suivant la nature du matériau constitutif : bois, métal, béton ;
- soit suivant le mode d'introduction dans le sol :
 - ✓ pieux battus, façonnés à l'avance et mis en place, le plus souvent, par battage,
 - ✓ pieux forés, exécutés en place par bétonnage dans un forage, à l'abri ou non d'un tube métallique.

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 dont la mise en place provoque un refoulement du sol ;
- les pieux dont l'exécution se fait après extraction du sol du forage et qui, de ce fait, ne provoquent pas de refoulement du sol ;
- certains pieux particuliers dont le comportement est intermédiaire

Le choix du type de pieu dépend :

- De la nature des couches de terrain rencontrées
- Des surcharges et des efforts à reprendre
- De la technicité de l'entreprise
- De l'environnement du chantier

L'ouvrage sera construit en site urbain de ce fait les pieux battus ne sont pas adaptés car ils causeraient trop de gêne pour les habitations environnantes. Le battage aura en outre pour conséquence une fragilisation des fondations des bâtiments voisins. Les sondages carottés montrent une formation de schiste à partir de 16m de profondeur le battage deviendrait par conséquent délicat à partir de cette profondeur. La technicité de l'entreprise est aussi à prendre en compte et elle suggère que la technique des pieux forés est la mieux maîtrisée.

En conclusion on décide de fonder notre ouvrage sur des pieux forés à boue. Il s'agit maintenant de déterminer le diamètre ϕ du pieu et sa longueur L nécessaire pour reprendre les efforts transmis par la structure.

3. Etude d'un pieu isolé

L'étude d'un pieu isolé va nous permettre de déterminer ses caractéristiques géométriques, sa portance et son tassement sous l'effet des charges apportées par le pont.

a. Détermination du diamètre ϕ et de la longueur L

Le diamètre et la longueur du pieu sont les éléments géométriques qui le caractérisent. Pour déterminer ces paramètres, on considère les efforts en tête de pieux qui sont données par le tableau suivant :

Tableau 11 : Charges en tête de pieu

Combinaisons	V(T)
Combinaison quasi-permanente	226
Combinaison rare	300
Combinaison fondamentale	404

- Hypothèse : Le substratum se trouve à une profondeur de 16m, on va donc considérer un pieu de $\phi=800\text{mm}$ et encastré dans les premières couches du substratum. On suppose en outre que le frottement négatif est négligé (on en tiendra compte dans la vérification aux états limites)
- La procédure consiste à vérifier si l'hypothèse permet d'avoir des portances qui satisfont aux conditions imposées par les efforts en tête de pieux ci-dessus.

On va successivement déterminer la charge limite de pointe et la charge limite par frottement latéral. Ces deux valeurs seront combinées pour obtenir les différentes possibilités d'occurrence (combinaisons d'action fondamentale, rare et quasi-permanente). Tous les calculs seront faits en conformité avec les prescriptions du fascicule 62 titre 5.

i. Détermination de la charge limite de pointe

La charge limite de pointe est la charge maximale mobilisable à la base du pieu. Dans le cas d'un essai pressiométrique de Ménard, cette charge est donnée par :

$$Q_p = A K_p p_{le}^*$$

- A : section de pointe, $A = \pi r^2 = 3.14 \times 0.4^2 = 0.5024\text{m}^2$

- K_p : facteur de portance. C'est un coefficient qui est donné par le tableau suivant :

Tableau 12 : Valeurs du facteur de portance K_p

Nature des terrains		Éléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Éléments mis en œuvre avec refoulement du sol
Argiles. Limons	A	1,1	1,4
	B	1,2	1,5
	C	1,3	1,6
Sables. Graves	A	1,0	4,2
	B	1,1	3,7
	C	1,2	3,2
Craies	A	1,1	1,6
	B	1,4	2,2
	C	1,8	2,6
Marnes. Marno-calcaires		1,8	2,6
Roches altérées (1)		1,1 à 1,8	1,8 à 3,2
(1) La valeur de k_p pour ces formations est prise égale à celle de la formation meuble du tableau à laquelle le matériau concerné s'apparente le plus. Le calcul proposé ici n'affranchit, en aucun cas, d'avoir recours aux méthodes spécifiques de la mécanique des roches.			

Pour les éléments mis en œuvre sans refoulement du sol (pieu foré à boue) dans une roche altérée on a : $1.1 \leq K_p \leq 1.8$. Prenons $K_p = 1.1$

- P_{le}^* : C'est une pression *moyenne* autour de la base du pieu. Elle est déterminée de la manière suivante

$$P_{le}^* = \frac{1}{3a+b} \int_{D-b}^{D+3a} Pl(z) dz$$

Avec : $\begin{cases} a = B/2 \text{ si } B > 1 \text{ m} \\ a = 0.5 \text{ m si } B < 1 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow a = 0.5 \text{ m}$

$b = \min(a ; h)$ où h est la hauteur de l'élément de fondation dans la couche porteuse.

$h \geq 3\phi = 3 \times 0.8 = 2.4 \text{ m}$ on prendra $h = 3 \text{ m}$

$b = \min(a ; h) = (0.5 ; 3) = 0.5 \text{ m}$

D : hauteur d'encastrement ; $D = 16 + h = 16 + 3 = 19 \text{ m}$

$$P_{le}^* = \frac{1}{3 \times 0.5 + 0.5} \int_{19-0.5}^{19+3 \times 0.5} Pl(z) dz = \frac{1}{2} \int_{18.5}^{20.5} Pl(z) dz = \frac{1}{2} \sum_{18.5}^{20.5} Pl(z) = 0.5 (pl(19) + pl(20))$$

$$P_{le}^* = 0.5 (2.28 + 3.26) = 2.77 \text{ MPa}$$

On a donc $Q_p = 0.5024 \times 1.1 \times 277 = 1530.81 \text{ kN}$

$$Q_p = 153.08 \text{ Tonnes}$$

ii. Détermination de la charge limite par frottement latéral

L'effort total limite mobilisable par frottement latéral sur toute la hauteur h concernée du fût du pieu est calculé par l'expression suivante :

$$Q_s = P \int_0^h q_s(z) dz$$

- P périmètre du pieu : $P = 2\pi r = 2 \times 3.14 \times 0.4 = 2.512 \text{ m}$
- h : hauteur sur laquelle s'exerce le frottement latéral diminuée de la hauteur sur laquelle s'exerce le frottement négatif ($9 \leq h \leq 19$)
- q_s frottement latéral unitaire limite. La détermination de q_s dépend de la nature du sol, du type de pieu et de la pression limite nette p_l^* . Le type de pieu étant de type foré avec boue on utilisera la courbe Q_1 pour le sable lâche, Q_2 pour le sable moyennement compact et le schiste (roche altérée). Les graphes ci-dessous nous donnent le frottement latéral unitaire limite selon la courbe utilisée.

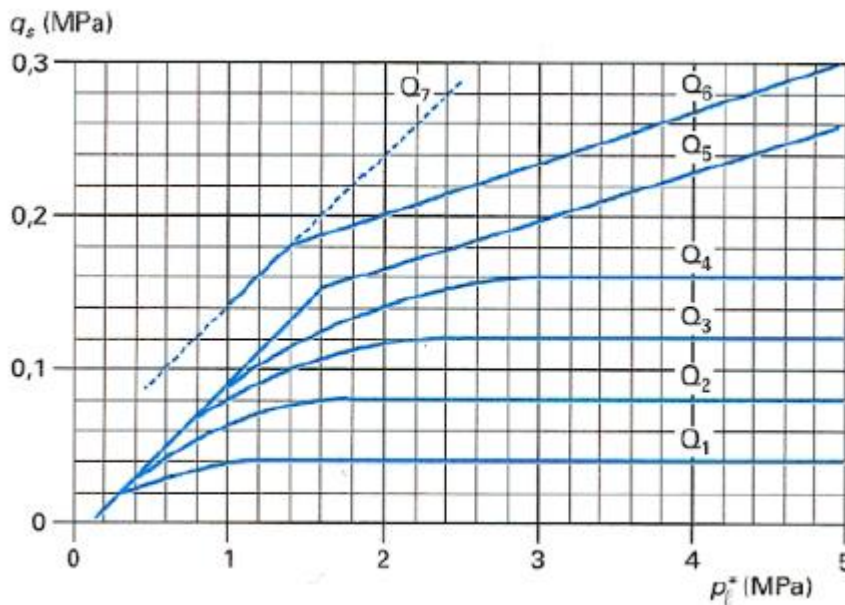


Figure 2 : Frottement unitaire

Par ailleurs le fascicule 62 titre 5 nous donne les expressions analytiques permettant de déterminer les valeurs de q_s en fonction de p_l^* . Ainsi on a pour les courbes Q_1 et Q_2 :

- $q_s = q_{sn} \frac{p_l}{p_n} \left(2 - \frac{p_l}{p_n} \right)$ pour $\frac{p_l}{p_n} \leq 1$
- $q_s = q_{sn}$ pour $\frac{p_l}{p_n} \geq 1$

Avec : $q_{sn} = 0.04n$; $p_n = (1 + 0.5n)$ et n numéro de la courbe.

Ainsi on a les valeurs suivantes de q_s en fonction de p_1^* :

Tableau 13 : Frottement unitaire en fonction de z

z(m)	P*I(MPa)	Type de sol	Courbe utilisée	Pn(MPa)	qsn(MPa)	qs (MPa)
9	1,23	sable moyennement compact	Q2	2	0,08	0,07
10	1,32	sable moyennement compact	Q2	2	0,08	0,07
11	1,13	sable moyennement compact	Q2	2	0,08	0,06
12	1,26	sable moyennement compact	Q2	2	0,08	0,07
13	1,31	sable moyennement compact	Q2	2	0,08	0,07
14	4,82	sable limoneux	Q2	2	0,08	0,08
15	2,58	sable limoneux	Q2	2	0,08	0,08
16	3,05	sable limoneux	Q2	2	0,08	0,08
17	2,92	Schiste (roche altérée)	Q2	2	0,08	0,08
18	3,44	Schiste (roche altérée)	Q2	2	0,08	0,08
19	3,09	Schiste (roche altérée)	Q2	2	0,08	0,08

Ainsi on peut calculer Calcul de la charge limite de frottement latéral Q_s :

$$Q_s = P \times \int_9^{19} q_s(z) dz = 2.512 \times \int_9^{19} q_s(z) dz = 2.512 \times \sum_9^{19} q_s(z) \cdot z = 2.512 \times 0.82 = 2.06 \text{ MPa}$$

$Q_s = 206 \text{ Tonnes}$

iii. Calcul de la capacité portante

Le calcul de q_s et q_p étant faits, il reste plus qu'à les combiner pour obtenir la capacité portante selon les cas de combinaison.

- ELU fondamentale : $Q = \frac{Q_p + Q_s}{1.4} = \frac{153.08 + 206}{1.4} = 256.49 \text{ Tonnes}$
- ELS rare : $Q = \frac{0.5Q_p + 0.7Q_s}{1.1} = \frac{0.5 \times 153.08 + 0.7 \times 206}{1.1} = 200.67 \text{ tonnes}$
- ELS quasi-permanente : $Q = \frac{0.5Q_p + 0.7Q_s}{1.4} = \frac{0.5 \times 153.08 + 0.7 \times 206}{1.4} = 157.67 \text{ Tonnes}$

On compare maintenant les capacités portantes avec les efforts en tête de pieux :

Tableau 14 : Bilan charges

	Capacité portante(T)	Efforts à reprendre(T)	Conclusions
ELU fondamentale	256.49	404	Non vérifiée
ELS rare	200.67	300	Non vérifiée
ELS quasi-permanente	157.67	226	Non vérifiée

Conclusion partielle : les efforts en tête de pieux ne sont pas repris. Les dimensions des pieux seront alors ajustées pour avoir la capacité portante suffisante.

iv. Déterminations des dimensions optimales

Dans cette section on va jouer sur les dimensions du pieu (ϕ et L) qui donnent les portances suffisantes. Dans le tableau ci-dessous on récapitule pour des diamètres et encastremements différents des capacités portantes pour les différentes combinaisons de charges :

Tableau 15 : Largeur et longueur

B (m)	L (m)	Qs (T)	Qp (T)	Q (ELU fondamentale)	Q (ELS rare)	Q (ELS quasi-permanente)
0,8	19	206	153,08	256,49	200,67	157,67
0,8	25	326	181,27	362,34	289,85	227,74
1	19	254,48	239,2	354,77	272,59	214,16
1	25	408,2	283,23	493,88	388,5	303,25

Le tableau ci-dessus montre que pour le pieu de diamètre $\varphi = 1\text{m}$ et encastré à $D = 25\text{m}$ satisfait aux conditions imposées par les efforts en tête de pieu.

Une petite vérification sera menée pour conclure que les dimensions seront adoptées. Il s'agit en fait de tenir compte du frottement négatif qui a été négligé en premier lieu.

v. Evaluation du frottement négatif maximal

i. Définitions

Le frottement négatif se manifeste lorsque le terrain traversé par le pieu est le siège d'un tassement ou lorsqu'une couche du sol prend appui sur le pieu et charge celui-ci. Ceci se produit dans trois cas principaux :

- lors du rabattement d'une nappe phréatique,
- en raison de la surcharge de couches très compressibles par des remblais,
- pendant la consolidation du sol.

La charge ainsi ajoutée peut être grande. Le sol s'enfonce par rapport au pieu et non l'inverse comme c'est le cas dans des conditions courantes de sollicitations des pieux. S'il y a déplacement, il se produit alors un frottement au contact sol-pieu (voir figure ci-dessous). Il se développe donc un frottement latéral dirigé vers le bas qui provoque un effort de compression dans le pieu. Les déplacements verticaux du sol (tassements) sont maximaux à la partie supérieure et diminuent avec la profondeur (Tassement $T-T' > A-A'$). Arrive ensuite un point où **le tassement du sol est inférieur ou égal à l'enfoncement du pieu** sous l'effet de la charge qu'il supporte. Le point situé à cette profondeur est appelé *point neutre N* (figure ci-dessous).

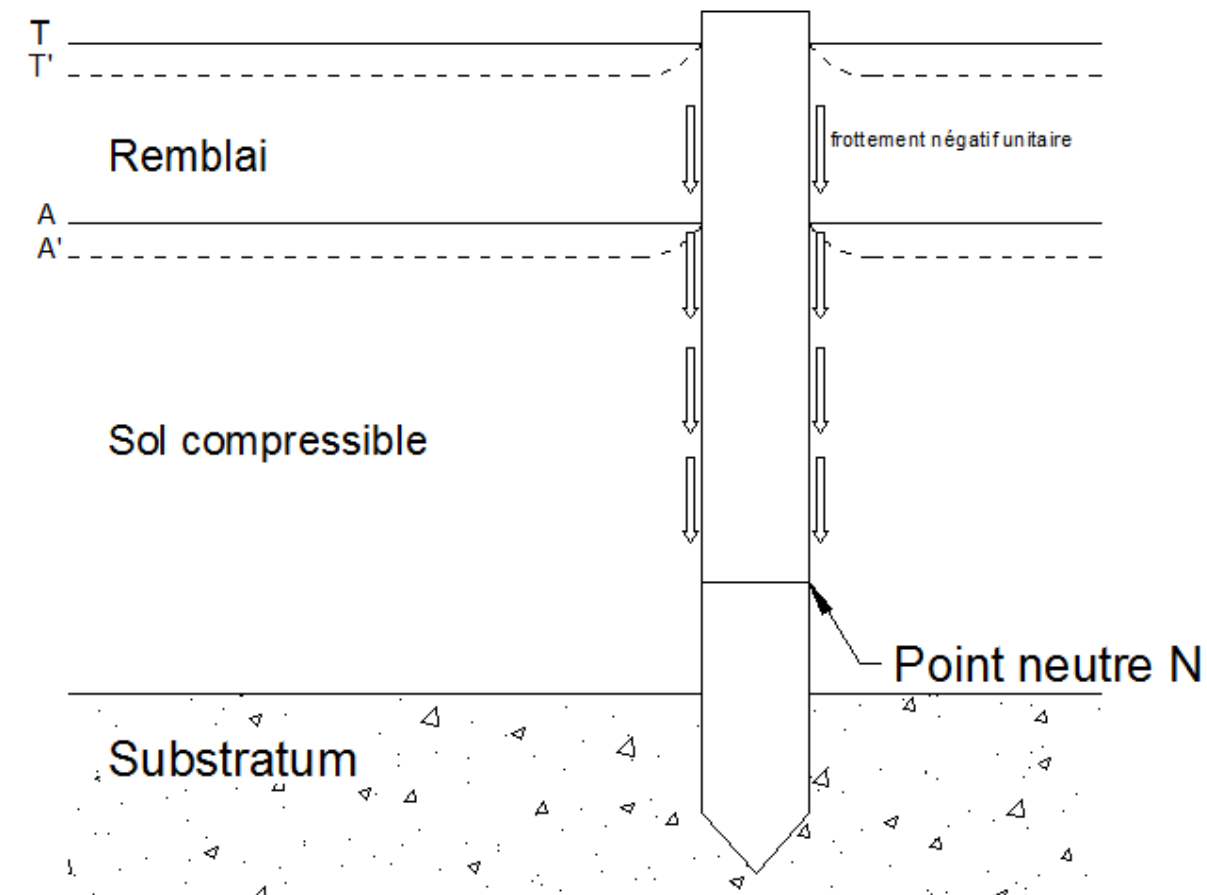


Figure 3 : Phénomène illustrant le frottement négatif

ii. Frottement négatif unitaire

La détermination de l'intensité du frottement négatif est extrêmement difficile, même pour un pieu isolé. Pour leur évaluation, il existe certains principes de base à suivre:

- Sauf cas particuliers (liquéfaction des sols), le frottement négatif est un phénomène lent, puisqu'il ne peut se développer qu'au fur et à mesure de la consolidation des couches compressibles. Les caractéristiques mécaniques à prendre en compte sont donc les caractéristiques effectives ϕ' et c' .
- au-delà du point neutre N, le frottement négatif n'existe plus.
- si le pieu traverse un remblai surchargeant le sol, le frottement négatif s'exerce sur toute l'épaisseur du remblai et sur la couche compressible jusqu'en N.

Le frottement négatif unitaire f_n est donné par la formule ci-après:

$$f_n(z) = K \sigma_v'(z) \tan \delta$$

- $\sigma_v'(z)$ étant la contrainte effective verticale à une profondeur quelconque z et à proximité immédiate du fût du pieu,

- K le coefficient de pression des terres au contact sol/pieu
- δ l'angle de frottement sol/pieu qui dépend du type de pieu et de la nature du sol.

iii. Valeur maximale du frottement négatif

Suivant l'hypothèse la plus simple, on admettra que la contrainte verticale $\sigma'_v(z)$ correspond au poids des terres et à la surcharge à la profondeur considérée. Le frottement négatif total F_n sur le pieu s'obtient alors par intégration de la formule précédente de f_n depuis la partie supérieure du pieu jusqu'à la profondeur du point neutre. Cette méthode conduit généralement à une surestimation du frottement négatif parce que *l'effet d'accrochage* n'est pas pris en compte. L'estimation du frottement négatif ainsi obtenue correspond donc à une valeur maximale.

$$F_n = P \int_0^{h+H} K \cdot \sigma'_v(z) \cdot \tan \delta \cdot dz$$

(h : hauteur éventuelle du remblai, H : hauteur de la couche compressible au-dessus du point neutre N).

iv. Phénomène d'accrochage

A une distance ρ de l'axe du pieu (voir **figure** ci-dessous), l'effet d'accrochage ne se fait plus sentir et la contrainte verticale à la profondeur z désignée par $\sigma'_1(z)$ correspond au poids des terres et des surcharges. A une distance r comprise entre le rayon du pieu R et ρ , l'effet d'accrochage réduit la valeur de la contrainte verticale; soit $\sigma'_v(z, r)$ cette contrainte. A la distance R correspondant au fût du pieu, la contrainte réduite est toujours désignée par $\sigma'_v(z)$. Ce mécanisme a été étudié par O. Combarieu, en considérant un pieu circulaire de rayon R , l'équilibre des forces impose que:

$$F_n(z) + 2\pi \int_R^\rho \sigma'_v(z, r) \cdot r \cdot dr = \pi(\rho^2 - R^2) \cdot \sigma'_1(z)$$

La valeur de $\sigma'_v(z, r)$ est donnée par :

$$\sigma'_v(z, r) - \sigma'_v(z) = [\sigma'_1(z) - \sigma'_v(z)] [1 - e^{-\lambda \frac{r-R}{R}}]$$

λ est un coefficient caractérisant l'amplitude de l'accrochage du sol autour de la fondation; il prend les valeurs suivantes:

- $\lambda = \frac{1}{0.5 + 25K \cdot \tan \delta}$ si $K \cdot \tan \delta \leq 0.150$
- $\lambda = 0.385 - K \cdot \tan \delta$ si $0.150 \leq K \cdot \tan \delta \leq 0.385$
- $\lambda = 0$ si $K \cdot \tan \delta > 0.385$

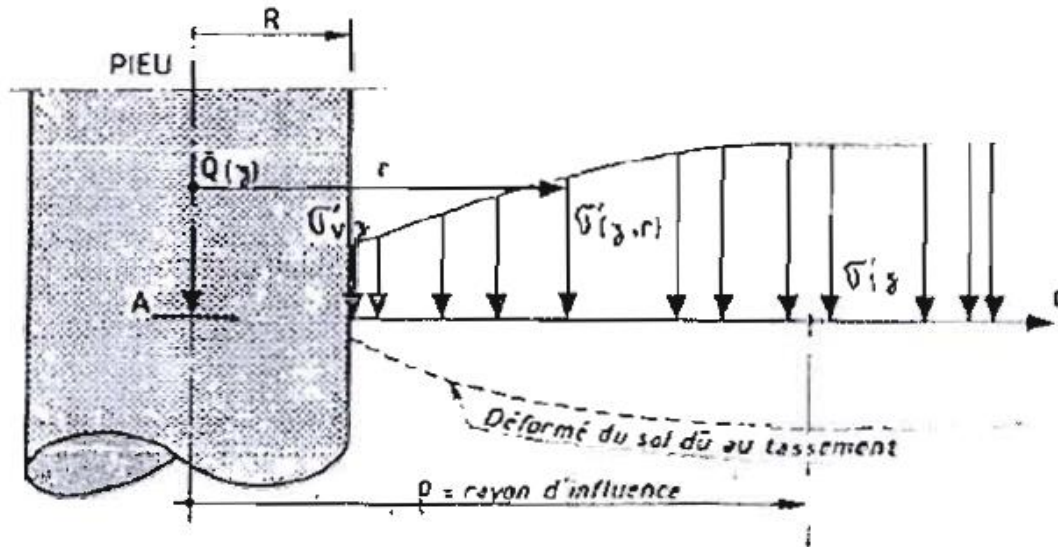


Figure 4 : Effet d'accrochage

Le calcul consiste donc à déterminer la valeur de $\sigma_v'(z)$. Il s'effectue en découpant le sol en tranches horizontales et en effectuant le calcul successivement pour chaque tranche de haut en bas. Soit $\sigma_v'(z_i)$ la contrainte verticale au contact du fût du pieu au sommet de la tranche i d'épaisseur Δz_i ; la valeur de $\sigma_v'(z_{i+1})$ est donnée par les formules suivantes:

$$\mu(\lambda) = \frac{\lambda^2}{1+\lambda} \text{ et } L_o = \frac{R}{\mu(\lambda).K.tan\delta}$$

$$\text{Si } \mu(\lambda) \neq 0 \quad \sigma_v'(z_{i+1}) = \sigma_v'(z_i) + [L_o \frac{d\sigma_v'}{dz} - \sigma_v'(z_i)] \cdot [1 - e^{-\Delta z_i L_o}]$$

$$\text{Si } \mu(\lambda)=0 \quad \sigma_v'(z_{i+1}) = \sigma_v'(z_i) + \Delta z_i \cdot \frac{d\sigma'1}{dz}$$

v. Calcul de Fn

Pour avoir une valeur aussi précise que possible, le calcul du frottement négatif va se faire en tenant compte du phénomène d'accrochage. Pour se faire, nous découpons la couche par tranches de 1m pour évaluer les valeurs de $\sigma_v'(z_i)$. La « fonction arrêt » va correspondre à : i tel que $\sigma_v'(z_i) > \sigma_{v0}'(z)$.

Pour les sables lâche et limoneux, la valeur de $K.\tan\delta$ est prise à 0.45, elle est de 0.5 pour le sable moyennement compact. Cette donnée de $K.\tan\delta$ nous conduit à une valeur nulle de λ ($\lambda=0$ pour

$K \cdot \tan \delta > 0.385 \Rightarrow \mu(\lambda) = \frac{\lambda^2}{1+\lambda} = 0$). L'expression à utiliser est donc :

$\sigma_v'(z_{i+1}) = \sigma_v'(z_i) + \Delta z_i \cdot \frac{d\sigma'1}{dz}$. Les valeurs de $\sigma_v'(z_i)$ sont confinées dans le tableau suivant :

Tableau 16 : Calcul de contraintes dans le sol

z(m)	Type de sol	K.tanδ	γ	$\sigma_1'(z)$	$d\sigma'1/dz$	Δz_i	$\sigma_v'(z_i)$
0	sable lâche	0,45	2,47	0	2,47	1	0
1	sable lâche	0,45	2,47	2,47	2,47	1	2,47
2	sable lâche	0,45	2,47	4,94	2,47	1	4,94
3	sable lâche	0,45	2,47	7,41	2,47	1	7,41
4	sable lâche	0,45	2,47	9,88	2,47	1	9,88
5	sable moyennement compact	0,5	2,47	12,35	2,47	1	12,35
6	sable moyennement compact	0,5	2,47	14,82	2,47	1	14,82
7	sable moyennement compact	0,5	2,47	17,29	2,47	1	17,29
8	sable moyennement compact	0,5	2,47	19,76	2,47	1	19,76
9	sable moyennement compact	0,5	2,47	22,23	0,97	1	20,73

Les valeurs de γ considérées sont celles du SC2.

On remarque qu'à la profondeur z=9m, la valeur de $\sigma_v'(z_i) = 20.73 < 22.23 = \sigma_1'(z)$. Donc le point neutre se trouve à 9m de profondeur après quoi il n'y a plus effet de frottement négatif ou du moins ses effets seront très négligeables comparativement à la capacité portante du pieu.

$$F_n = P \int_0^{h+H} K \cdot \sigma'v(z) \cdot \tan\delta \cdot dz = P \int_0^9 K \cdot \sigma'v(z) \cdot \tan\delta \cdot dz = 3.14 \sum_0^9 K \sigma'v(z) \cdot \tan\delta \cdot h_i = 3.14 \times (0.45 \times (0 + 2.47 + 4.94 + 7.41 + 9.88) + 0.5(12.35 + 14.82 + 17.29 + 19.76 + 20.73)) = 168.3T$$

$F_n = Gsf = 168.3 \text{ Tonnes}$

Vérification des combinaisons d'actions

- ELU fondamentale : $Q = \frac{Q_p + (Q_s - G_{sf})}{1.4} = \frac{283.23 + (408.2 - 168.3)}{1.4} = 373.66 \text{ T}$
- ELS rare : $Q = \frac{0.5Q_p + 0.7(Q_s - G_{sf})}{1.1} = \frac{0.5 \times 283.23 + 0.7 \times (408.2 - 168.3)}{1.1} = 281.4 \text{ T}$
- ELS quasi-permanente : $Q = \frac{0.5Q_p + 0.7(Q_s - G_{sf})}{1.4} = \frac{0.5 \times 283.23 + 0.7 \times (408.2 - 168.3)}{1.4} = 221.1 \text{ T}$

Tableau 17 : Récapitulatif efforts

	Capacité portante(T)	Efforts à reprendre(T)	Conclusions
ELU fondamentale	373.66	404	Non vérifiée
ELS rare	281.4	300	Non vérifiée
ELS quasi-permanente	221.1	226	Non vérifiée

On voit bien qu'en tenant compte du frottement négatif le pieu de diamètre 1m encastré à 25m ne satisfait pas aux conditions sus mentionnées. On va donc augmenter l'encastrement de 3m et vérifier si les conditions sont vérifiées.

Pour un pieu de $\phi = 1\text{m}$ et d'encastrement $D = 28\text{m}$ les calculs (voir Annexe1) nous donnent

Tableau 18 : Récapitulatifs pieu adapté

B (m)	D (m)	Qs (T)	Qp (T)	Q (ELU fondamentale)	Q (ELS rare)	Q (ELS quasi-permanente)
1	28	483,56	299,2	438,9	336,62	264,49

Toutes les conditions sont vérifiées en tenant compte des effets du frottement négatif.

En conclusion on adopte un pieu de section circulaire de diamètre B=1000mm et qui sera encastré à D=28m

Il reste maintenant à vérifier si les tassements du pieu sont admissibles puis on va étudier le comportement des groupes de pieux sur lesquels sera fondée la structure.

vi. Calcul du tassement d'un pieu isolé

Le tassement d'un pieu isolé sous les charges usuelles (combinaisons quasi permanentes, ou même rares) est en général faible et ne constitue pas un paramètre de calcul déterminant pour la plupart des structures de génie civil.

L'interprétation des résultats de l'ensemble des essais de chargement en vraie grandeur effectués par les Laboratoires des Ponts et Chaussées montre que le tassement en tête des pieux n'excède que très rarement le centimètre, sous une charge de référence égale à $0,7Q_c$ et ce, pour une gamme de pieux dont la longueur de fiche varie de 6 à 45 m et dont le diamètre B est compris entre 0,30 et 1,50 m. Ces résultats permettent de proposer les règles simples suivantes pour estimer, dans les cas courants, le tassement sous la charge de référence $0,7Q_c$

Pour les pieux forés : $S_{ref} = 0,006 B$ (avec des valeurs extrêmes de 0,003 et 0,010B) ;

$$\text{On a : } Q_c = \frac{Q_P}{2} + \frac{Q_S}{1.5} = \frac{299.2}{2} + \frac{315.29}{1.5} = 359.79T \Rightarrow 0.7Q_c = 0.7 \times 359.79 = 251.86T$$

$$S_{ref} = 0.006 \times 1000 = 6 \text{ mm}$$

Ces tassements sont admissibles car inférieurs à 50mm.

Une méthode plus rigoureuse due à Maurice CASSAN sous les hypothèses d'une charge unitaire sur un sol homogène de module pressiométrique E_M estime le tassement d'un pieu isolé à :

$$S_1 = \frac{4}{\pi} \frac{1}{B} \frac{1 + \frac{\lambda}{aBEb} \operatorname{th}(aD)}{\lambda BEb \operatorname{th}(aD)} ;$$

Avec

B diamètre du pieu (= 100cm)

E_b est le module d'élasticité du béton: $E_b = 14000 \text{ MPa} = 140000 \text{ bars}$

$\lambda = 4.5 E_M$ (en bars): $\lambda = 4.5 \times 468 = 2106 \text{ bars}$;

$$a = \frac{4}{B} \times \frac{4.17 \times 10^{-3} E_M}{E_b} = \frac{4}{100} \times \frac{4.17 \times 10^{-3} \times 468}{140000} = 1.39397 \cdot 10^{-5} \text{ cm}^{-1}$$

D est la fiche du pieu $D = 2800 \text{ cm}$

$$S_1 = \frac{4}{\pi} \frac{1}{100} \frac{1 + \frac{2106}{1.39397 \cdot 10^{-5} \times 100 \times 140000} \operatorname{th}(1.39397 \cdot 10^{-5} \times 2800)}{1.39397 \cdot 10^{-5} \times 100 \times 140000 \operatorname{th}(1.39397 \cdot 10^{-5} \times 2800)} = 0.0033 \text{ cm} ;$$

Pour une charge (reprise par le pieu) de 404T on a :

$$S = 0.0033 \times 4040N = 13.4mm$$

Ces tassements sont admissibles car inférieurs à 50mm.

4. Comportement des groupes de pieux

Le comportement d'un pieu isolé sert de référence pour les études des groupes de pieux. En effet lors de la réalisation des fondations, on exécute un groupe de pieux répartis de manière judicieuse pour assurer la reprise et la transmission des charges au sol. Il est donc nécessaire d'analyser le comportement de groupes de pieux soumis aux actions de la structure. Dans un groupe, le pieu a un comportement différent que lorsqu'il est isolé. La force portante sous sollicitations axiales, le tassement, les réactions latérales, les poussées latérales du sol et le frottement négatif sont autant de paramètres à recalculés lorsque le pieu est dans un groupe. Deux causes différentes sont à l'origine de ces effets de groupe :

- la mise en place d'un ensemble de pieux crée un remaniement du sol qui est différent de celui qui est produit par la mise en place d'un pieu isolé. La réaction du sol, sous et autour du pieu, est modifiée ;
- la charge appliquée sur un pieu a une influence, en termes d'efforts et de déplacements, sur le comportement des pieux voisins.

Cette influence peut être chiffrée par des méthodes rationnelles telles que la méthode des éléments finis mais aussi par des méthodes théoriques ou semi-empiriques.

a. Modifications du comportement d'un pieu par effet de groupe

Les pieux sont, dans la pratique, presque toujours battus ou forés par groupe. Il convient donc d'étudier l'influence de ce voisinage sur la force portante de chaque pieu du groupe et le tassement de l'ensemble. Lorsque les pieux sont rapprochés, il ne suffit pas de vérifier la résistance d'un pieu considéré comme isolé. En effet, il arrive que la charge limite globale Q_g du groupe de n pieux soit inférieure à la somme des charges limites des pieux du groupe Q_i , considérés comme isolés. Dès que l'entraxe de deux pieux est inférieur à un dixième de leur longueur, la capacité portante de chacun des pieux est diminuée. Cet abaissement de la capacité dépend de la taille de chaque pieu, de la forme du groupement ainsi que de la nature du terrain. Cette perte de résistance peut s'évaluer à l'aide de plusieurs méthodes.

Le coefficient d'efficacité C_e est un coefficient correcteur qui s'applique à la force portante du pieu isolé et permet d'évaluer la force portante de l'un des pieux du groupe. Il se définit comme suit :

$$C_e = \frac{Qg}{\sum Ql} = \frac{Qg}{n \cdot Ql}$$

Ce coefficient est cependant donné par plusieurs formules dont celle de Converse Labarre qui stipule que :

$$C_e = 1 - \frac{2 \arctg\left(\frac{B}{S}\right)}{\pi} \left(2 - \frac{1}{n} - \frac{1}{m}\right) = 1 - \arctg\left(\frac{B}{S}\right) \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn}$$

Avec B diamètre du pieu (1m)

S entre-axe (4m)

n et m le nombre de ligne et de colonnes dans le groupe

Arctg (B/S) et π sont pris en degrés

Pour les valeurs de n et m, selon que les pieux vont supporter des piles doubles ou simples nous auront deux configurations possible :

- Pour les pieux sous culées et sous files de semelles doubles, on prévoit douze pieux répartis selon la configuration 1 ci-dessous (voir figure ci-dessous). Dans ce cas on a $m = 6$ et $n = 2$ (Voir Annexe 4 pour la détermination du nombre de lignes et de colonnes)

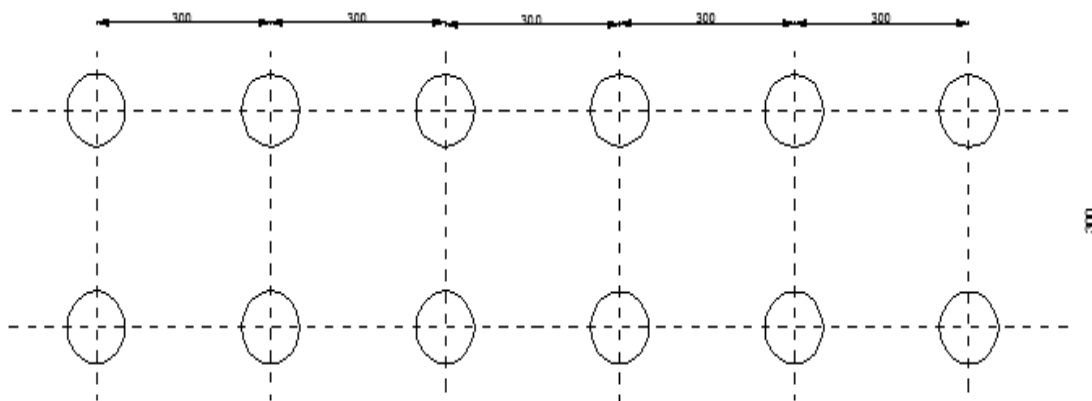


Figure 5 : Groupe de pieux sous piles doubles (configuration 1)

Pour la configuration 2, s'agissant des pieux sous file de piles simples on prévoit la configuration ci-dessous qui a été justifiée à l'Annexe 4, où $m = 6$ et $n = 1$.

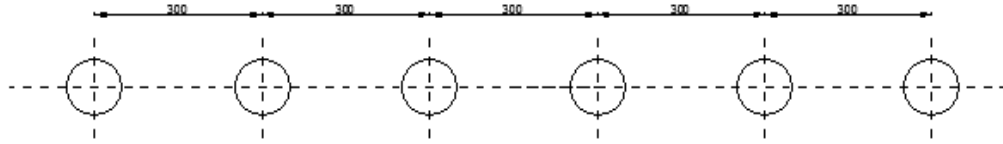


Figure 6 : Groupe de pieux sous piles simples (configuration2)

Le calcul de C_e donne :

- Configuration 1 : $C_e = 1 - \arctg\left(\frac{B}{S}\right) \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} =$
 $= 1 - \arctg\left(\frac{1}{3}\right) \frac{(2-1)6 + (6-1)2}{90 \times 2 \times 6} = 1 - 0.273 = 0.727$
 $C_e = 72.7\%$
- Configuration 2 : $C_e = 1 - \arctg\left(\frac{B}{S}\right) \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} =$
 $= 1 - \arctg\left(\frac{1}{3}\right) \frac{(1-1)6 + (6-1)1}{90 \times 1 \times 6} = 1 - 0.17 = 0.83$
 $C_e = 83\%$

Remarque : Ces valeurs sont des valeurs moyennes. En effet la « règle de Feld » par exemple dit que la capacité portante d'un pieu isolé est diminuée d'autant de fois (1/16) de sa valeur qu'il a de pieux voisins. Ainsi dans la configuration 2 par exemple, Les pieu extrémité travail à 1-1/16 c'est-à-dire à 93.75% alors que ceux du milieu travaillent à 1-2/16 soit 87.5%. Cependant on va considérer la valeur de 83% de Converse qui est plus sécuritaire.

On peut déduire des valeurs de C_e la capacité portante du groupe de pieux. Pour rappel, on a : C_e

$$= \frac{Q_g}{\sum Q_l} = \frac{Q_g}{n \cdot Q_l} \text{ soit } Q_g = C_e \cdot n \cdot Q_l. \text{ Ainsi selon les cas de chargement on a :}$$

- ELU fondamentale : (1) $Q_g = 0.72 \times 440 \times 12 = 3801.6$ Tonnes
 (2) $Q_g = 0.83 \times 440 \times 6 = 2191.2$ Tonnes
- ELS rare : (1) $Q_g = 0.72 \times 337 \times 12 = 2911.68$ Tonnes
 (2) $Q_g = 0.83 \times 337 \times 6 = 1455.84$ Tonnes
- ELS quasi-permanente : (1) $Q_g = 0.72 \times 265 \times 12 = 2224.8$ Tonnes
 (2) $Q_g = 0.83 \times 265 \times 6 = 1319.7$ Tonnes

(1) et (2) correspondent respectivement aux configurations 1 et 2

b. Calcul du tassement du groupe de pieux

Le tassement d'un groupe de pieux peut être déterminé par la « méthode classique ». Cette méthode se base sur l'hypothèse d'un comportement élastique du sol et sur le fait que la semelle de liaison ne surcharge pas le sol.

Si $s_{(1)}$ est le tassement du pieu isolé sous charge unitaire et Q la charge sur chaque pieu, le tassement du groupe est :

$$S_g = s_{(1)} Q (1 + \sum_{j=2}^N \alpha_j) = s_{isolé} (1 + \sum_{j=2}^N \alpha_j)$$

α_j : coefficient d'interaction pour l'espacement S_j

La détermination de ce tassement se résume donc à trouver les différents coefficients d'interaction. Ce coefficient dépend de :

- Position de la base des pieux, dans notre cas les pieux sont sur un substratum rigide ;
- De la rigidité relative sol-pieu $K=K_p/K_s$, K_p et K_s sont respectivement les modules d'élasticité des pieux et du sol.

$$K_p = \frac{E}{3(1-2\nu)} = \frac{21000MPa}{3(1-2*0.2)} = 11666.67MPa$$

$$K_s = \frac{E}{3(1-2\nu)} = \frac{170MPa}{3(1-2*0.45)} = 566.67MPa$$

$$K = K_p/K_s = 20.6$$

- Du rapport B/S entre le diamètre et l'espacement des pieux
- Du rapport D/B et du coefficient de poisson ν .

L'abaque ci-dessous nous donne approximativement les valeurs de coefficient d'interaction pour l'espacement S_j

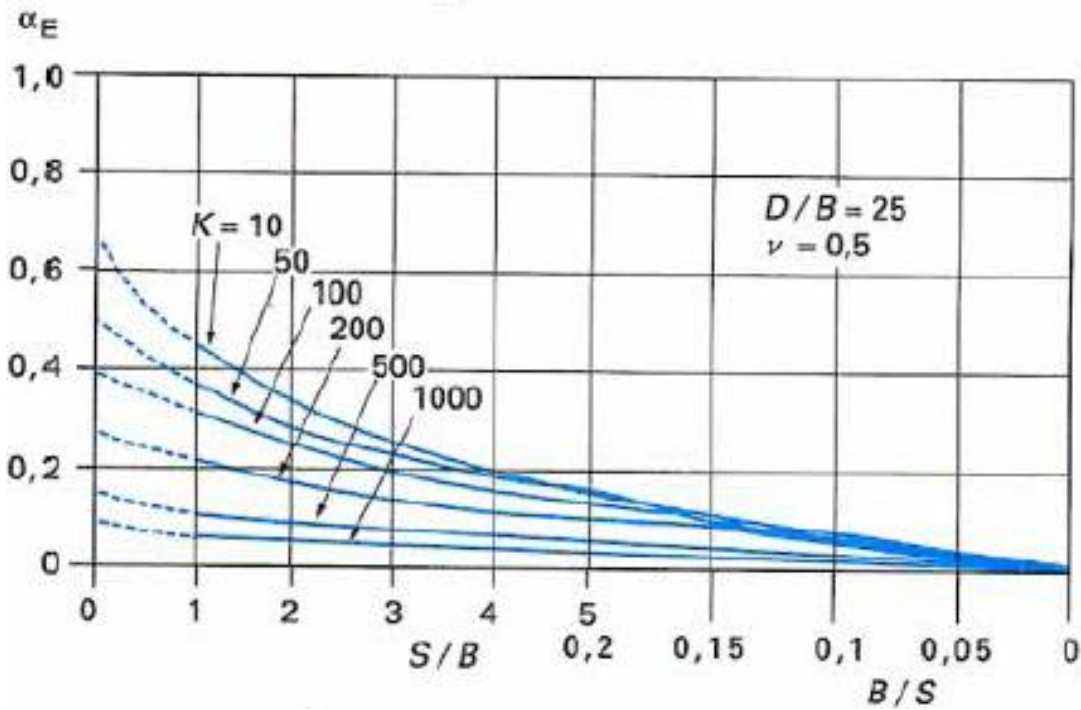


Figure 7 : Coefficient de proximité pour un pieu ancré dans un substratum rigide

Pour le tassement du groupe on a donc :

(1) Configuration 1 :

$$S_g = s_{\text{isolé}} (1 + \sum_{j=2}^N \alpha_j) = 13.4\text{mm} (1 + 2 \times 0.42 + 0.18 + 0.1 + 0.08 + 0.07 + 0.05 + 0.12 + 0.1 + 0.07 + 0.05) = 26.6\text{mm}$$

$$S_g = 54.11\text{mm}$$

(2) Configuration 2 :

$$S_g = s_{\text{isolé}} (1 + \sum_{j=2}^N \alpha_j) = 13.4\text{mm} (1 + 0.42 + 0.12 + 0.1 + 0.07 + 0.05) = 17.6\text{mm}$$

$$S_g = 23.58\text{mm}$$

Ces tassements sont admissibles pour les chargements considérés.

Chapitre 4. Armatures et dispositions constructives

Les pieux forés destinés aux fondations des ouvrages d'art sont en général armés sur toute leur hauteur. Le ferrailage doit donc être préfabriqué en usine ou sur le chantier et descendu ensuite dans le forage. L'ensemble des armatures constituant le ferrailage ainsi préfabriqué porte le nom de *cage d'armatures*.

En partie courante, la cage d'armatures d'un pieu est constituée de barres longitudinales, disposées suivant les génératrices d'un cylindre, autour desquelles sont enroulées et fixées rigidement des armatures transversales (cerces ou hélices, appelées encore spires).

1. Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales ont pour rôle de résister, dans chaque section du pieu, aux moments fléchissants calculés ou parasites. Leur diamètre, qui doit être au moins égal à 12 mm (fascicule 68, article 36.1), peut atteindre 32 mm et tout à fait exceptionnellement 40 mm. Les longueurs commerciales courantes de fourniture sont de 12 et 14 m. Les cages d'armatures des pieux de grande longueur (supérieure à 15 m) doivent donc être décomposées en tronçons élémentaires qui sont assemblés sur le chantier lors de la descente du ferrailage dans le forage. Les armatures longitudinales sont réparties le plus souvent uniformément sur la périphérie du pieu. Leur nombre doit être au moins égal à 6. La section des armatures doit être au moins égale à 0,5 % de la section de béton du pieu (article 36.1 du fascicule 68, titre premier). Le ferrailage minimal correspond à une quantité d'armatures longitudinales variant entre 39 et 46 kg par mètre cube de béton. La densité de répartition des armatures peut varier sur la périphérie du pieu dans le cas où les efforts principaux ont une direction préférentielle, mais en général, on préfère éviter une telle disposition peu compatible avec les conditions de mise en œuvre (bardage, positionnement dans le forage). Dans le tableau ci-après, nous avons fait figurer le ferrailage minimal à disposer dans un pieu en fonction du diamètre de celui-ci et en tenant compte des prescriptions rappelées ci-dessus.

Tableau 19 : Tableau des aciers

Diamètre du pieu (cm)	50	60	70	80	90	100	110	120	130
Aire de béton (cm ²)	1 964	2 868	3 849	5 027	6 362	7 854	9 504	11 310	13 274
Aire minimale d'acier (cm ²)	9,82	14,14	19,25	25,14	31,81	39,27	47,52	56,55	66,37
Exemple de ferrailage minimal	9 Ø 12 ou 7 Ø 14 ou 5 Ø 16	10 Ø 14 8 Ø 16 5 Ø 20	10 Ø 16 7 Ø 20 5 Ø 25	13 Ø 16 8 Ø 20 6 Ø 25	13 Ø 16 11 Ø 20 7 Ø 25	13 Ø 20 8 Ø 25	16 Ø 20 10 Ø 25	18 Ø 20 12 Ø 25	22 Ø 20 14 Ø 25

On a un diamètre de pieu égal à 100cm soit donc un ferrailage minimal conseillé de 13φ20 ou 8φ25. Nous prendrons 9φ25 en acier longitudinaux soit une aire d'acier de 44.18cm².

2. Les armatures Transversales

Du point de vue du béton armé, les armatures transversales jouent trois rôles. Leur rôle principal est de maintenir les armatures longitudinales en s'opposant au flambement de celles-ci. Leur second rôle est de résister à l'effort tranchant. Leur troisième rôle est de s'opposer à l'ouverture des fissures longitudinales qui pourraient apparaître dans le béton ; elles améliorent la résistance du béton par rapport à celle du même béton non armé, indépendamment de l'effet des armatures longitudinales. En fait, les armatures transversales constituent une couture de compression dont l'action éventuelle augmente la sécurité. *Du point de vue de l'exécution*, les armatures transversales jouent, en association avec d'autres armatures (les cerces de gabarit de montage par exemple) un rôle de rigidification de la cage lors des manutentions, et de maintien des armatures longitudinales pendant la descente de la cage dans le forage et pendant le bétonnage.

La quantité conseillée d'armatures transversales est d'au moins 20 kg par mètre cube de béton. Les diamètres conseillés des armatures transversales sont confinés dans le tableau suivant :

Tableau 20 : Armatures transversales

Armatures longitudinales φ (mm)	12	14	16	20	25	32
Armatures transversales φ (mm)	6-8	6-8	8-10	12-14	12-14-16	16

Les armatures transversales sont en forme de cerces ou spires enroulées autour des armatures longitudinales. Le diamètre de ces spires est pris égal :

- au diamètre nominal du pieu terminé, diminué de 10 cm (2 x 5 cm d'enrobage) dans le cas d'un pieu exécuté sans tube de travail et non chemisé
- au diamètre intérieur de la chemise diminué de 6 cm lorsque le pieu est chemisé.

Le ferrailage transversal sera constitué par des spires continues en T12 de pas de 0.2cm.

3. Les armatures et les dispositifs particuliers

Outre les armatures longitudinales et transversales, il existe d'autres types d'armatures et dispositifs qui ont des rôles importants dans la bonne mise en œuvre des pieux.

- **Cerces de montage** : ils ont pour rôles de faciliter la préfabrication de la cage, respecter le diamètre terminé de celle-ci et répartir convenablement les armatures longitudinales, ces cerces doivent être rigides pour cela leur diamètre est important par exemple pour nos pieux ($\phi=1000\text{mm}$) on préconise des diamètres de $\phi = 20 \text{ mm}$ ou 25 mm . Leur espacement varie entre 2 et 3 m environ.
- **Cales en béton ou en plastique** : pour assurer l'enrobage des armatures de la cage et le centrage de celle-ci, on utilise des cales, de forme circulaire, qui peuvent être en ciment ou en matière plastique.
- **Panier** : A la partie inférieure de la cage, il était habituel de retourner les armatures longitudinales vers le centre de la section du pieu de façon à constituer un « panier ». Il permet d'éviter le poinçonnement du fond de forage par les armatures longitudinales, il empêche au tube plongeur de toucher le fond du forage. Il semble maintenant préférable de n'admettre qu'une légère courbure des armatures vers l'intérieur de la cage.
- **Armatures de levage** : ces armatures ont pour rôle de faciliter le levage de la cage d'armatures pour la poser éventuellement dans le forage. Il est nécessaire souvent de renforcer le ferrailage au niveau où ces armatures seront placées.

Un schéma de ferrailage présentant les différentes composantes de la cage d'armatures a été présenté en annexe (ANNEXE7).

Chapitre 5. Métré et Planning

1. Métré

La mise en œuvre des pieux nécessite une quantité de matériaux (béton, acier, etc.) et un nombre de matériels bien déterminé. Cette étape aura pour but de donner la quantité de matériaux nécessaire pour l'exécution de tous les pieux. Nous présentons aussi les matériels utilisés pour les travaux des pieux. Pour rappel, les études de dimensionnement nous ont conduits au choix des matériaux suivant :

- Aciers de type HA ($\varphi = 12 ; 16 ; 25$)
- Aciers de type T ($\varphi = 12$)
- Ciment de type CP I 42.5HRS
- Sable (granulat moyen)
- Graviers (granulat 10-40mm)

Dans le tableau ci-dessous les différents matériaux seront répertoriés avec leurs différentes quantités :

Tableau 21 : Tableau matériaux

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Ciment (CPA 45)	T	1100
2	Granulat (10-40mm)	T	2034,72
3	Sable (granulat moyen)	T	1017,36
4	Fer à béton	T	172,83143
	HA25	T	89,882784
	HA16	T	32,6685766
	HA12	T	50,2800696

Tableau 22 : Tableau matériels

N°	Désignation	Type	Unité	Nombre	Puissance
1	Foreuse		U	4;6	55KW
2	Pompe à boue	3PN	U	4;6	22KW
3	Central à béton		LOT	1	160KW
4	Bétonnier		U	2	
5	Camion benne		U	1	
6	Grue	25T	U	1	
7	Compresseur		U	1	
8	Pelle hydraulique	250	U	1	
9	Chargeur	3m3	U	1	
10	Station totale		U	2	
11	Soudeur électrique		U	3	
12	Groupe électrogène		U	1	200KW
13	Niveau		U	1	

2. Planning

Le planning de mise en œuvre présente les tâches à réaliser et la durée de chaque tâche. L'exécution des pieux passe par les étapes suivantes :

Après implantation et piquetage des emplacements des pieux selon les plans approuvés et amenée des matériels de forage, il est à noter que de toutes les opérations qui président à l'exécution d'un pieu par excavation du sol, le forage, parce que c'est la première et parce que c'est celle dont les conditions dépendent du plus grand nombre de paramètres souvent imprécis, doit faire l'objet d'une attention toute particulière. Dans le cas de cet ouvrage, il s'agit de pieux forés à la boue à l'aide d'un trépan. Forés à la boue car cette méthode permet d'atteindre de grande profondeur, adaptable à toute nature du site, et la stabilité des parois de forage est assurée par la boue ; cependant cette stabilité peut être également assurée par la cohésion du sol. Le trépan utilisé est une mâchoire métallique qui détruit le sol par son poids. Il est laissé tomber en chute libre dans le forage et ensuite remonté par un câble. Il sert en général pour détruire des passages rocheux dans le sol.

Il est à noter qu'un système de recyclage de la boue est observé durant cette étape afin de réutiliser cette eau lourde dont la boue en a été extraite. Après le forage se fait la descente de la cage d'armature et le bétonnage à l'aide d'un tube plongeur. Le curage du fond de forage consiste enfin à éliminer correctement la totalité des déblais situés non seulement au fond, mais également en suspension dans le liquide de forage de façon à pouvoir bétonner dans des conditions satisfaisantes et surtout à obtenir un bon contact béton-sol, en pointe notamment. Ce nettoyage permet en outre de régulariser la forme du fond de forage et d'extraire les sols remaniés par les outils du type tarière en particulier. Enfin, la réalisation du curage après installation des armatures et des gaines permet d'éliminer les matériaux éboulés ou sédimentés pendant les délais nécessaires à la mise en place de ces équipements, délais qui, pour des pieux longs, peuvent être très importants. Densité à atteindre : ≤ 1.1

Après le forage se fait la descente de la cage d'armature et le bétonnage à l'aide d'un tube plongeur.

Les conditions de sécurité du chantier seront assurée en appliquant des règles à suivre imposé sur tout l'étendu du projet. La manipulation des engins, non obéie aux règles est interdite. L'entrée est réservée au personnel. L'annexe 5 revient sur les conditions sécuritaires, tandis que sur l'annexe 8 présente le planning de mise en œuvre.

Conclusion

L'étude du choix et du dimensionnement de fondations est un travail très important dans le cadre de la mise en œuvre des ouvrages. Au bout de ce modeste travail, on a pu parcourir les différents types de sondages géotechniques nécessaires à la prévision du comportement du sol dans le processus de choix de fondations. Les sondages carottés montrent une formation de sable limoneux jusqu'à une profondeur de 15m. Sous ces couches se trouvent des formations schisteuses jusqu'à une profondeur de 43m. Les sondages pressiométriques indiquent des pressions limites maximales de 5Mpa. L'interprétation des résultats de ces sondages nous a permis de choisir parmi la gamme de fondations celle qui était la plus techniquement stable et qui proposait en outre une compétitivité financière intéressante. Ce choix qui s'est d'abord tourné vers les fondations superficielles s'est trouvé modifié car celles-ci ne présentaient pas une stabilité vis-à-vis des tassements surtout différentiels. En effet fonder sur des semelles filantes consiste en des fondations de 17m de longueur pour une largeur variant entre 5 et 6.5m. Ces dimensions nous ont conduits à des tassements différentiels de plus de 5 cm dans certains cas, ce qui n'était pas admissible. Le choix final à consister à adopter des fondations sur pieux au nombre de 108 de diamètre 1m chacun et encastrés à 28 m. Ces pieux seront encastrés à 28m, profondeur à laquelle les conditions de reprise de charges sont satisfaites. Ces pieux travaillant en pointes et en frottement seront fondés selon la technique très adaptée du forage à la boue. Cette étude a été parachevée, par la proposition d'un plan de ferrailage basée sur les dispositions particulières de rigueur. De ces plans de ferrailage on a proposé un métré et un planning prévisionnel de mise en œuvre des pieux.

L'importance de l'étude de fondations est incontestable car de cette étude va dépendre la stabilité de la structure et par la même sa pérennité. L'objectif fixé fut ainsi atteint après la détermination et le dimensionnement des pieux forés à boue.

L'étude des fondations, bien que très importante, demeure cependant être une phase de l'étude complexe qu'impose les ponts dalles en béton armé.

Bibliographie

- [1] GUEYE I., 2012 : cours de **Fondations profondes**, Institut internationale de l'eau et de l'environnement 2IE, (37 pages)
- [2] GUEYE I. 2012 : cours de **Fondations superficielles** institut internationale de l'eau et de l'environnement 2IE, (70 pages)
- [3] FRANK R. année **Fondations profondes** Professeur adjoint de Mécanique des Sols à l'École Nationale des Ponts et Chaussées (46 pages)
- [4] SETRA (1993), **Fascicule N° 62 - Titre V, Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil**, (189 pages)
- [5] MONTCHO D. G. S. année **PFE : « Fondations Profondes Dimensionnement et conception d'un programme de calcul »** (90 pages)
- [6] AGTS, 1991, **Etude géotechnique d'exécution dossier N°2011/F/1303**
- [7] DIRECTION DES ROUTES ET DE LA CIRCULATION ROUTIERE, 1978, **Les pieux forés, recueil de règles de l'art**, DIRECTION DES ROUTES ET DE LA CIRCULATION ROUTIERE (194 pages)

ANNEXES

ANNEXE 1.....	47
ANNEXE 2.....	56
ANNEXE 3.....	57
ANNEXE 4.....	73
ANNEXE 5.....	74
ANNEXE 6.....	76

ANNEXE 1 : Résultats des essais pressiométriques.

z	Em	P*I
1	15,1	1,51
2	4,7	0,31
3	3,3	0,4
4	4,7	0,42
5	9,2	0,62
6	10,4	0,66
7	18,1	0,98
8	25,3	2,26
9	38,3	1,23
10	42,1	1,32
11	54,7	1,13
12	38,4	1,26
13	16,2	1,31
14	123,7	4,82
15	32,8	2,58
16	38,9	3,05
17	51,6	2,92
18	42,9	3,44
19	26,7	3,09
20	90,8	3,88
21	44,8	3,36
22	60,7	2,91
23	119,2	2,84
24	64,8	3,48
25	51	3,28
26	75,5	3,28
27	35,7	3,49
28	46,8	3,53

29	59,7	3,4
30	56,2	5,37
31	222,4	4,77
32	94	5,85
33	156,1	4,79
34	171,6	4,78
35	179,9	4,77
36	219,4	4,76
37	166,9	5,07
38	179,8	5,06
39	178,8	4,78
40	184,5	5,06
41	155	4,75
42	154,8	5,02
43	185,4	5,01

Essai PR1

z	Em	P*I
1	32	2,37
2	4,1	0,3
3	7,6	0,32
4	12,3	0,4
5	13,2	0,54
6	18	0,52
7	11,7	0,52
8	20,8	0,75
9	91,9	4
10	93,9	5,23
11	18,2	0,96
12	28	1,3
13	160,6	2,68
14	26,9	1,94

15	107,6	3,03
16	155	4,81
17	61,6	2,21
18	86,6	3,68
19	35,7	2,28
20	68,3	3,26
21	167,4	4,81
22	150,1	4,94
23	121,8	4,93
24	78	5,05
25	73,6	4,99
26	86,6	4,92
27	97,8	4,89
28	119,2	4,79
29	75,4	4,98
30	83,9	5,15
31	179,2	4,76
32	117,8	4,75
33	59,8	4,74
34	63,7	4,96
35	326,6	4,71
36	166,8	4,73
37	160,9	4,82
38	174,9	4,65
39	213,2	4,72
40	65,7	5,25
41	147,8	4,71
42	139,5	4,87
43	120,2	4,97

ESSAI PR2

z	Em	P*I
---	----	-----

1	5,5	0,49
2	2,6	0,39
3	2,8	0,47
4	5,1	0,67
5	6,7	0,83
6	8,9	0,86
7	14,5	1,02
8	14,7	1,05
9	28,6	1,2
10	42,4	1,44
11	27	0,77
12	19,3	0,92
13	13,9	0,89
14	8,5	1,17
15	40,8	2,3
16	88,1	4,76
17	104,4	5,02
18	65,2	5,05
19	248,2	4,72
20	165,1	4,77
21	210,8	4,73
22	129,2	4,74
23	245,8	4,75
24	97,4	4,73
25	196,1	4,74
26	92,3	5,12
27	91	5,18
28	95,1	4,74
29	174,1	4,76
30	106	5,2
31	204,3	4,74

32	120,7	5,36
33	135	4,76
34	96	4,65
35	104,3	4,56
36	114,2	4,68
37	216,1	4,68
38	160,2	4,67
39	112,4	4,88
40	99	5,45
41	87,6	4,77
42	80,1	4,75
43	102,8	4,68

ESSAI PR3

z	Em	P*I
1	55,5	4,57
2	6,1	0,69
3	4,6	0,74
4	7	0,65
5	10,2	0,86
6	12,5	0,97
7	62,5	3,33
8	90,6	3,45
9	19,4	1,75
10	24,9	2,81
11	30,3	3,63
12	14,3	1,26
13	38,5	3,61
14	15,7	2,18
15	138,2	4,83
16	154,8	4,83
17	79,9	4,95

18	64,4	4,94
19	75,9	4,63
20	72,7	5,22
21	103,2	4,35
22	111,8	4,95
23	104,5	4,25
24	97,1	4,9
25	74,6	4,69
26	99,8	4,84
27	76,4	3,99
28	123,7	4,83
29	122,1	4,24
30	123,7	4,83
31	122,1	4,24
32	111	4,25
33	117,1	4,72
34	183,5	4,75
35	115,8	4,75
36	202,1	4,74
37	226	4,74
38	152	4,68
39	109,2	4,98
40	112,4	5,75
41	86	4,84
42	85,6	4,83
43	100,8	4,74

ESSAI PR4

z	Em	P*I
1	22,1	1,32
2	6,9	0,6
3	12,3	0,32

4	14,4	0,52
5	8,8	0,71
6	15,9	0,82
7	27	1,02
8	25,3	1,43
9	16,9	1,56
10	13	2,16
11	14,4	1,02
12	7,7	0,81
13	9,6	0,52
14	85,9	2,53
15	33,1	3,86
16	88,7	3,82
17	26,7	4,56
18	38,1	4,1
19	46	4,34
20	136,6	4,85
21	124,3	4,84
22	95,2	4,82
23	99,9	4,83
24	106,9	4,83
25	83,4	4,82
26	77,2	4,82
27	75,4	5,09
28	124,3	4,82
29	124,3	4,81
30	106	5,01
31	108,8	4,82
32	152,9	4,8
33	105,5	5,02
34	108,3	4,81

35	105,3	4,8
36	104,5	4,82
37	258,1	4,82
38	82,4	4,82
39	85,7	5,03
40	71,1	5,06
41	69,2	5,03
42	64,5	5,08
43	64,5	5,12

ESSAI PR5

z	Em	P*I
1	32,5	2,54
2	7,8	0,61
3	8,4	0,59
4	9,1	0,84
5	15,78	1
6	15,1	1,31
7	21,6	1,56
8	17,9	1,59
9	25,8	1,59
10	44,5	1,82
11	29,4	1,77
12	34,3	1,3
13	29,7	1,24
14	23,3	1,06
15	32,8	1,27
16	19,8	0,98
17	14,6	1,17
18	48,7	2,21
19	30,2	2,66
20	261,6	3,85

21	64,8	4,04
22	54,1	4,18
23	102,4	3,97
24	113,5	4,28
25	59,4	5,02
26	78,2	5,12
27	91,6	5,13
28	78,9	5,19
29	78,7	5,06
30	83,2	5,18
31	130,8	5,03
32	155	5,26
33	184,2	4,81
34	209,3	4,81
35	219,8	4,8
36	202,6	4,78
37	181	4,78
38	256,1	4,78
39	225	4,78
40	222,1	4,81
41	230	4,77
42	246,1	4,76
43	230,4	4,77

ESSAI PR6

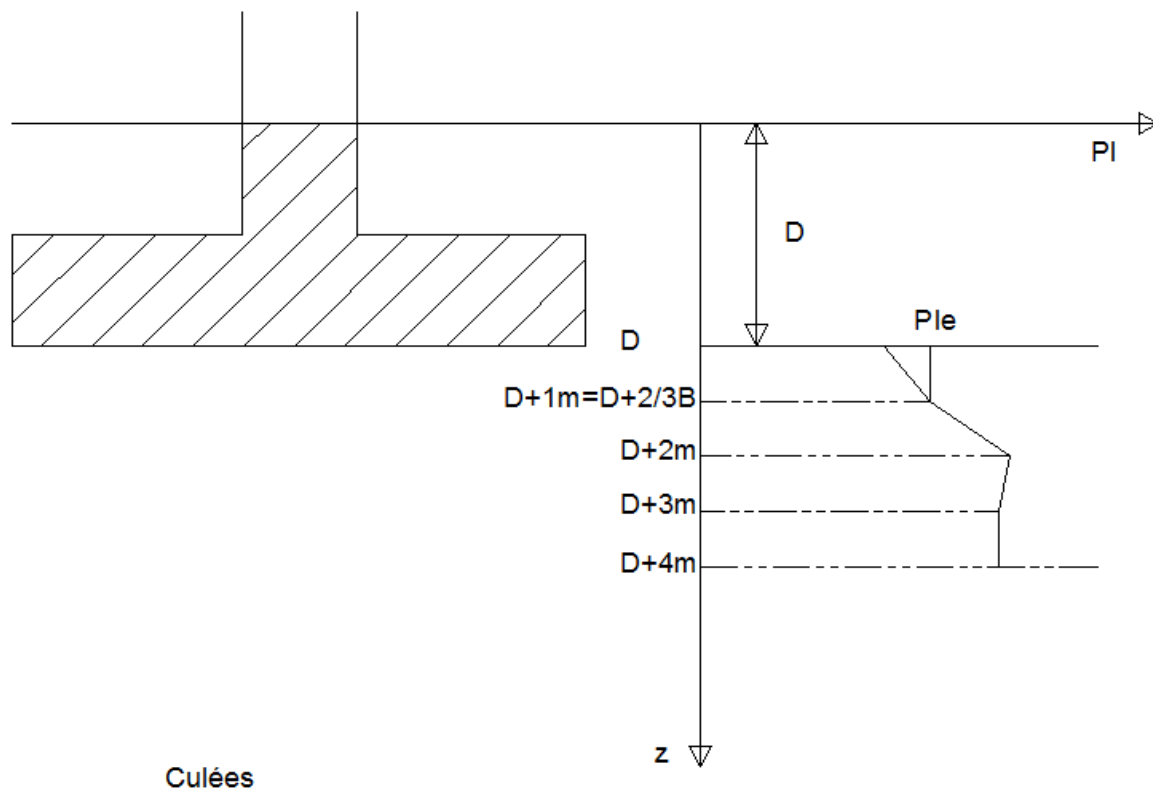
z	Em	P*I
1	150,2	4,84
2	13,2	0,7
3	8	0,71
4	8,8	0,73
5	15,4	1
6	26,9	1,15

7	27,2	1,45
8	25	1,14
9	17,5	1,57
10	30,2	1,8
11	154	4,81
12	267,6	4,8
13	220,1	4,79
14	251,5	4,77
15	148,5	4,77
16	103,2	4,76
17	45,5	3,96
18	211,6	4,76
19	179,6	4,99
20	155,2	4,84
21	159,2	4,23
22	224,5	4,72
23	222,7	4,73
24	214,1	4,74
25	196,6	4,74
26	114,8	4,73
27	114,8	4,73
28	227,6	4,71
29	226,9	4,72
30	210,7	4,72
31	220,3	4,71
32	242,9	4,71
33	191,2	4,72
34	239,2	4,73
35	197,1	4,77
36	182,4	7,72
37	185,4	5,13

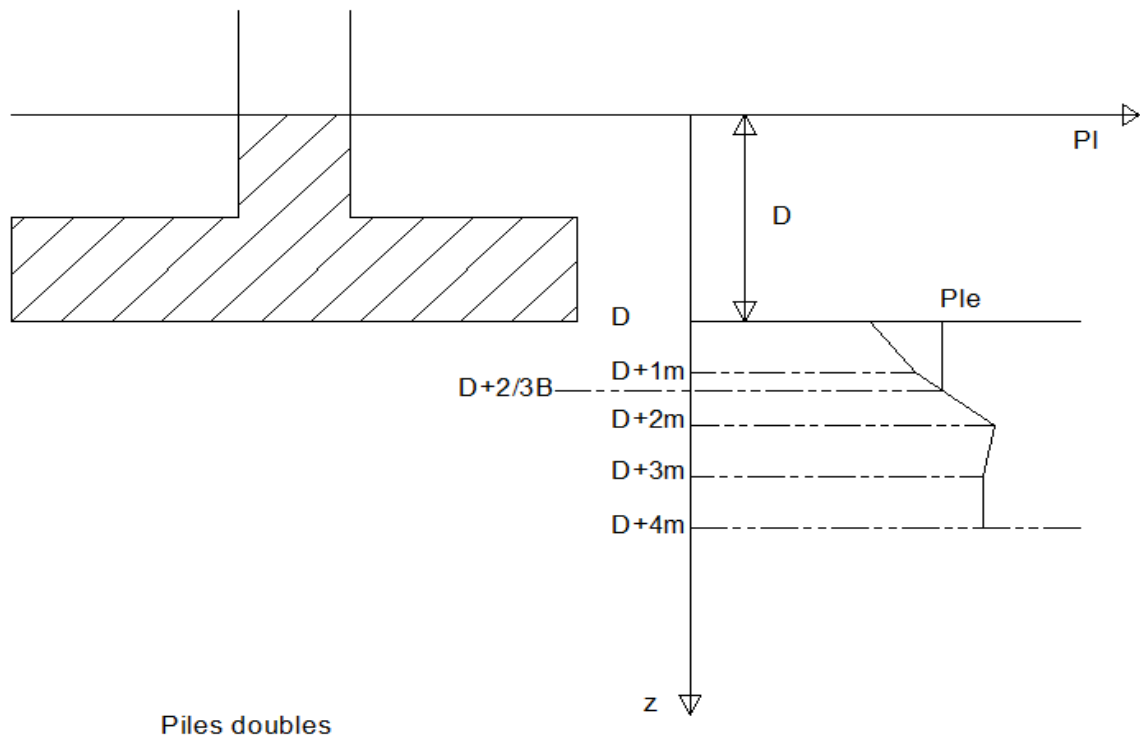
38	208	4,74
39	193,1	4,79
40	205,7	4,7
41	178,4	4,88
42	172,6	4,91
43	181,5	5,06

ESSAI PR7

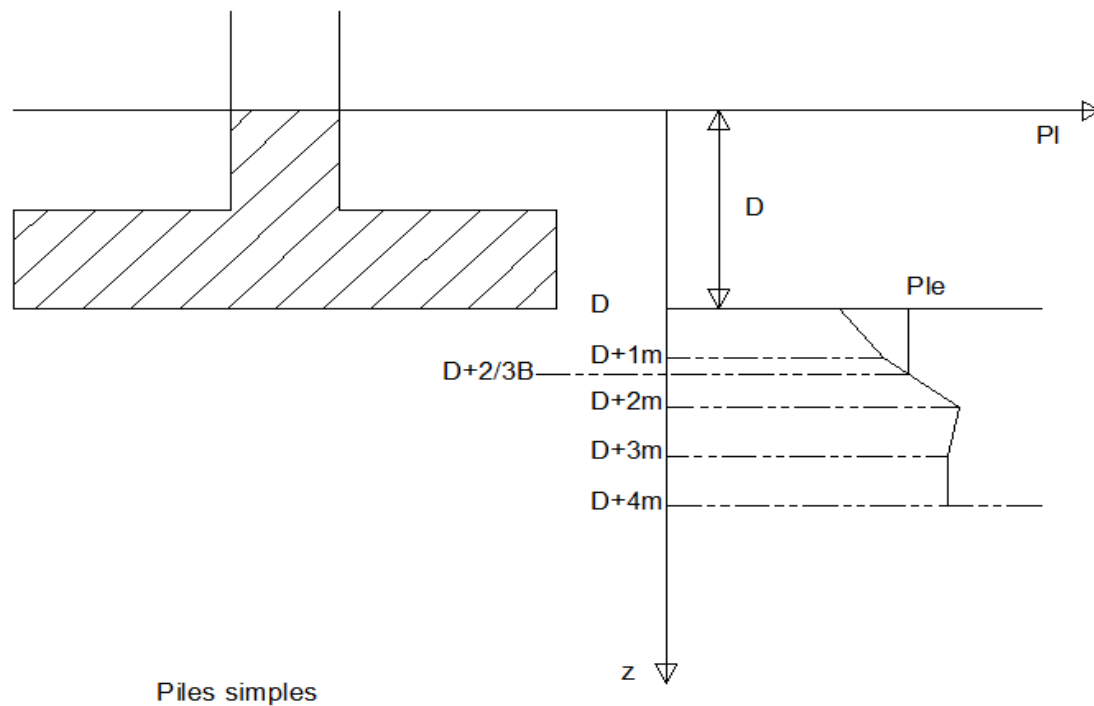
ANNEXE 2 : Détermination des valeurs de p_{le}^* .



Détermination de P_{le} pour les culées



Détermination de Ple pour les piles doubles



Détermination de Ple pour les piles simples

Ainsi on a :

$$E_1 \text{ calculé à } B/2 (= 6.5/2 = 3.75\text{m}) ; E_1 = 7.6 + 0.75 \times (12.3 - 7.6) = 11.125$$

$$E_2 \text{ calculé à } 2B/2 (= 2 \times 6.5/2 = 6.5\text{m}) ; E_2 = 18 + 0.5 (18 - 11.7) = 14.85$$

$$E_3 \text{ calculé à } 3B/2 (= 3 \times 6.5/2 = 9.75\text{m}) ; E_3 = 91.9 + 0.75 (93.9 - 91.9) = 93.4$$

$$E_4 \text{ calculé à } 4B/2 (= 4 \times 6.5/2 = 13\text{m}) ; E_4 = 160.6$$

$$E_5 \text{ calculé à } 5B/2 (= 5 \times 6.5/2 = 16.25\text{m}) ; E_5 = 155 - (155 - 61.6) \times 0.25 = 131.65$$

$$E_6 \text{ calculé à } 6B/2 (= 6 \times 6.5/2 = 19.5\text{m}) ; E_6 = 35.7 + (68.3 - 35.7) \times 0.5 = 52$$

$$E_7 \text{ calculé à } 7B/2 (= 7 \times 6.5/2 = 22.75\text{m}) ; E_7 = 150.1 + (150.1 - 121.8) \times 0.75 = 128.875$$

$$E_8 \text{ calculé à } 8B/2 (= 8 \times 6.5/2 = 26\text{m}) ; E_8 = 86.6$$

$$E_9 \text{ calculé à } 9B/2 (= 9 \times 6.5/2 = 29.25\text{m}) ; E_9 = 75.4 + (83.9 - 75.4) \times 0.25 = 77.525$$

$$E_{10} \text{ calculé à } 10B/2 (= 10 \times 6.5/2 = 32.5\text{m}) ; E_{10} = 117.8 - (117.8 - 59.8) \times 0.5 = 103.3$$

$$E_{11} \text{ calculé à } 11B/2 (= 11 \times 6.5/2 = 35.75\text{m}) ; E_{11} = 326.6 - (326.6 - 166.8) \times 0.75 = 206.75$$

$$E_{12} \text{ calculé à } 12B/2 (= 12 \times 6.5/2 = 39\text{m}) ; E_{12} = 213.2$$

$$E_{13} \text{ calculé à } 13B/2 (= 13 \times 6.5/2 = 42.25\text{m}) ; E_{13} = 139.5 - (139.5 - 120.2) \times 0.25 = 134.675$$

E_{14} calculé à $14B/2$ ($= 14 \times 6.5/2 = 45.5m$) ; $E_{14} = 213.2$

E_{15} calculé à $15B/2$ ($= 15 \times 6.5/2 = 48.75m$) ; $E_{15} = 213.2$

E_{16} calculé à $16B/2$ ($= 16 \times 6.5/2 = 52m$) ; $E_{16} = 213.2$

$$E_{3,5} = \frac{1}{E_3} + \frac{1}{E_4} + \frac{1}{E_5} \Rightarrow E_{3,5} = 122.30$$

$$E_{6,8} = \frac{1}{E_6} + \frac{1}{E_7} + \frac{1}{E_8} \Rightarrow E_{6,8} = 77.85$$

$$E_{9,16} = \frac{1}{E_9} + \frac{1}{E_{10}} + \frac{1}{E_{11}} + \frac{1}{E_{12}} + \frac{1}{E_{13}} + \frac{1}{E_{14}} + \frac{1}{E_{15}} + \frac{1}{E_{16}} \Rightarrow E_{9,16} = 111.93$$

Enfin

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

$$\Rightarrow Ed = 21.50 \text{Mpa}$$

$$Et \text{ } Ec = E_1 = 11.125 \text{Mpa}$$

$$ql = q_0 + k_p \times Ple^*$$

ql = contrainte limite ultime

q_0 = représente la pression verticale des terres calculée au niveau du centre géométrique de la semelle.

Ple^* = la « pression limite nette équivalente »

k_p = le facteur de portance.

La contrainte de calcul sera prise égale à $ql/2$.

$$q_0 = \gamma \times z = 2.7 \text{KN/m}^3 \times 3m = 8.1 \text{KN/m}^2$$

Si le terrain est constitué sous la fondation, jusqu'à une profondeur d'au moins $1,5B$ d'un même sol, ou de sols de même type et de caractéristiques comparables alors, on établit un profil linéaire schématique, représentatif de la tranche de sol $[D; D + 1,5B]$ de la forme :

$Pl^*(z) = az + b$, La pression limite équivalente est prise égale à :

$Ple^* = pl^*(z_e)$ avec $z_e = D + 2/3B$

On a donc $ple^* = 0.52 \text{ MPa}$ (Voir Annexe 2)

$$Kp = 1 + 0.35 \left(0.6 + \frac{0.4B}{L} \right) \left(\frac{De}{B} \right)$$

De = distance d'encastrement

$$De = (1/Ple^*) \int_0^D pl(z) dz = \frac{1}{0.52} (0.32 + 0.40 + 0.48) = 2.31m$$

De = 2.31m

$$Kp = 1 + 0.35 \left(0.6 + \frac{0.4 \times 6}{17} \right) \left(\frac{2.31}{6} \right) = 1.1$$

$$ql = q_0 + kp \times Ple^* = \frac{8.1T}{m^2} + 1.1 \times 0.52 \text{ Mpa} = 0.653 \text{ Mpa}$$

$$ql = 0.653 \text{ Mpa} = 65.3 \text{ T/m}^2$$

$$q_{cal} = \frac{1}{2} ql = 32.65 \text{ T/m}^2$$

$$S_{min} = \frac{N_{ser} + P}{\sigma_{sol}} = \frac{3523}{32.65} = 107.9 \text{ m}^2$$

Ainsi on a :

E_1 calculé à $B/2$ ($= 6/2 = 3m$) ; $E_1 = 7.6$

E_2 calculé à $2B/2$ ($= 2 \times 6/2 = 6m$) ; $E_2 = 18$

E_3 calculé à $3B/2$ ($= 3 \times 6/2 = 9m$) ; $E_3 = 91.9$

E_4 calculé à $4B/2$ ($= 4 \times 6/2 = 12m$) ; $E_4 = 28$

E_5 calculé à $5B/2$ ($= 5 \times 6/2 = 15m$) ; $E_5 = 107.6$

E_6 calculé à $6B/2$ ($= 6 \times 6/2 = 18m$) ; $E_6 = 86.6$

E_7 calculé à $7B/2$ ($= 7 \times 6/2 = 21m$) ; $E_7 = 167.4$

E_8 calculé à $8B/2$ ($= 8 \times 6/2 = 24m$) ; $E_8 = 78$

E_9 calculé à $9B/2$ ($= 9 \times 6/2 = 27m$) ; $E_9 = 97.8$

E_{10} calculé à $10B/2$ ($= 10 \times 6/2 = 30m$) ; $E_{10} = 83.9$

E_{11} calculé à $11B/2$ ($= 11 \times 6/2 = 33m$) ; $E_{11} = 59.8$

E_{12} calculé à $12B/2$ ($= 12 \times 6/2 = 36m$) ; $E_{12} = 166.8$

E_{13} calculé à $13B/2$ ($= 13 \times 6/2 = 39m$) ; $E_{13} = 213.2$

E_{14} calculé à $14B/2$ ($= 14 \times 6/2 = 42m$) ; $E_{14} = 139.5$

E_{15} calculé à $15B/2$ ($= 15 \times 6/2 = 45m$) ; $E_{15} = 213.2$

E_{16} calculé à $16B/2$ ($= 16 \times 6/2 = 48m$) ; $E_{16} = 213.2$

$$E_{3,5} = \frac{1}{E_3} + \frac{1}{E_4} + \frac{1}{E_5} \Rightarrow E_{3,5} = 53.68$$

$$E_{6,8} = \frac{1}{E_6} + \frac{1}{E_7} + \frac{1}{E_8} \Rightarrow E_{6,8} = 98.87$$

$$E_{9,16} = \frac{1}{E_9} + \frac{1}{E_{10}} + \frac{1}{E_{11}} + \frac{1}{E_{12}} + \frac{1}{E_{13}} + \frac{1}{E_{14}} + \frac{1}{E_{15}} + \frac{1}{E_{16}} \Rightarrow E_{9,16} = 90.77$$

Enfin

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

$$\Rightarrow Ed = 17.86 \text{Mpa}$$

$$\text{Et } E_c = E_1 = 7.6 \text{Mpa}$$

. Ainsi on a :

E_1 calculé à $B/2$ ($= 4/2 = 2m$) ; $E_1 = 4.1$

E_2 calculé à $2B/2$ ($= 2 \times 4/2 = 4m$) ; $E_2 = 12.3$

E_3 calculé à $3B/2$ ($= 3 \times 4/2 = 6m$) ; $E_3 = 18$

E_4 calculé à $4B/2$ ($= 4 \times 4/2 = 8m$) ; $E_4 = 20.8$

E_5 calculé à $5B/2$ ($= 5 \times 4/2 = 10m$) ; $E_5 = 93.9$

E_6 calculé à $6B/2$ ($= 6 \times 4/2 = 12m$) ; $E_6 = 28$

E_7 calculé à $7B/2$ ($= 7 \times 4/2 = 14m$) ; $E_7 = 26.9$

E_8 calculé à $8B/2$ ($= 8 \times 4/2 = 16m$) ; $E_8 = 155$

E_9 calculé à $9B/2$ ($= 9 \times 4/2 = 18m$) ; $E_9 = 86.6$

E_{10} calculé à $10B/2$ ($= 10 \times 4/2 = 20m$) ; $E_{10} = 68.3$

E_{11} calculé à $11B/2$ ($= 11 \times 4/2 = 22m$) ; $E_{11} = 150.1$

E_{12} calculé à $12B/2$ ($= 12 \times 4/2 = 24m$) ; $E_{12} = 78$

E_{13} calculé à $13B/2$ ($= 13 \times 4/2 = 26m$) ; $E_{13} = 86.6$

E_{14} calculé à $14B/2$ ($= 14 \times 4.5/2 = 28m$) ; $E_{14} = 119.2$

E_{15} calculé à $15B/2$ ($= 15 \times 4/2 = 30m$) ; $E_{15} = 83.9$

E_{16} calculé à $16B/2$ ($= 16 \times 4/2 = 32m$) ; $E_{16} = 117.8$

$$E_{3,5} = \frac{1}{E_3} + \frac{1}{E_4} + \frac{1}{E_5} \Rightarrow E_{3,5} = 26.25$$

$$E_{6,8} = \frac{1}{E_6} + \frac{1}{E_7} + \frac{1}{E_8} \Rightarrow E_{6,8} = 37.81$$

$$E_{9,16} = \frac{1}{E_9} + \frac{1}{E_{10}} + \frac{1}{E_{11}} + \frac{1}{E_{12}} + \frac{1}{E_{13}} + \frac{1}{E_{14}} + \frac{1}{E_{15}} + \frac{1}{E_{16}} \Rightarrow E_{9,16} = 69.75$$

Enfin

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

$\Rightarrow$

$$\frac{4}{Ed} = \frac{1}{4.975} + \frac{1}{0.85 \times 12.75} + \frac{1}{22.28} + \frac{1}{2.5 \times 102.66} + \frac{1}{2.5 \times 72.04}$$

$$\Rightarrow Ed = 10.15 \text{Mpa}$$

$$Et \text{ } Ec = E_1 = 4.1 \text{Mpa}$$

$$ql = q_0 + k_p \times Ple^*$$

ql = contrainte limite ultime

q_0 = représente la pression verticale des terres calculée au niveau du centre géométrique de la semelle.

Ple^* = la « pression limite nette équivalente »

k_p = le facteur de portance.

La contrainte de calcul sera prise égale à $ql/2$.

$$q_0 = \gamma \times z = 2.7 \text{ KN/m}^3 \times 3 \text{ m} = 8.1 \text{ KN/m}^2$$

Si le terrain est constitué sous la fondation, jusqu'à une profondeur d'au moins $1,5B$ d'un même sol, ou de sols de même type et de caractéristiques comparables alors, on établit un profil linéaire schématique, représentatif de la tranche de sol $[D; D + 1,5B]$ de la forme :

$Pl^*(z) = az + b$, La pression limite équivalente est prise égale à :

$$Pl^* = pl^*(z_e) \text{ avec } z_e = D + 2/3B$$

On a donc $pl^* = 0.520 \text{ MPa}$ (Voir Annexe 2)

$$Kp = 1 + 0.35 \left(0.6 + \frac{0.4B}{L} \right) \left(\frac{De}{B} \right)$$

De = distance d'encastrement

$$De = (1/Pl^*) \int_0^D pl(z) dz = \frac{1}{0.520} (0.32 + 0.40 + 0.48) = 2.31 \text{ m}$$

$$De = 2.31 \text{ m}$$

$$Kp = 1 + 0.35 \left(0.6 + \frac{0.4 \times 5}{17} \right) \left(\frac{2.31}{5} \right) = 1.17$$

$$ql = q_0 + kp \times Pl^* = \frac{8.1 \text{ T}}{\text{m}^2} + 1.17 \times 0.520 \text{ Mpa} = 0.6894 \text{ Mpa}$$

$$ql = 0.6894 \text{ Mpa} = 68.94 \text{ T/m}^2$$

$$q_{cal} = \frac{1}{2} ql = 34.47 \text{ T/m}^2$$

$$S_{min} = \frac{N_{ser} + P}{\sigma_{sol}} = \frac{3407}{34.47} = 98.84 \text{ m}^2$$

$$S_{min} = L \times B \Rightarrow B = S_{min}/L = 98.84/17 = 5.81 \text{ m} \text{ prenons } B = 6 \text{ m}$$

ANNEXE 3 : Détermination de B et L pour les pieux.

I. Hypothèse 2 : B = 800mm et L = 25m

a. Détermination de la charge limite de pointe

La charge limite de pointe est la charge maximale mobilisable à la base du pieu. Dans le cas d'un essai pressiométrique de Ménard, cette charge est donnée par :

$$Q_p = A K_p p_{le}^*$$

- A : section de pointe, $A = \pi r^2 = 3.14 \times 0.4^2 = 0.5024 \text{m}^2$
- K_p : facteur de portance.

C'est un coefficient qui est donné par le tableau suivant :

Nature des terrains		Éléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Éléments mis en œuvre avec refoulement du sol
Argiles. Limons	A	1,1	1,4
	B	1,2	1,5
	C	1,3	1,6
Sables. Graves	A	1,0	4,2
	B	1,1	3,7
	C	1,2	3,2
Craies	A	1,1	1,6
	B	1,4	2,2
	C	1,8	2,6
Marnes. Marno-calcaires		1,8	2,6
Roches altérées (1)		1,1 à 1,8	1,8 à 3,2
(1) La valeur de k_p pour ces formations est prise égale à celle de la formation meuble du tableau à laquelle le matériau concerné s'apparente le plus. Le calcul proposé ici n'affranchit, en aucun cas, d'avoir recours aux méthodes spécifiques de la mécanique des roches.			

Valeurs du facteur de portance K_p

Pour les éléments mis en œuvre sans refoulement du sol (pieu foré à boue) dans une roche altérée on a : $1.1 \leq K_p \leq 1.8$. Prenons $K_p = 1.1$

- P_{le}^* : C'est une pression *moyenne* autour de la base du pieu. Elle est déterminée de la manière suivante

$$P_{le}^* = \frac{1}{3a+b} \int_{D-b}^{D+3a} Pl(z) dz$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} a = B/2 \text{ si } B > 1 \text{ m} \\ a = 0.5 \text{ m si } B < 1 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow a = 0.5 \text{ m}$$

$b = \min(a ; h)$ où h est la hauteur de l'élément de fondation dans la couche porteuse.

$$h = 25 \text{ m} - 16 \text{ m} = 9 \text{ m}$$

$$b = \min(a ; h) = (0.5 ; 9) = 0.5 \text{ m}$$

D : hauteur d'encastrement ; $D = 25 \text{ m}$

$$P_{le}^* = \frac{1}{3 \times 0.5 + 0.5} \int_{25-0.5}^{25+3 \times 0.5} Pl(z) dz = \frac{1}{2} \int_{24.5}^{26.5} Pl(z) dz = \frac{1}{2} \sum_{18.5}^{20.5} Pl(z) = 0.5 (pl(25) + pl(26))$$

$$P_{le}^* = 0.5 (3.28 + 3.28) = 3.28 \text{ MPa}$$

$$\text{On a donc } Q_p = 0.5024 \times 1.1 \times 328 = 1812.66 \text{ KN}$$

$$Q_p = 181.27 \text{ Tonnes}$$

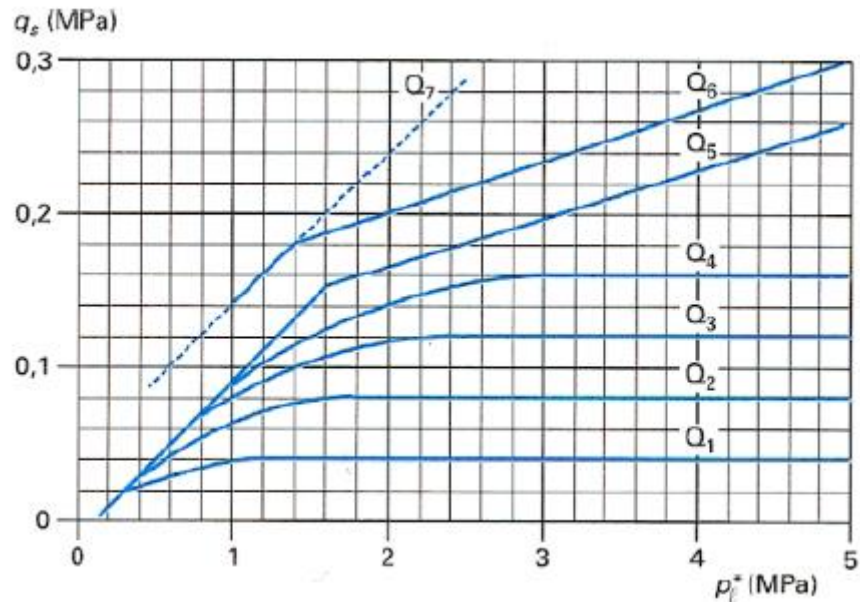
b. Détermination de la charge limite par frottement latéral

L'effort total limite mobilisable par frottement latéral sur toute la hauteur h concernée du fût du pieu est calculé par l'expression suivante :

$$Q_s = P \int_0^h qs(z) dz$$

- P périmètre du pieu : $P = 2\pi r = 2 \times 3.14 \times 0.4 = 2.512 \text{ m}$
- h : hauteur sur laquelle s'exerce le frottement latéral diminuée de la hauteur sur laquelle s'exerce le frottement négatif ($9 \leq h \leq 25$)

- q_s frottement latéral unitaire limite. La détermination de q_s dépend de la nature du sol, du type de pieu et de la pression limite nette p_l^* . Le type de pieu étant de type foré avec boue on utilisera la courbe Q_1 pour le sable lâche, Q_2 pour le sable moyennement compact et le schiste (roche altérée). Les graphes ci-dessous nous donnent le frottement latéral unitaire limite selon la courbe utilisée.



Par ailleurs le fascicule 62 titre 5 nous donne les expressions analytiques permettant de déterminer les valeurs de q_s en fonction de p_l^* . Ainsi on a pour les courbes Q_1 et Q_2 :

- $q_s = q_{sn} \frac{Pl}{Pn} \left(2 - \frac{Pl}{Pn} \right)$ pour $\frac{Pl}{Pn} \leq 1$
- $q_s = q_{sn}$ pour $\frac{Pl}{Pn} \geq 1$

Avec : $q_{sn} = 0,04n$; $p_n = (1 + 0,5n)$ et n numéro de la courbe.

Ainsi on a les valeurs suivantes de q_s en fonction de p_l^* :

$z(m)$	$P^*l(MPa)$	Type de sol	Courbe utilisée	$Pn(MPa)$	$q_{sn}(Mpa)$	$q_s (MPa)$
9	1,23	sable moyennement compact	Q2	2	0,08	0,07
10	1,32	sable moyennement compact	Q2	2	0,08	0,07
11	1,13	sable moyennement compact	Q2	2	0,08	0,06

		compact				
12	1,26	sable moyennement compact	Q2	2	0,08	0,07
13	1,31	sable moyennement compact	Q2	2	0,08	0,07
14	4,82	sable limoneux	Q2	2	0,08	0,08
15	2,58	sable limoneux	Q2	2	0,08	0,08
16	3,05	sable limoneux	Q2	2	0,08	0,08
17	2,92	Schiste (roche altérée)	Q2	2	0,08	0,08
18	3,44	Schiste (roche altérée)	Q2	2	0,08	0,08
19	3,09	Schiste (roche altérée)	Q2	2	0,08	0,08
20	3,88	Schiste (roche altérée)	Q2	2	0,08	0,08
21	3,36	Schiste (roche altérée)	Q2	2	0,08	0,08
22	2,91	Schiste (roche altérée)	Q2	2	0,08	0,08
23	2,84	Schiste (roche altérée)	Q2	2	0,08	0,08
24	3,48	Schiste (roche altérée)	Q2	2	0,08	0,08
25	3,28	Schiste (roche altérée)	Q2	2	0,08	0,08

Ainsi on peut calculer Calcul de la charge limite de frottement latéral Q_s :

$$Q_s = P \times \int_9^{25} q_s(z) dz = 2.512 \times \int_9^{25} q_s(z) dz = 2.512 \times \sum_9^{25} q_s(z) \cdot z = 2.512 \times 1.3 = 3.27 \text{ MPa}$$

$$Q_s = 326 \text{ Tonnes}$$

c. Calcul de la capacité portante

Le calcul de q_s et q_p étant faits, il reste plus qu'à les combiner pour obtenir la capacité portante selon les cas de combinaison.

- ELU fondamentale : $Q = \frac{Q_p + Q_s}{1.4} = \frac{181.27 + 326}{1.4} = 362.34 \text{ Tonnes}$

- ELS rare : $Q = \frac{0.5Qp + 0.7Qs}{1.1} = \frac{0.5 \times 181.27 + 0.7 \times 326}{1.1} = 289.85 \text{ tonnes}$
- ELS quasi-permanente : $Q = \frac{0.5Qp + 0.7Qs}{1.4} = \frac{0.5 \times 181.27 + 0.7 \times 326}{1.4} = 227.74 \text{ Tonnes}$

On compare maintenant les capacités portantes avec les efforts en tete de pieux :

	Capacité portante(T)	Efforts à reprendre(T)	Conclusions
ELU fondamentale	362.34	404	Non vérifiée
ELS rare	289.85	300	Non vérifiée
ELS quasi-permanente	227.74	226	Vérifiée

II. Hypothèse 3 : B = 1000mm et L = 19m

a. Détermination de la charge limite de pointe

La charge limite de pointe est la charge maximale mobilisable à la base du pieu. Dans le cas d'un essai pressiométrique de Ménard, cette charge est donnée par :

$$Qp = A K_p p_{le}^*$$

- A : section de pointe, $A = \pi r^2 = 3.14 \times 0.5^2 = 0.785 \text{ m}^2$
- K_p : facteur de portance.

C'est un coefficient qui est donné par le tableau suivant :

Nature des terrains		Éléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Éléments mis en œuvre avec refoulement du sol
Argiles. Limons	A	1,1	1,4
	B	1,2	1,5
	C	1,3	1,6
Sables. Graves	A	1,0	4,2
	B	1,1	3,7
	C	1,2	3,2
Craies	A	1,1	1,6
	B	1,4	2,2
	C	1,8	2,6
Marnes. Marno-calcaires		1,8	2,6
Roches altérées (1)		1,1 à 1,8	1,8 à 3,2
(1) La valeur de k_p pour ces formations est prise égale à celle de la formation meuble du tableau à laquelle le matériau concerné s'apparente le plus. Le calcul proposé ici n'affranchit, en aucun cas, d'avoir recours aux méthodes spécifiques de la mécanique des roches.			

Valeurs du facteur de portance K_p

Pour les éléments mis en œuvre sans refoulement du sol (pieu foré à boue) dans une roche altérée on a : $1.1 \leq K_p \leq 1.8$. Prenons $K_p = 1.1$

- P_{le}^* : C'est une pression *moyenne* autour de la base du pieu. Elle est déterminée de la manière suivante

$$P_{le}^* = \frac{1}{3a+b} \int_{D-b}^{D+3a} Pl(z) dz$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} a = B/2 \text{ si } B > 1 \text{ m} \\ a = 0.5 \text{ m si } B < 1 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow a = 0.5 \text{ m}$$

$b = \min(a ; h)$ où h est la hauteur de l'élément de fondation dans la couche porteuse.

$$h = 25 \text{ m} - 16 \text{ m} = 9 \text{ m}$$

$$b = \min(a ; h) = (0.5 ; 9) = 0.5 \text{ m}$$

D : hauteur d'encastrement ; $D = 19 \text{ m}$

$$P_{le}^* = \frac{1}{3 \times 0.5 + 0.5} \int_{19-0.5}^{19+3 \times 0.5} Pl(z) dz = \frac{1}{2} \int_{18.5}^{20.5} Pl(z) dz = \frac{1}{2} \sum_{18.5}^{20.5} Pl(z) = 0.5 (pl(19) + pl(20))$$

$$P_{le}^* = 0.5 (2.28 + 3.26) = 2.77 \text{ MPa}$$

$$\text{On a donc } Q_p = 0.785 \times 1.1 \times 277 = 2391.9 \text{ KN}$$

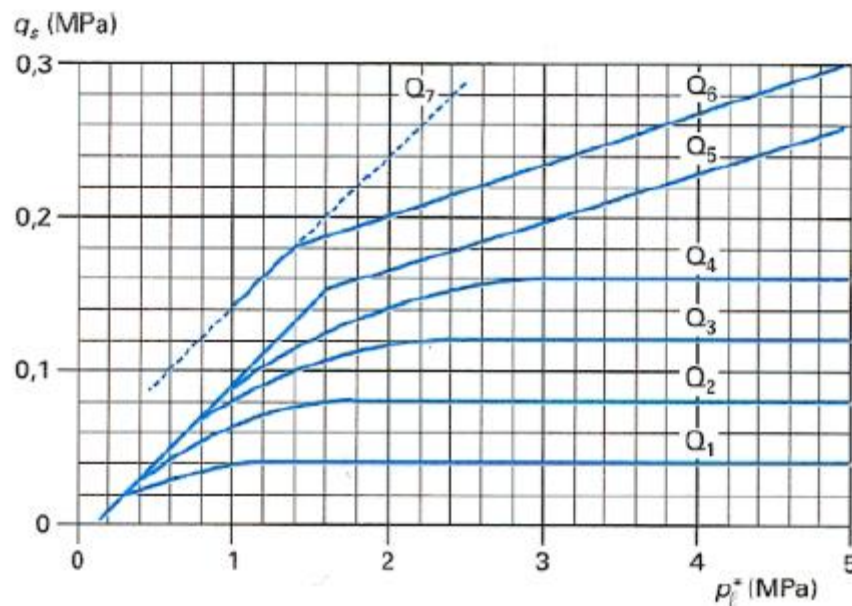
$$Q_p = 239.2 \text{ Tonnes}$$

b. Détermination de la charge limite par frottement latéral

L'effort total limite mobilisable par frottement latéral sur toute la hauteur h concernée du fût du pieu est calculé par l'expression suivante :

$$Q_s = P \int_0^h q_s(z) dz$$

- P périmètre du pieu : $P = 2\pi r = 2 \times 3.14 \times 0.5 = 3.14 \text{ m}$
- h : hauteur sur laquelle s'exerce le frottement latéral diminuée de la hauteur sur laquelle s'exerce le frottement négatif ($9 \leq h \leq 19$)
- q_s frottement latéral unitaire limite. La détermination de q_s dépend de la nature du sol, du type de pieu et de la pression limite nette p_l^* . Le type de pieu étant de type foré avec boue on utilisera la courbe Q_1 pour le sable lâche, Q_2 pour le sable moyennement compact et le schiste (roche altérée). Les graphes ci-dessous nous donnent le frottement latéral unitaire limite selon la courbe utilisée.



Par ailleurs le fascicule 62 titre 5 nous donne les expressions analytiques permettant de déterminer les valeurs de q_s en fonction de p_l^* . Ainsi on a pour les courbes Q_1 et Q_2 :

- $q_s = q_{sn} \frac{Pl}{p_n} \left(2 - \frac{Pl}{p_n} \right)$ pour $\frac{Pl}{p_n} \leq 1$
- $q_s = q_{sn}$ pour $\frac{Pl}{p_n} \geq 1$

Avec : $q_{sn} = 0.04n$; $p_n = (1 + 0.5n)$ et n numéro de la courbe.

Ainsi on a les valeurs suivantes de q_s en fonction de p_l^* :

z(m)	P* <i>l</i> (MPa)	Type de sol	Courbe utilisée	Pn(MPa)	qsn(MPa)	qs (MPa)
9	1,23	sable moyennement compact	Q2	2	0,08	0,07
10	1,32	sable moyennement compact	Q2	2	0,08	0,07
11	1,13	sable moyennement compact	Q2	2	0,08	0,06
12	1,26	sable moyennement compact	Q2	2	0,08	0,07
13	1,31	sable moyennement compact	Q2	2	0,08	0,07
14	4,82	sable limoneux	Q2	2	0,08	0,08
15	2,58	sable limoneux	Q2	2	0,08	0,08
16	3,05	sable limoneux	Q2	2	0,08	0,08
17	2,92	Schiste (roche altérée)	Q2	2	0,08	0,08
18	3,44	Schiste (roche altérée)	Q2	2	0,08	0,08
19	3,09	Schiste (roche altérée)	Q2	2	0,08	0,08

Ainsi on peut calculer Calcul de la charge limite de frottement latéral Q_s :

$$Q_s = P \times \int_9^{19} q_s(z) dz = 2.512 \times \int_9^{19} q_s(z) dz = 2.512 \times \sum_9^{19} q_s(z) \cdot z = 3.14 \times 0.82 = 2.5748 \text{ MPa}$$

$$Q_s = 257.48 \text{ Tonnes}$$

c. Calcul de la capacité portante

Le calcul de q_s et q_p étant faits, il reste plus qu'à les combiner pour obtenir la capacité portante selon les cas de combinaison.

- ELU fondamentale : $Q = \frac{Q_p + Q_s}{1.4} = \frac{239.2 + 257.48}{1.4} = 354.77 \text{ Tonnes}$
- ELS rare : $Q = \frac{0.5Q_p + 0.7Q_s}{1.1} = \frac{0.5 \times 239.2 + 0.7 \times 257.48}{1.1} = 272.59 \text{ tonnes}$
- ELS quasi-permanente : $Q = \frac{0.5Q_p + 0.7Q_s}{1.4} = \frac{0.5 \times 239.2 + 0.7 \times 257.48}{1.4} = 214.16 \text{ Tonnes}$

On compare maintenant les capacités portantes avec les efforts en tete de pieux :

	Capacité portante(T)	Efforts à reprendre(T)	Conclusions
ELU fondamentale	354.77	404	Non vérifiée
ELS rare	272.59	300	Non vérifiée
ELS quasi-permanente	214.16	226	Non vérifiée

III. Hypothèse 4 : B = 1000mm et L = 25m

a. Détermination de la charge limite de pointe

La charge limite de pointe est la charge maximale mobilisable à la base du pieu. Dans le cas d'un essai pressiométrique de Ménard, cette charge est donnée par :

$$Qp = A K_p p_{le}^*$$

- A : section de pointe, $A = \pi r^2 = 3.14 \times 0.5^2 = 0.785 \text{m}^2$
- K_p : facteur de portance.

C'est un coefficient qui est donné par le tableau suivant :

Nature des terrains		Éléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Éléments mis en œuvre avec refoulement du sol
Argiles. Limons	A	1,1	1,4
	B	1,2	1,5
	C	1,3	1,6
Sables. Graves	A	1,0	4,2
	B	1,1	3,7
	C	1,2	3,2
Craies	A	1,1	1,6
	B	1,4	2,2
	C	1,8	2,6
Marnes. Marno-calcaires		1,8	2,6
Roches altérées (1)		1,1 à 1,8	1,8 à 3,2
(1) La valeur de k_p pour ces formations est prise égale à celle de la formation meuble du tableau à laquelle le matériau concerné s'apparente le plus. Le calcul proposé ici n'affranchit, en aucun cas, d'avoir recours aux méthodes spécifiques de la mécanique des roches.			

Valeurs du facteur de portance K_p

Pour les éléments mis en œuvre sans refoulement du sol (pieu foré à boue) dans une roche altérée on a : $1.1 \leq K_p \leq 1.8$. Prenons $K_p = 1.1$

- p_{le}^* : C'est une pression *moyenne* autour de la base du pieu. Elle est déterminée de la manière suivante

$$p_{le}^* = \frac{1}{3a+b} \int_{D-b}^{D+3a} p_l(z) dz$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} a = B/2 \text{ si } B > 1 \text{ m} \\ a = 0.5 \text{ m si } B < 1 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow a = 0.5 \text{ m}$$

$b = \min(a ; h)$ où h est la hauteur de l'élément de fondation dans la couche porteuse.

$$h = 25\text{m} - 16\text{m} = 9\text{m}$$

$$b = \min(a ; h) = (0.5 ; 9) = 0.5\text{m}$$

D : hauteur d'encastrement ; D = 25m

$$P_{le}^* = \frac{1}{3 \times 0.5 + 0.5} \int_{25-0.5}^{25+3 \times 0.5} Pl(z) dz = \frac{1}{2} \int_{24.5}^{26.5} Pl(z) dz = \frac{1}{2} \sum_{24.5}^{26.5} Pl(z) = 0.5(pl(25) + pl(26))$$

$$P_{le}^* = 0.5(3.28 + 3.28) = 3.28\text{MPa}$$

$$\text{On a donc } Q_p = 0.785 \times 1.1 \times 328 = 2832.28\text{KN}$$

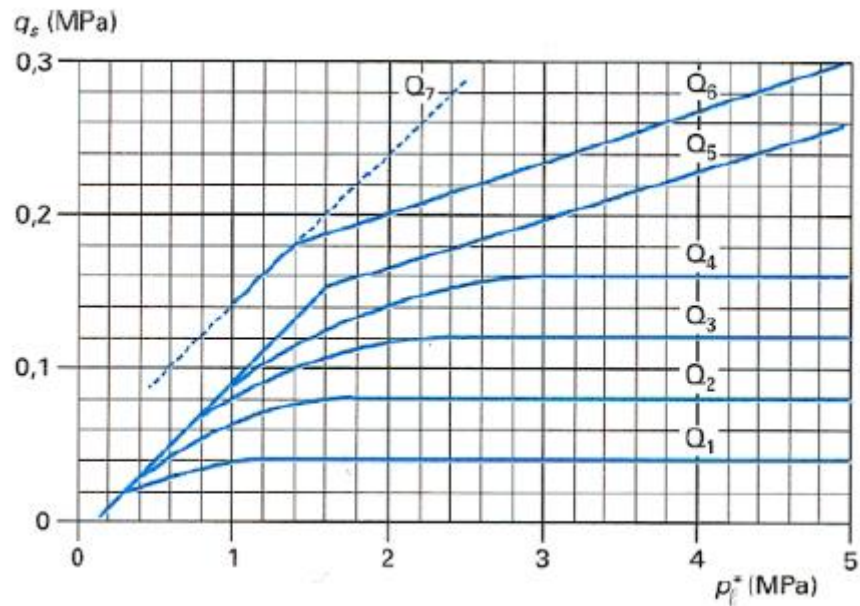
$$Q_p = 283.23 \text{ Tonnes}$$

b. Détermination de la charge limite par frottement latéral

L'effort total limite mobilisable par frottement latéral sur toute la hauteur h concernée du fût du pieu est calculé par l'expression suivante :

$$Q_s = P \int_0^h q_s(z) dz$$

- P périmètre du pieu : $P = 2\pi r = 2 \times 3.14 \times 0.5 = 3.14\text{m}$
- h : hauteur sur laquelle s'exerce le frottement latéral diminuée de la hauteur sur laquelle s'exerce le frottement négatif ($9 \leq h \leq 25$)
- q_s frottement latéral unitaire limite. La détermination de q_s dépend de la nature du sol, du type de pieu et de la pression limite nette p_l^* . Le type de pieu étant de type foré avec boue on utilisera la courbe Q_1 pour le sable lâche, Q_2 pour le sable moyennement compact et le schiste (roche altérée). Les graphes ci-dessous nous donnent le frottement latéral unitaire limite selon la courbe utilisée.



Par ailleurs le fascicule 62 titre 5 nous donne les expressions analytiques permettant de déterminer les valeurs de q_s en fonction de p_l^* . Ainsi on a pour les courbes Q_1 et Q_2 :

- $q_s = q_{sn} \frac{Pl}{Pn} \left(2 - \frac{Pl}{Pn} \right)$ pour $\frac{Pl}{Pn} \leq 1$
- $q_s = q_{sn}$ pour $\frac{Pl}{Pn} \geq 1$

Avec : $q_{sn} = 0.04n$; $p_n = (1 + 0.5n)$ et n numéro de la courbe.

Ainsi on a les valeurs suivantes de q_s en fonction de p_l^* :

$z(m)$	$P^*l(MPa)$	Type de sol	Courbe utilisée	$Pn(MPa)$	$q_{sn}(Mpa)$	$q_s (MPa)$
9	1,23	sable moyennement compact	Q2	2	0,08	0,07
10	1,32	sable moyennement compact	Q2	2	0,08	0,07
11	1,13	sable moyennement compact	Q2	2	0,08	0,06
12	1,26	sable moyennement compact	Q2	2	0,08	0,07
13	1,31	sable moyennement compact	Q2	2	0,08	0,07

14	4,82	sable limoneux	Q2	2	0,08	0,08
15	2,58	sable limoneux	Q2	2	0,08	0,08
16	3,05	sable limoneux	Q2	2	0,08	0,08
17	2,92	Schiste (roche altérée)	Q2	2	0,08	0,08
18	3,44	Schiste (roche altérée)	Q2	2	0,08	0,08
19	3,09	Schiste (roche altérée)	Q2	2	0,08	0,08
20	3,88	Schiste (roche altérée)	Q2	2	0,08	0,08
21	3,36	Schiste (roche altérée)	Q2	2	0,08	0,08
22	2,91	Schiste (roche altérée)	Q2	2	0,08	0,08
23	2,84	Schiste (roche altérée)	Q2	2	0,08	0,08
24	3,48	Schiste (roche altérée)	Q2	2	0,08	0,08
25	3,28	Schiste (roche altérée)	Q2	2	0,08	0,08

Ainsi on peut calculer Calcul de la charge limite de frottement latéral Q_s :

$$Q_s = P \times \int_0^{25} q_s(z) dz = 2.512 \times \int_0^{25} q_s(z) dz = 2.512 \times \sum_0^{25} q_s(z) \cdot z = 3.14 \times 1.3 = 4.082 \text{ MPa}$$

$$Q_s = 408.2 \text{ Tonnes}$$

c. Calcul de la capacité portante

Le calcul de q_s et q_p étant faits, il reste plus qu'à les combiner pour obtenir la capacité portante selon les cas de combinaison.

- ELU fondamentale : $Q = \frac{Q_p + Q_s}{1.4} = \frac{283.23 + 408.2}{1.4} = 493.88 \text{ Tonnes}$
- ELS rare : $Q = \frac{0.5Q_p + 0.7Q_s}{1.1} = \frac{0.5 \times 283.23 + 0.7 \times 408.2}{1.1} = 388.5 \text{ tonnes}$
- ELS quasi-permanente : $Q = \frac{0.5Q_p + 0.7Q_s}{1.4} = \frac{0.5 \times 283.23 + 0.7 \times 408.2}{1.4} = 303.25 \text{ Tonnes}$

On compare maintenant les capacités portantes avec les efforts en tete de pieux :

	Capacité portante(T)	Efforts à reprendre(T)	Conclusions
ELU fondamentale	493.88	404	Vérifiée
ELS rare	388.5	300	Vérifiée
ELS quasi-permanente	303.25	226	Vérifiée

IV. Hypothèse 5 : B = 1000mm et D = 28m

d. Détermination de la charge limite de pointe

La charge limite de pointe est la charge maximale mobilisable à la base du pieu. Dans le cas d'un essai pressiométrique de Ménard, cette charge est donnée par :

$$Qp = A K_p p_{le}^*$$

- A : section de pointe, $A = \pi r^2 = 3.14 \times 0.5^2 = 0.785m^2$
- K_p : facteur de portance.

C'est un coefficient qui est donné par le tableau suivant :

Nature des terrains		Éléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Éléments mis en œuvre avec refoulement du sol
Argiles. Limons	A	1,1	1,4
	B	1,2	1,5
	C	1,3	1,6
Sables. Graves	A	1,0	4,2
	B	1,1	3,7
	C	1,2	3,2
Craies	A	1,1	1,6
	B	1,4	2,2
	C	1,8	2,6
Marnes. Marno-calcaires		1,8	2,6
Roches altérées (1)		1,1 à 1,8	1,8 à 3,2
(1) La valeur de k_p pour ces formations est prise égale à celle de la formation meuble du tableau à laquelle le matériau concerné s'apparente le plus. Le calcul proposé ici n'affranchit, en aucun cas, d'avoir recours aux méthodes spécifiques de la mécanique des roches.			

Valeurs du facteur de portance K_p

Pour les éléments mis en œuvre sans refoulement du sol (pieu foré à boue) dans une roche altérée on a : $1.1 \leq K_p \leq 1.8$. Prenons $K_p = 1.1$

- P_{le}^* : C'est une pression *moyenne* autour de la base du pieu. Elle est déterminée de la manière suivante

$$P_{le}^* = \frac{1}{3a+b} \int_{D-b}^{D+3a} Pl(z) dz$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} a = B/2 \text{ si } B > 1 \text{ m} \\ a = 0.5 \text{ m si } B < 1 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow a = 0.5 \text{ m}$$

$b = \min(a ; h)$ où h est la hauteur de l'élément de fondation dans la couche porteuse.

$$h = 25 \text{ m} - 16 \text{ m} = 9 \text{ m}$$

$$b = \min(a ; h) = (0.5 ; 9) = 0.5 \text{ m}$$

D : hauteur d'encastrement ; $D = 28 \text{ m}$

$$P_{le}^* = \frac{1}{3 \times 0.5 + 0.5} \int_{28-0.5}^{28+3 \times 0.5} Pl(z) dz = \frac{1}{2} \int_{27.5}^{29.5} Pl(z) dz = \frac{1}{2} \sum_{24.5}^{26.5} Pl(z) = 0.5 (pl(28) + pl(29))$$

$$P_{le}^* = 0.5 (3.53 + 3.4) = 3.465 \text{ MPa}$$

$$\text{On a donc } Q_p = 0.785 \times 1.1 \times 346.5 = 299.2$$

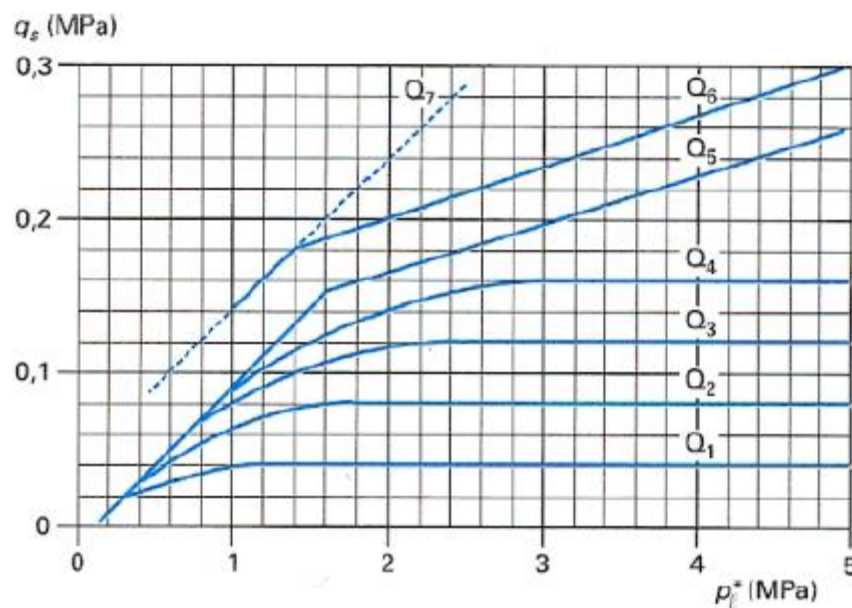
$$Q_p = 299.2 \text{ Tonnes}$$

e. Détermination de la charge limite par frottement latéral

L'effort total limite mobilisable par frottement latéral sur toute la hauteur h concernée du fût du pieu est calculé par l'expression suivante :

$$Q_s = P \int_0^h q_s(z) dz$$

- P périmètre du pieu : $P = 2\pi r = 2 \times 3.14 \times 0.5 = 3.14 \text{ m}$
- h : hauteur sur laquelle s'exerce le frottement latéral diminuée de la hauteur sur laquelle s'exerce le frottement négatif ($9 \leq h \leq 28$)
- q_s frottement latéral unitaire limite. La détermination de q_s dépend de la nature du sol, du type de pieu et de la pression limite nette p_l^* . Le type de pieu étant de type foré avec boue on utilisera la courbe Q_1 pour le sable lâche, Q_2 pour le sable moyennement compact et le schiste (roche altérée). Les graphes ci-dessous nous donnent le frottement latéral unitaire limite selon la courbe utilisée.



Par ailleurs le fascicule 62 titre 5 nous donne les expressions analytiques permettant de déterminer les valeurs de q_s en fonction de p_l^* . Ainsi on a pour les courbes Q_1 et Q_2 :

- $q_s = q_{sn} \frac{Pl}{p_n} \left(2 - \frac{Pl}{p_n} \right)$ pour $\frac{Pl}{p_n} \leq 1$
- $q_s = q_{sn}$ pour $\frac{Pl}{p_n} \geq 1$

Avec : $q_{sn} = 0.04n$; $p_n = (1 + 0.5n)$ et n numéro de la courbe.

Ainsi on a les valeurs suivantes de q_s en fonction de p_l^* :

z(m)	P* <i>l</i> (MPa)	Type de sol	Courbe utilisée	Pn(MPa)	qsn(Mpa)	qs (MPa)
9	1,23	sable moyennement compact	Q2	2	0,08	0,07
10	1,32	sable moyennement compact	Q2	2	0,08	0,07
11	1,13	sable moyennement compact	Q2	2	0,08	0,06
12	1,26	sable moyennement compact	Q2	2	0,08	0,07
13	1,31	sable moyennement compact	Q2	2	0,08	0,07
14	4,82	sable limoneux	Q2	2	0,08	0,08
15	2,58	sable limoneux	Q2	2	0,08	0,08
16	3,05	sable limoneux	Q2	2	0,08	0,08
17	2,92	Schiste (roche altérée)	Q2	2	0,08	0,08
18	3,44	Schiste (roche altérée)	Q2	2	0,08	0,08
19	3,09	Schiste (roche altérée)	Q2	2	0,08	0,08
20	3,88	Schiste (roche altérée)	Q2	2	0,08	0,08
21	3,36	Schiste (roche altérée)	Q2	2	0,08	0,08
22	2,91	Schiste (roche altérée)	Q2	2	0,08	0,08
23	2,84	Schiste (roche altérée)	Q2	2	0,08	0,08
24	3,48	Schiste (roche altérée)	Q2	2	0,08	0,08

25	3,28	Schiste (roche altérée)	Q2	2	0,08	0,08
26	3,28	Schiste (roche altérée)	Q2	2	0,08	0,08
27	3,49	Schiste (roche altérée)	Q2	2	0,08	0,08
28	3,53	Schiste (roche altérée)	Q2	2	0,08	0,08

Ainsi on peut calculer Calcul de la charge limite de frottement latéral Q_s :

$$Q_s = P \times \int_9^{28} q_s(z) dz = 3.14 \times \int_9^{28} q_s(z) dz = 3.14 \times \sum_9^{28} q_s(z) \cdot z = 3.14 \times 1.54 = 483.56 T$$

$$Q_s = 483.56 \text{ Tonnes}$$

f. Calcul de la capacité portante (en tenant compte du frottement négatif)

Le calcul de q_s et q_p étant faits, il reste plus qu'à les combiner pour obtenir la capacité portante selon les cas de combinaison.

- ELU fondamentale : $Q = \frac{Q_p + (Q_s - G_{sf})}{1.4} = \frac{299.2 + (483.56 - 168.3)}{1.4} = 438.9 T$
- ELS rare : $Q = \frac{0.5Q_p + 0.7(Q_s - G_{sf})}{1.1} = \frac{0.5 \times 299.2 + 0.7 \times (483.56 - 168.3)}{1.1} = 336.62 T$
- ELS quasi-permanente : $Q = \frac{0.5Q_p + 0.7(Q_s - G_{sf})}{1.4} = \frac{0.5 \times 299.2 + 0.7 \times (483.56 - 168.3)}{1.4} = 264.49 T$

On compare maintenant les capacités portantes avec les efforts en tête de pieux :

	Capacité portante(T)	Efforts à reprendre(T)	Conclusions
ELU fondamentale	438.9	404	Vérifiée
ELS rare	336.62	300	Vérifiée
ELS quasi-permanente	264.49	226	Vérifiée

ANNEXE 4 : Détermination du nombre de pieux

La détermination du nombre de pieux par file se fait en considérant la charge totale à reprendre. On a déjà déterminé la charge que reprends un pieu lorsqu'il est considéré comme isolé. Ceci nous servira à déterminer le nombre de pieux à mettre sous les files de piles ou sous les culées. Le tableau ci- dessous récapitule les charges totales à reprendre par le groupe de pieux.

	ELU fondamentale (T)	ELS rare (T)	ELS quasi-permanente (T)
sous file de piles simples	1986	1503	1200
sous file de piles doubles	4330	3621	2436
sous culées	4805	3765	2700

Récapitulatif des charges totales (Qg) sous appuis

Le nombre de pieux s'obtient par une formule du coefficient d'efficacité. Ce coefficient est donné par : $C_e = \frac{Qg}{\sum Ql} = \frac{Qg}{n \cdot Ql}$. On va supposer que chaque pieu travail de manière identique dans le groupe que si il était isolé. Par conséquent on a $C_e = 1$ et donc $n = \frac{Qg}{Ql}$. Pour rappel, en mode isolé, un pieu reprend :

	ELU fondamentale (T)	ELS rare (T)	ELS quasi-permanente (T)
Pieu isolé	440	337	265

- **Nombre de piles sous files piles simples**

En ELU fondamentale on a : $n = \frac{Qg}{Ql} = \frac{1986}{440} = 4.51$

En ELS rare on a : $n = \frac{Qg}{Ql} = \frac{1503}{337} = 4.46$

En ELS quasi-permanente on a : $n = \frac{Qg}{Ql} = \frac{1200}{265} = 4.52$

$n \geq 4.52$ on prendra $n = 6$. Soit 6 pieux sous la file de piles simples. La vérification se fera en calculant le coefficient d'efficacité et en s'assurant qu'il ne dépasse pas les « 1 » ce qui serait non-sens.

Il reste à déterminer l'espacement entre les pieux. La file de pile a une longueur de 17m. L'espacement $S = (17m - 6m)/4 = 2.2m$ on prendra $S=3m$.

En résumé sous la file de piles simples on aura 6 pieux espacés de 3m les une des autres

- **Nombre de piles sous file de piles doubles et sous culées**

Le nombre de pieux sous piles double et culée sera déterminé en même temps en considérant les charges sur les piles doubles. Ceci pour car ces deux charges Qg sont proches.

En ELU fondamentale on a : $n = \frac{Qg}{Ql} = \frac{4805}{440} = 10.92$

En ELS rare on a : $n = \frac{Qg}{Ql} = \frac{3765}{337} = 11.17$

En ELS quasi-permanente on a : $n = \frac{Qg}{Ql} = \frac{2700}{265} = 10.19$

$n \geq 11.17$ on prendra $n = 12$. Soit 12 pieux sous la file de piles doubles et des culées. La vérification se fera en calculant le coefficient d'efficacité et en s'assurant qu'il ne dépasse pas les « 1 » ce qui serait non-sens.

Il y'a 12 pieux soit donc à considérer deux files de pieux avec les même configurations qu'au niveau des piles simples.

En résumé sous la file de piles doubles et sous les culées on aura 12 pieux en deux rangées espacées de 3m et les pieux de chaque rangée seront espacés de 3m.

ANNEXE 5 : Exécution des pieux

Préparation d'exécution de travaux

1. Organisation sur le chantier

Selon les situations de chantier et les implantations des pieux, 4 à 6 foreuses seront employées pour les travaux de fondations. Pour avancer les travaux, nous comptons appliquer des excavations manuelles pour creuser les couches de sable

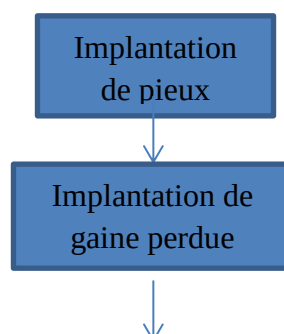
2. Documents nécessaires pour les travaux

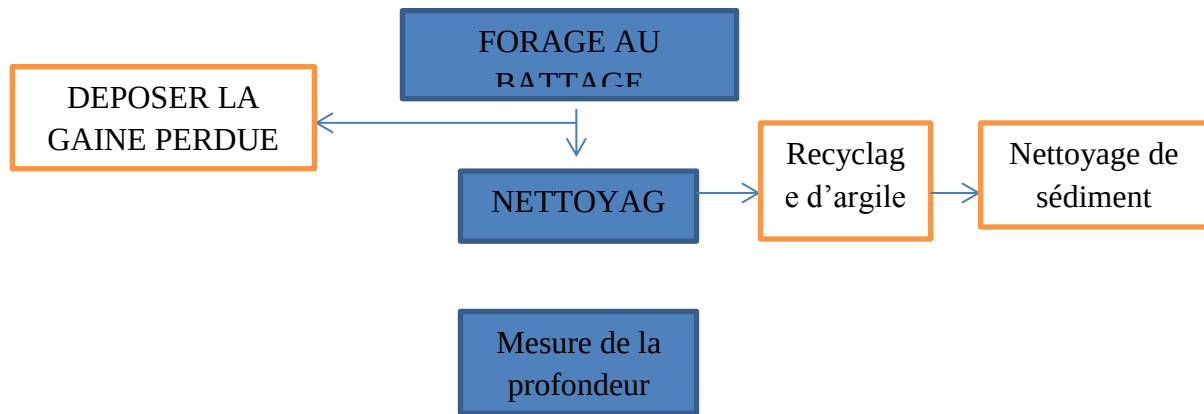
Plans d'implantation des pieux, plans de coffrages de pieux et plans de ferrailage des pieux, études de reconnaissances géotechnique, règle de l'art, les tableaux d'exécution et tableaux de réception.

3. Les ingénieurs doivent être organisés pour se familiariser aux plans d'exécution, situations géotechniques et les plans doivent être examinés et confirmés. Il faut que les ingénieurs apprennent les situations hydro géographique, les normes, les idées de conception ainsi que les différents tableaux de contrôle.
4. L'eau électricité et circulations pour les engins, déviations et la maintenance de circulation pour les transports des engins sur le chantier des travaux constituent des points critiques pour le déroulement normal des travaux
5. Les matériaux doivent faire l'objet des essais de réception
6. Les axes des pieux, cotes doivent être confirmés et réceptionnée pour les passer sur la procédure de visa de commencement de travaux
7. Mise en place des mesures nécessaire pour la sécurité et hygiène
8. Etablir les règlements internes auxquels les employés doivent se référencier

Méthode d'exécution

Procédure d'exécution de forage à percussion





Sécurité et hygiène

- Le directeur de projet préside l'organisation et coordonne l'équipe de sécurité et hygiène. Chaque équipe travaille en rotation pour le contrôle
- Défense d'entrée au chantier sans casque
- Manipulation d'engin non obéie aux règles est interdite
- Panneaux de signalisation

- Les matériaux doivent être rangés dans l'ordre et les matériaux abandonnés doivent être traités immédiatement pour assurer la circulation.
- Equiper des appareils extincteurs, surveillance 24h/24, l'entrée est réservée au personnel.
- Le forage est coulé en béton pour les travaux de pieux sur 24h consécutif, l'entreprise fait le pesaïre pour réduire le bruit
- La réunion de sécurité aura lieu régulièrement pour assurer la sécurité et l'hygiène.

ANNEXE 6 : Matériaux et conditions de fissuration

Béton de qualité QF400

Béton dosé à 400kg de ciment CP I 42.5HRS. il est réservé exclusivement aux pieux

Résistance à la compression à 28jours : $f_{c28} \quad f_{c28}/(1.2*1.05) = 19.84 \text{ Mpa}$

Résistance à la traction à 28jours : $f_{t28} \quad 0.6+0.06f_{c28} = 1.79$

Module de déformation instantanée : $E_{i28} \quad 11000(f_{c28})^{1/3} = 29776 \text{ Mpa}$

Module de déformation différée : $E_{v28} \quad 3700(f_{c28})^{1/3} = 10007 \text{ Mpa}$

Contrainte de compression limite du béton à l'ELS : $f_{bc} \quad 0.3f_{c28} = 5.95 \text{ Mpa}$

Contrainte tangentielle limite : $\text{Taux_U} \quad \text{Min} (0.15f_{c28}/\gamma_b), 4 \text{ Mpa}) = 1.98 \text{ Mpa}$

Coefficient de poisson $\nu = 0.20$

Acier

Armatures a hautes adhérence : $f_e \text{ E40 A : } f_e = 400 \text{ Mpa}$

Diamètre nominal (en mm) 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25,32

Acier doux FeE235 : $f_e = 235 \text{ Mpa}$

Module d'élasticité : $E = 200000 \text{ Mpa}$

Résistance caractéristique des aciers : $f_{ed} = f_e/\gamma_s$ avec

$\gamma_s = 1.00$ combinaisons accidentelles et 1.15 pour tous les autres cas

- Coefficient de fissuration

$\eta = 1.0$ pour les rl 1.3

$= 1.3$ pour les fils HA avec diamètre $< 6 \text{ mm}$

$= 1.6$ barres HA et fils Ha diamètres $> 6 \text{ mm}$

- Coefficient de scellement :

$\phi_s = 1.0$ pour le r_l

= 1.5 pour les barres et fils HA

Enrobages

Enrobages des armatures Pieux : $a = 0.07\text{m}$

Semelles de fondations : $a = 0.04\text{m}$

Autres : $a = 0.03\text{m}$

Conditions de fissurations

Fissuration préjudiciable

La fissuration est considérée préjudiciable pour tous les éléments des ouvrages autres que les pieux forés

La contrainte de traction des armatures est : $\sigma_a = \text{Min} (2/3f_e, \text{Max} (1/2f_e, 110(\eta f_{tj})^{1/2}))$

Tablier du viaduc $\sigma_a = 216\text{Mpa}$

Autres éléments $\sigma_a = 202\text{Mpa}$

Fissuration très préjudiciable

LA fissuration est considérée très préjudiciable pour les pieux forés

La contrainte de traction des armatures est : $\sigma_a = 0.8 \text{ Min} (2/3f_e, \text{Max} (1/2f_e, 110(\eta f_{tj})^{1/2}))$

Pieux forés $\sigma_a = 160\text{Mpa}$

ANNEXE 7 : *Ferraillage de la cage d'armatures*

ANNEXE 8 : *Planning de mise en œuvre des pieux*