

UNIVERSITÉ DE BLIDA 1

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

MÉMOIRE DE MASTER EN GÉNIE CIVIL

Spécialité : Géotechnique

Thème :

**Etude géotechnique d'un pont rail situé entre les
deux gares de l'Oued Sly et Yellel au PK 252+107
(Wilaya de Ghilizane)**

Elaboré par :

BOUDJOUHER Salim

BENAZIBA Anis

Encadré par :

Y. SAIL

Docteur

USDB de Blida

Promoteur

H. CHELGHAM

Ingénieur Génie Civil

DUYES Construction

Co-promoteur

Blida, Octobre 2021



RESUME

L'état Algérien, dans le cadre de sa politique de développement et de renforcement des infrastructures ferroviaires a projeté le dédoublement de la voie ferrée entre les deux gares de l'OUED SLY ET YELLEL. Le projet, à l'état actuel, est en phase de réalisation. A ce stade, il est prévu la construction d'un ouvrage (pont rail) de traversée du OUED RHIOU PK 252+107 qui constitue un des obstacles majeurs. C'est dans ce sillage que nous nous sommes intéressés à l'étude de stabilité à court terme du côté voie en service et coté culée ainsi qu'aux études géotechniques de fondations du futur ouvrage.

Mots-clés : dédoublement - pont rail - géotechnique - fondation – Pieux

ABSTRACT

The Algerian state, as part of its policy of developing and strengthening railway infrastructure, has planned to duplicate the railway line between the two stations of OUED SLY AND YELLEL. The project, as it stands, is in the construction phase. At this stage, the construction of a structure (Rail Bridge) to cross the OUED RHIOU PK 252 + 107 is planned, which constitutes one of the major obstacles. It is in this wake that we were interested in the short-term stability study of the in-service track side and the abutment side as well as the geotechnical studies of the foundations of the future structure.

Keywords: splitting - rail bridge -- Geotechnics - foundation – Piles

ملخص

الدولة الجزائرية ، كجزء من سياستها لتطوير وتعزيز الهياكل الأساسية للسكك الحديدية ، تعزم ازدواجية السكك الحديدية بين محطتي واد سلي و بلل. خطط بناء جسر سكة حديدية لعبور واد رهيو. المشروع في مرحلة التنفيذ حاليا. ومن هذا المنطلق ، كنا مهتمين بدراسة استقرار المنحدر على الجانب السكة التي هي في الخدمة و جانب الدعامة، بالإضافة إلى الدراسات الجيوتقنية لأسس الجسر المستقبلي.

الكلمات المفتاحية : خوازي –أساس -جيوتقنية -جسر حديدي -مضاعفة

Remerciements

Nous remercions, avant tout, Dieu le Tout Puissant de nous avoir donné patience, santé et volonté afin de réaliser ce mémoire.

En guise de reconnaissance, nous tenons à présenter nos sincères remerciements à tous les personnes qui ont contribué de près ou de loin au bon déroulement de notre stage de fin d'études et à l'évaluation de ce modeste travail.

Nos sincères gratitudees aussi à Mr H.CHELGHAM notre ingénieur pour son encadrement de qualité et son soutien moral, ses conseils, et son intérêt inoubliable qu'il a porté à notre regard, nous tenons à remercier également l'ensemble du personnel de l'entreprise (DUYES CONSTRUCTION LIMITEES).

Nous remercions chaleureusement le Dr Y.SAIL notre directeur de mémoire, pour le suivi et l'intérêt qu'il a porté à nos travaux et de son enseignement riche.

Enfin, nous n'oserons oublier de remercier tout le corps professoral de l'université SAAD DAHLEB (Génie Civil) de Blida, pour le travail qu'ils effectuent afin de nous créer les conditions les plus favorables pour la réussite de nos études.

Dédicaces

Avec l'expression de notre profonde reconnaissance, nous dédions ce travail à nos précieux parents, qui nous ont toujours soutenu et encourager durant toutes ces années d'études, nous n'arrivons jamais à leur exprimer notre amour sincères, pour leurs efforts qu'ils n'ont jamais cessé d'épargner pour nous rendre heureux.

Toutes nos familles, nos professeurs, nos amis, a ceux qui, quels que soit les termes adoptés, sachant que nous ne pouvons pas tous les mentionner sur cette page, mais qu'ils ont toujours une place dans notre cœur.

Que ce mémoire de fin d'études soit le meilleur cadeau qu'on puisse leur offrir.

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE	1
Chapitre I : Recherche bibliographique	
I.1. Introduction	2
I.2. Définition d'une reconnaissance des sols	2
I.3. Méthode de sondage par forages et prélèvement	3
I.3.1. Exécution des forages	3
I.3.2. Etablissement de la coupe de sondage	3
I.3.2.1. Relevé des niveaux	3
I.3.2.2. Identification des sols	3
I.3.2.3. Prélèvement d'échantillons intacts.....	3
I.3.2.3.1. Précautions à prendre avant prélèvement	3
I.3.2.3.2. Renseignements à fournir lors du prélèvement	4
I.4. Classification des sols et interprétation	4
I.4.1. A partir des essais de laboratoire	4
I.4.1.1. Caractéristiques de nature	4
I.4.1.1.1. Granulométrie	4
I.4.1.1.2. Limites d'Atterberg	4
I.4.2. Classification des sols non organiques	5
I.4.2.1. Classification des sols grenus	5
I.4.2.2. Classification des sols fins	6
I.4.3. Caractéristiques d'état	7
I.4.3.1. La teneur en eau (w %)	7
I.4.3.2. Indice de plasticité (I_p)	7
I.4.3.3. Indice de consistance (I_c)	7
I.4.3.4. caractéristiques mécaniques	7
I.4.3.4.1. Indice de compression (C_c)	7

I.4.4. A partir des essais in-situ	8
I.4.4.1 Le pressiomètre	8
I.5. Etablissement des profils synoptiques	9
I.6. Etablissement de la coupe géologique	9
I.7. Etablissement du profil géotechnique	10
I.8. Classification du mouvement de terrains	10
1.8.1. Les glissements	10
1.8.1.1. Glissement plan.....	11
1.8.1.2. Glissements rotationnels ou circulaires	11
1.8.1.2.1. Glissement rotationnel simple	11
1.8.1.2.2 Glissement rotationnel complexe	12
I.8.2. Les coulées	12
I.8.3. Les écroulements	13
I.8.4. Le fluage	13
I.8.5. Principales causes des glissements	14
I.9. Méthode de calcul de la stabilité des talus	15
I.9.1. Définition du coefficient de sécurité	15
I.9.2. Méthodes de calcul de la stabilité	16
I.9.2.1 Les méthodes basées sur l'équilibre limite.....	16
I.9.2.1.1. La méthode de FELLENIUS (1936)	17
I.9.2.1.2. Méthode de BISHOP simplifiée (1954)	19
I.9.2.1.3. Méthode de Morgenstern et Price (1965)	19
I.9.2.1.4. Méthode de Spencer	20
I.10. Principaux facteurs influençant la stabilité des talus.....	20
I.10.1. La hauteur du gradín	20
I.10.2. La nature des terrains.....	20
I.10.3. L'eau souterraine	20

I.10.4. Les phases et les méthodes d'exploitation	20
I.10.5. La géométrie	21
I.11. Fondations superficielles	21
I.11.1. Calcul de la contrainte limite (q_L)	22
I.11.2. Contrainte admissible (q_{adm})	22
I.11.3. Dimensionnement pour une charge verticale centrée	22
I.11.4. Résistance au poinçonnement	22
I.11.5. A partir d'essais pressiométrique	23
I.11.6. Tassement de consolidation primaire (méthode œdométrique).....	24
I.12. Fondations semi- profondes	25
I.12.1. Définition	25
I.12.2. Fondations semi- profondes soumises à une charge verticale	25
I.12.2.1. Détermination de la contrainte de rupture	25
I.12.2.2. Détermination de la charge limite en frottement latéral	25
I.13. Fondations profondes	26
I.13.1. pieux travaillant uniquement en pointe	27
I.13.2. Pieu flottant	27
I.13.3. pieux travaillant à la fois à la pointe et frottement latéral	27
I.13.4. Méthodes de calcul d'un pieu isolé	27
I.13.4.1. Méthode aux résultats d'essais de laboratoire	28
I.13.4.2. Méthode aux résultats des essais pressiométrique	28
I.14. Conclusion	30

Chapitre II : Présentation du projet

II.1. But de l'étude	39
II.2. Situation du projet	39
II.3. Aperçu sur la région	39
II.3.1. Topographie	39

II.3.2. Géologie Régionale	39
II.4 Aperçu sismique	41
II.5. Hypothèses et données de l'ouvrage	42
II.6. Caractéristique des matériaux	43
II.6.1. Le béton armé	43
II.6.2. béton	43
II.6.3. Ciment	43
II.6.4. Granulats	44
II.6.5. Eau de gâchage	44
II.6.6. Les aciers	44
II.7. Les règlements appliqués	45

Chapitre III : Etude géotechnique de l'ouvrage

III.1. Introduction	46
III.2. Compagne géotechnique relative à l'ouvrage	46
III.3. Résultats des reconnaissances et commentaires	46
III.3.1. Essai in-situ	46
III.3.1.1. sondages carottés	46
La coupe lithologique du sondage est comme suit	47
III.3.1.2. Les forages pressiométrique	48
III.3.2. Essais de laboratoires (essais d'identification physique et mécanique)	49
III.3.2.1. Paramètres physiques.....	49
III.3.2.2. Paramètres mécaniques.....	50
III.3.2.2.1. Essai de cisaillement à la boîte de Casagrande	50
III.3.2.2.2. Essais de compressibilité à l'œdomètre	50
III.3.2.3. L'analyse chimique	51
III.4. Classification du sol par analyse granulométrique	52
III.5. Conclusion	53

Chapitre IV : Etude de la stabilité

IV.1. Introduction	55
IV.2. Calcul de la stabilité du côté voie en service, coté culée de notre projet	55
IV.2.1. Présentation du logiciel Geo5	55
IV.2.2. La coupe lithologique	56
IV.2.3. La nappe phréatique	56
IV.2.4. Les caractéristiques géotechniques	56
IV.2.5. Les étapes de l'étude	57
IV.3. Conclusion	66

Chapitre V : Calcul des fondations

V.1. Introduction	66
V.2. Caractéristiques de l'ouvrage	66
V.3. Déscente des charges	66
V.3.1. Culée	66
V.3.2 Pile	79
V.4. Étude des fondations de l'ouvrage	81
V.4.1. Solution fondation superficielle	81
V.4.2. Solution fondation profonde	84
V.4.2.2. Application numérique	86
V.4.3. Etude des pieux sous la semelle de la culée	88
V.4.4. Etude des pieux sous la semelle de la pile	91
V.4.5. Calcul du tassement des fondations	93

CONCLUSION GENERALE	96
----------------------------------	----

BIBLIOGRAPHIE	97
---------------------	----

ANNEXES	98
---------------	----

Liste des figures

Figure I.1 : Classification de laboratoire des sols fin- diagramme de plasticité.	6
Figure I.2 : indice de consistance.....	7
Figure I.3: Glissement plan.....	11
Figure I.4 : Glissement rotationnel.	12
Figure I.5: Glissements successifs emboîtés.	12
Figure I.6 : Coulée de boue.	13
Figure I.7: Ecoulement	13
Figure I.8 : Exemple de fluage.....	14
Figure I.9 : Principales classes et types de déstabilisation.	14
Figure I.10 : Surface de rupture.....	15
Figure I.11: Les forces agissantes sur une tranche.....	17
Figure I.12: forces agissant sur une tranche d'après l'hypothèse de FELLENIUS.....	18
Figure I.13: Semelle isolé.....	21
Figure I.14: Fondation semi- profonde soumise à une charge verticale centrée.....	25
Figure.I.15: Courbe de frottement unitaire limite le long du fut du pieu.	30
Figure II.16: Situation du projet sur la carte sismique du territoire national.....	41
Figure II.17: Coupe longitudinale du pont.....	43
Figure II.18 : Coupe transversale du tablier.....	43
Figure III.19: Position des sondage effectué.....	46
Figure.IV.20: La voie en service et le nouveau pont.....	55
Figure IV.21: Talus à l'état initial.	58
Figure IV.22: Talus après pose du remblai.	59
Figure IV.23: Talus après réalisation du soutènement et première excavation.....	60
Figure IV.24: Talus après la deuxième excavation.....	62
Figure IV.25: Insertion de la deuxième rangée des clous.....	63
Figure IV.26: les déformations des pieux.	64
Figure IV.27: Talus avec l'action sismique.....	65
Figure IV.28: Les actions des pieux avec l'action sismique.	66
Figure.IV.29:L'écran de soutènement en micro pieux.....	66
Figure V.30: Description des forces et moments appliquées sur la culée.	66
Figure V.31: Courbe de frottement unitaire limite le long du fut du pieu.	85
Figure V.32: Profile des pieux de la culée.....	94

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Classification des sols en fonction des limites d'Atterberg.	4
Tableau I.2 : la classification LTPC des sols grenus.	5
Tableau I.3 : détermination de la consistance de sol d'après les essais mécanique de laboratoire.	8
Tableau I.4 : les caractéristiques mécaniques du sol données par le PMT.	9
Tableau I.5 : Valeur du coefficient α selon Ménard	9
Tableau V.6: Facteur de portance K_p.	29
Tableau V.7: Catégories conventionnelles des sols.	29
Tableau II.8 : classification des ponts (selon le R.P.O.A 2008)	42
Tableau II.9: coefficient d'accélération « A » (selon le R.P.O.A 2008)	42
Tableau III.10: les valeurs retenues pour le calcul pour chaque sondage	48
Tableau III.11 : les paramètres physiques de chaque couche	50
Tableau III.12 : Les résultats des essais de cisaillement (non consolidé-non drainé). ..	50
Tableau III.13: Classification du sol selon C_c.	51
Tableau III.14: Résultat d'essai de compressibilité à l'œdomètre.	51
Tableau III.15: Résultats de l'analyse chimique.	52
Tableau III.16: Spécification technique.	52
Tableau III.17 : Résultats de l'analyse granulométrique et les limites d'Atterberg. ..	52
Tableau IV.18: Les caractéristiques géotechniques.	56
Tableau V.19: Tableau des Charges permanentes.	79
Tableau V.20: Tableau des Surcharges d'exploitation.	79
Tableau V.21: Facteur de portance K_p.	85
Tableau V.22: Catégories conventionnelles des sols.	85
Tableau V.23: Choix des abaques pour la détermination de q_s.	86
Tableau.V.24: Vérification des réactions sur chaque pieux	90

INTRODUCTION GENERALE

Les infrastructures ferroviaires jouent un rôle important dans le développement économique et social de l'Algérie. La voie ferrée assure plus de 50% des besoins en déplacements des personnes et des biens et la mise à niveau des infrastructures pourrait permettre à l'Algérie d'accroître sa croissance économique. Dans ce cadre l'état Algérien a envisagé le dédoublement de la voie ferrée de la ligne Alger-Oran et pour le franchissement du Oued Rhiau, il a été nécessaire la construction d'un pont rail au voisinage de la voie ferrée en service et pour cela une étude géotechnique poussée du site destiné à recevoir l'ouvrage d'art est d'une importance capitale. Le mémoire se compose de cinq chapitres :

Le premier chapitre : concerne la recherche bibliographique dans laquelle nous présentons en détail les étapes de déroulement d'une étude géotechnique

Le deuxième chapitre : présentation du projet de construction du pont-rail pour la traversé de Oued Rhiau.

Le troisième chapitre : comprend l'analyse de l'étude géotechnique du site destiné à recevoir l'ouvrage d'art. Le but est de définir aux moyens de sondages et d'essais la lithologie du sol et de déterminer les caractéristiques géotechniques de chaque couche rencontrée afin de pouvoir proposer un système de fondation adéquat.

Le quatrième chapitre : concerne l'étude de la stabilité à court terme du côté voie en service et coté culée de notre projet afin de garantir la circulation des trains.

Le cinquième chapitre : comprend le calcul des fondations des culées et la pile de l'ouvrage.

Chapitre I

Recherche
bibliographique

I.1. Introduction

Ce chapitre est consacré à l'étude bibliographique dans laquelle nous présentons en détail les étapes de déroulement d'une étude géotechnique, en définissant les différentes étapes de l'étude, ainsi que l'étude de stabilité en classifiant les mouvements de terrains et les méthodes de calcul de stabilité des talus. Enfin, nous aborderons l'étude des fondations.

I.2. Définition d'une reconnaissance des sols :

La reconnaissance doit mettre en évidence la configuration des différentes couches de sol, et de déterminer le dimensionnement des fondations de l'ouvrage.

La reconnaissance doit mettre en évidence toute la structure du sol du voisinage de l'ouvrage.

Dans le cas général, étudier un sol, c'est rechercher ses propriétés physiques chimique et mécanique en de fournissant au projeteur les éléments dont il aura besoin pour dimensionner géométriquement, mécaniquement voir économiquement, les structures qu'il se propose d'édifier.

Cette étude doit être établie conjointement par deux ingénieurs géologue et géotechnicien. Le géologue doit renseigner le géotechnicien sur les points suivants :

- Nature et disposition des couches nécessaires,
- Continuité de ces couches,
- Présence ou absence des cavités souterraines,
- Détermination du niveau de la nappe d'eau et ses fluctuations.
- Ainsi que le pénétromètre, dynamique à utiliser avec prudence dans les sols non identifiés et qui peut détecter le substratum et donner la résistance de pointe de travail.
- Le pénétromètre statique utilisé pour une reconnaissance rapide des sols cohérents et donne la résistance de pointe et le frottement latéral.
- Le pressiomètre utilisé avec un prés-forage, il donne le module pressiométrique E_p et la Pression limite P_l .
- Les sondages carottés pour la détermination de la géométrie des couches.
- Les piézomètres pour le relevé du niveau de la nappe d'eau.

La recherche de ses paramètres permet à l'ingénieur géotechnicien de chiffrer le comportement des sols.

La recherche de ses paramètres permet à l'ingénieur géotechnicien de chiffrer le comportement des sols.

I.3. Méthode de sondage par forages et prélèvement :

I.3.1. Exécution des forages :

Les forages peuvent être classés en deux catégories :

1. Les forages de grande sections, c'est-à-dire les puits et éventuellement les tranchés.
2. Les forages de petites sections, les premiers sont réalisés avec les moyens ordinaires de terrassement. Ils permettent l'observation directe des sols traversés ainsi que les prélèvements d'échantillons. Les seconds sont réalisés à l'aide d'appareils spéciaux de perforation qui ramènent à la surface des échantillons intacts ou remaniés des sols.

Lors de l'exécution de forages sous une nappe, il peut être utile d'effectuer des prélèvements d'eau, en vue de rechercher l'existence d'une éventuelle agressivité vis-à-vis des ouvrages.

I.3.2. Etablissement de la coupe de sondage :

I.3.2.1. Relevé des niveaux :

Au cours du sondage, les niveaux de séparation des différentes couches ainsi que les niveaux haut et bas des vides éventuellement rencontrés, sont repérés par rapport au niveau du sol. Ils sont par la suite rattachés au nivellement général de l'Algérie ou d'une base de nivellement couramment employée dans les régions correspondantes.

I.3.2.2. Identification des sols :

Au fur et à mesure de la perforation, les sols extraits sont paraffinés soigneusement pour permettre une identification ultérieure.

Les renseignements suivants sont cependant notés immédiatement :

- Cote de prélèvement.
- Dénomination provisoire donnée au sol par le sondeur.
- Couleur et odeur.
- Consistance du sol.
- Pourcentage de carottage.

I.3.2.3. Prélèvement d'échantillons intacts :

I.3.2.3.1. Précautions à prendre avant prélèvement :

Avant tout prélèvement d'échantillons, il faut procéder au nettoyage de la surface sur laquelle le prélèvement est prévu. Les matériaux qui proviennent de d'autres couches ou qui auraient pu être broyés par les outils de perforation sont éliminés de façon à conserver la granulométrie du sol en place.

I.3.2.3.2. Renseignements à fournir lors du prélèvement :

Pour chaque prélèvement, l'entrepreneur doit établir une fiche qu'il remet au maître de l'ouvrage après avoir porté les indications suivantes :

- Référence de chantier.
- Numéro de sondage.
- Date du prélèvement.
- Niveau de prélèvement.
- Type et caractéristique de l'essai.

I.4. Classification des sols et interprétation :**I.4.1. A partir des essais de laboratoire :**

Les prélèvements d'échantillons permettent de réaliser un certain nombre d'essais au laboratoire afin d'identifier le sol, compléter la description visuelle donnée par les coupes géologiques des sondages. Ainsi on pourra prendre des caractéristiques moyennes représentatives quand cela s'avère nécessaire.

I.4.1.1. Caractéristiques de nature :**I.4.1.1.1. Granulométrie :**

La granulométrie a pour but essentiel d'étudier la taille des grains et des particules qui composent le sol et de mesurer l'importance relative des fractions de sol de dimensions bien définies (gros blocs, graviers, sables, limons, argiles).

Elle se propose donc de définir la répartition des grains constitutifs d'un sol par classe de taille ainsi elle doit compléter la classification à partir des limites d'Atterberg pour classer le sol définitivement.

I.4.1.1.2. Limites d'Atterberg :

Parmi les classifications existantes, nous avons choisi celle adoptée par le LTSC qui est lui-même une adaptation du système USCS (united soil classification system) due à Casagrande. En première approximation, les sols peuvent être classés en fonction des limites d'Atterberg selon le tableau ci-dessous :

Tableau I.1 : Classification des sols en fonction des limites d'Atterberg.

	W_1	I_p
Sable	<35	<15
Limon	$20 < W_1 < 60$	$5 < I_p < 15$
Argile	>30	>15

I.4.2. Classification des sols non organiques :

Les sols peuvent être classés suivant la granulométrie :

- Sols grenus : plus de 50% d'élément > 80 μ
- Sols fins : plus de 50% d'élément < 80 μ

I.4.2.1. Classification des sols grenus :

Le tableau suivant présente la classification LTPC des sols grenus :

Tableau I.2 : la classification LTPC des sols grenus.

Définitions		Symboles	Conditions	Désignation géotechnique
GRAVES	Plus de 50 % des éléments > 0,08 mm ont un diamètre > 2 mm	moins de 5 % d'éléments < 0,08 mm	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$ (*) et $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ compris entre 1 et 3	grave propre bien graduée
			Une des conditions de Gb non satisfaite	grave propre mal graduée
		plus de 12 % d'éléments < 0,08 mm	Limite d'Atterberg au-dessous de la ligne A (fig. 2)	grave limoneuse
			Limite d'Atterberg au-dessus de la ligne A	grave argileuse
SABLES	Plus de 50 % des éléments > 0,08 mm ont un diamètre < 2 mm	moins de 5 % d'éléments < 0,08 mm	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$ et $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ compris entre 1 et 3	sable propre bien gradué
			Une des conditions de Sb non satisfaite	sable propre mal gradué
		plus de 12 % d'éléments < 0,08 mm	Limite d'Atterberg au-dessous de la ligne A	sable limoneux
			Limite d'Atterberg au-dessus de la ligne A	sable argileux

I.4.2.2. Classification des sols fins :

Le sol est caractérisé par le couple (W_L et I_p), le point représentatif est reporté sur le diagramme de plasticité.

Suivant la zone où se trouvent le point, le sol prend l'appellation indiquée sur ce diagramme complétant la granulométrie.

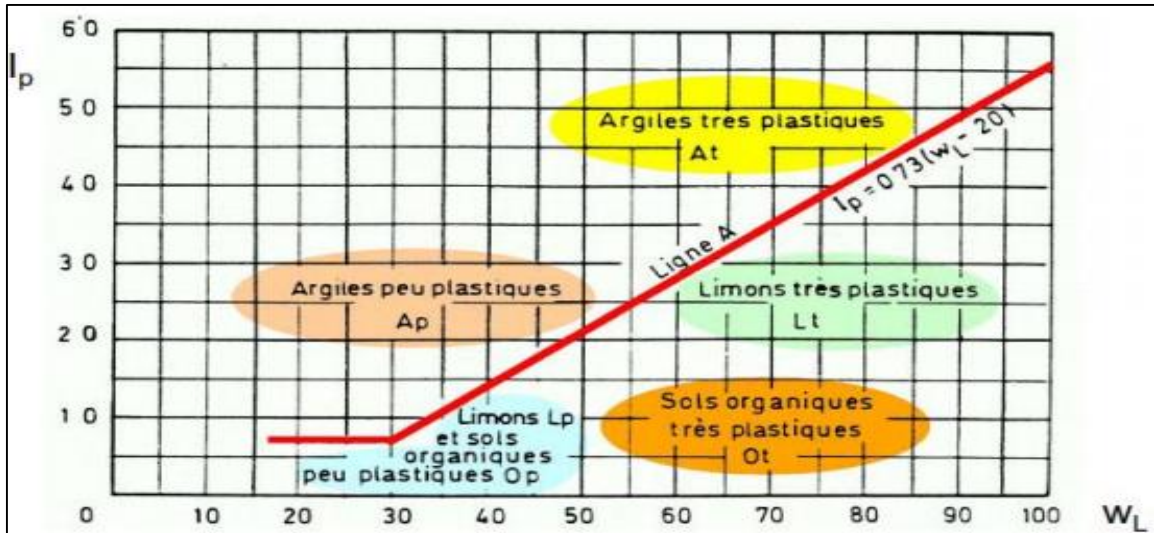


Figure I.1 : Classification de laboratoire des sols fin- diagramme de plasticité.

Remarque :

Lorsque l'une des caractéristiques se situe au niveau de la limite séparant les deux classes, on utilise la double appellation. Ex : $G_b - G_m, A_p - L_p$

Les paramètres du sol peuvent être calculés par les formules suivantes :

- Le poids volumique γ_h peut être calculé en fonction du poids volumique sec γ_d et de la teneur en eau w comme suit : $\gamma_h = \gamma_d (1 + W)$

- L'indice des vides e peut être calculé à partir du degré de saturation S_r , la teneur en eau w , le poids volumique sec γ_d et le poids volumique de l'eau γ_w suivant la formule :

$$e = \frac{W \cdot \gamma_d}{S_r \cdot \gamma_w \cdot \gamma_d \cdot W}$$

- Le poids volumique des grains solides γ_s peut être déduit à partir de l'indice des vides e et du poids volumique sec γ_d suivant la formule : $\gamma_s = (1 + e) \gamma_d$

- L'indice de consistance I_c peut être déduit à partir de la limite de liquidité w_l , la teneur en eau w et l'indice de plasticité I_p suivant la formule : $I_c = \frac{w_l - w}{I_p}$

I.4.3. Caractéristiques d'état :

La connaissance de la teneur en eau naturelle w d'un sol et des limites d'Atterberg permet de se faire une idée de l'état du sol qui peut être caractérisé comme suit :

I.4.3.1. La teneur en eau (w %) :

1-25	légèrement humide
25-50	Humide
50-75	Mouillé
75-99	Détrempé
100	Saturé

I.4.3.2. Indice de plasticité (I_p) :

Léonard a donné la classification suivante :

0-5	sol non plastique
5-15	sols moyennement plastiques
15-40	sols plastiques
40	sols très plastiques

I.4.3.3. Indice de consistance (I_c) :

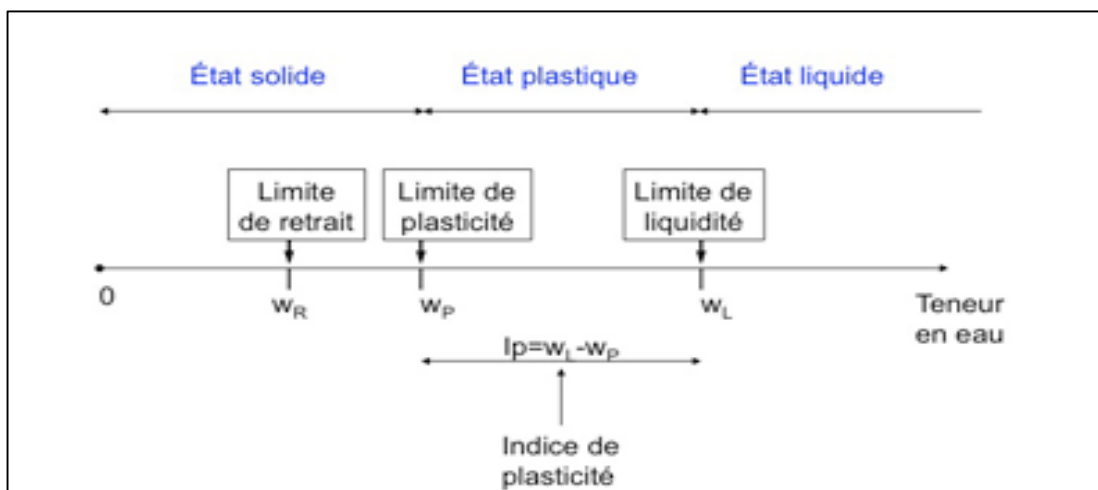


Figure I.2 : indice de consistance.

I.4.3.4. caractéristiques mécaniques :

I.4.3.4.1. Indice de compression (C_c) :

Il est important de connaître la variation des C_c vu que le tassement est d'autant plus important que le coefficient de compression C_c est élevé.

$C_c < 0.020$	Sol incompressible
$0.020 < C_c < 0.050$	Sol très peu compressible
$0.050 < C_c < 0.100$	Sol peu compressible
$0.100 < C_c < 0.200$	Sol moyennement compressible
$0.200 < C_c < 0.300$	Sol assez fortement compressible
$0.300 < C_c < 0.500$	Sol très compressible
$C_c > 0.500$	Sol extrêmement compressible

Coefficient de consolidation (C_v) : $10^{-5} < C_v < 10^{-2}$ cm²/s sol compressible

Coefficient de gonflement (C_g) : C_g est élevé s'il est compris entre 0.04 et 0.25

La cohésion non drainé (C_u) : détermination de la consistance de sol d'après les essais mécanique de laboratoire.

Tableau I.3 : détermination de la consistance de sol d'après les essais mécanique de laboratoire.

Argile	Cohésion non drainée (kPa)
Très molle	$C_u < 10$
Molle	$10 < C_u < 25$
Moyennement consistance	$50 < C_u < 75$
Raide	$C_u > 75$

I.4.4. A partir des essais in-situ :

I.4.4.1 Le pressiomètre :

Les essais pressiométrique permettent de tester les déformations, traiter les problèmes de stabilité de tous les types de fondations (semelles, pieux, radiers). Ils sont implantés à coté de chaque sondage carotté, et ils servent pour une bonne corrélation entre la nature du terrain et les caractéristiques mécaniques du sol données par les essais pressiométrique (pression limite et module pressiométrique), et aussi pour le calcul des fondations.

Tableau I.4 : les caractéristiques mécaniques du sol données par le PMT.

Classe de sol		Désignation	p_1 (MPa)
Argiles, limons	A	Argiles et limons mous	< 0,7
	B	Argiles et limons fermes	1,2 – 2,0
	C	Argiles très ferme à dure	> 2,5
Sables, graves	A	Lâches	< 0,5
	B	Moyennement compacts	1,0 – 2,0
	C	Compacts	> 2,5
Craies	A	Molles	< 0,7
	B	Altérées	1,0 – 2,5
	C	Compactes	> 3,0
Marnes – Marno-calcaire	A	Tendres	1,5 – 4,0
	B	Compactes	> 4,5
Roches ⁽¹⁾	A	Altérées	2,5 – 4,0
	B	Fragmentées	> 4,5

Tableau I.5 : Valeur du coefficient α selon Ménard

Type	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Sable et gravier		Type	Roche
	α	E / p_1	α	E / p_1	α	E / p_1	α	E / p_1	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 normalment 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

I.5. Etablissement des profils synoptiques :

Les profils de variation de chaque périmètre de nature et d'état en fonction de la profondeur des sondages sont établis pour mieux apprécier le changement en tout point.

I.6. Etablissement de la coupe géologique :

Elle consiste à relier les couches de même nature géologique, à mentionner les passages particuliers traversant les différentes couches.

I.7. Etablissement du profil géotechnique :

L'établissement du profil géotechnique consiste à relier les couches ayant sensiblement la même nature et les mêmes caractéristiques tant physiques que mécaniques ceci en développant les parties suivantes :

- 1 - Examiner individuellement les coupes géologiques des sondages.
- 2 - Regrouper les résultats des essais de laboratoires et des essais en place.
- 3- Interpréter et classer les sols afin de définir les couches, confirmer et compléter, les coupes géologiques des sondages.
- 4 - Examiner tous les paramètres caractéristiques du sol, tracer leurs courbes de variation en fonction de la profondeur (profils synoptiques).
- 5 - Estimer la dispersion des valeurs c.à.d. donner un intervalle de chaque caractéristique afin d'obtenir une moyenne représentative pour chacune des couche de sondage.
- 6- Utilisation de ces moyennes pour le calcul de stabilité et des tassements.
- 7- Les pénétrogrammes ont permis aussi de préciser les limites des couches et leurs résistances.
- 8- Rechercher les relations qui existent entre les paramètres des différents sondages afin d'obtenir une coupe géotechnique soit le profil en long.

I.8. Classification du mouvement de terrains :

De nombreuses classifications ont été proposées pour rendre compte de la diversité des mouvements de terrain. Les principaux critères de classification retenus sont :

- Types de terrain affectés.
- Types de mouvements.
- Vitesse des processus.
- Taux de remaniement des matériaux après le mouvement.

Les mouvements de terrain les plus fréquents sont classés en :

- Glissements.
- Coulées.
- Ecoulement.
- Fluages.

1.8.1. Les glissements :

Ils se caractérisent par la translation latérale d'une certaine masse de matériaux au niveau d'une surface de rupture nettement individualisée et se produisent généralement dans

des matériaux faiblement cohérents (marnes, argiles..). Les glissements sont les mouvements qui affectent le plus fréquemment les ouvrages de génie civil et génie minier.

Selon la forme de la surface de rupture, on distingue trois types de glissements :

- Glissement plan.
- Glissement rotationnels simples.
- Glissement rotationnels complexes (composés).

1.8.1.1. Glissement plan:

Il se produit suivant un plan, au niveau d'une surface de discontinuité géologique : zone entre deux matériaux de nature différente, failles, plans de stratification... (Figure I.3). La ligne de rupture suit une couche mince de mauvaises caractéristiques sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau. Une telle couche est appelée « couche savon ».

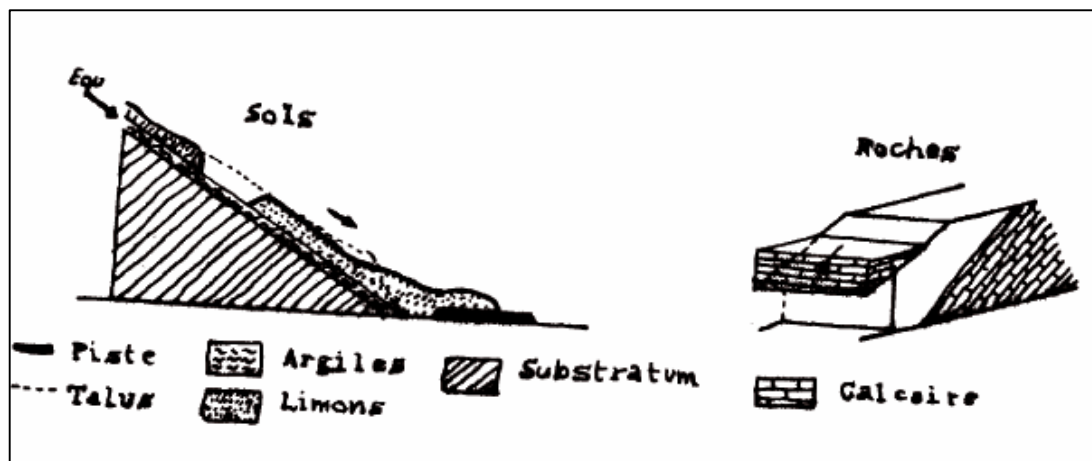


Figure I.3: Glissement plan.

1.8.1.2. Glissements rotationnels ou circulaires :

Le terrain glisse le long d'une surface concave ayant la forme d'une cuillère. On distingue le glissement rotationnel simple et complexe (composé).

1.8.1.2.1. Glissement rotationnel simple :

Ce type de glissement est très fréquent. La surface de rupture à une forme simple et peut être assimilée à un cylindre. Dans un tel glissement, on distingue (figure I.4) : au sommet des fissures de traction et un escarpement, correspondant au départ de la surface de glissement, et à la base un bourrelet formé par des matières glissées. Dans certains cas, la surface de rupture peut être assimilée à un cercle, d'où le nom de glissement circulaire.

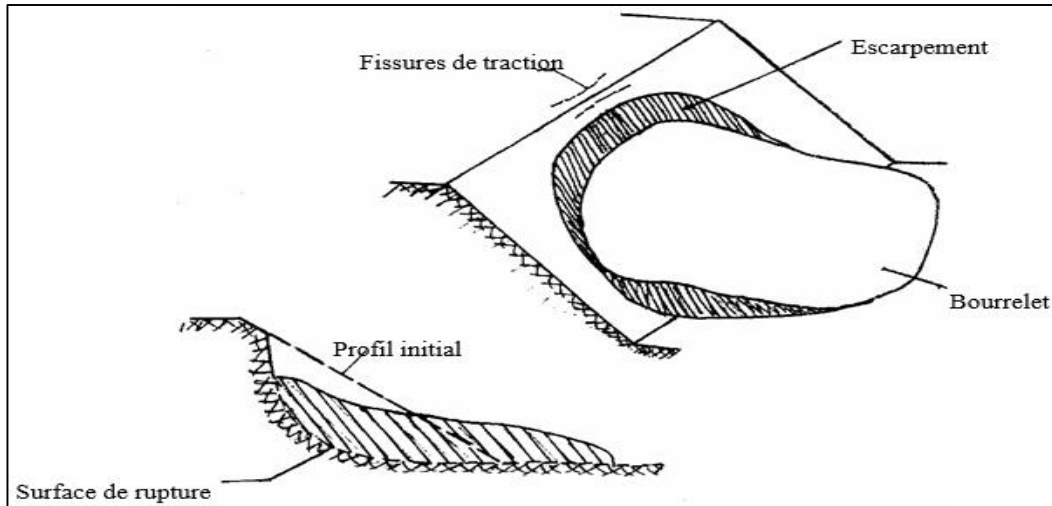


Figure I.4 : Glissement rotationnel.

1.8.1.2.2 Glissement rotationnel complexe :

Ce type de glissement est rare. Il s'agit de glissements multiples emboîtés les uns dans les autres, dus souvent à la suppression de la butée provoquée par le glissement précédent, ce qui entraîne des glissements successifs remontant vers l'amont.

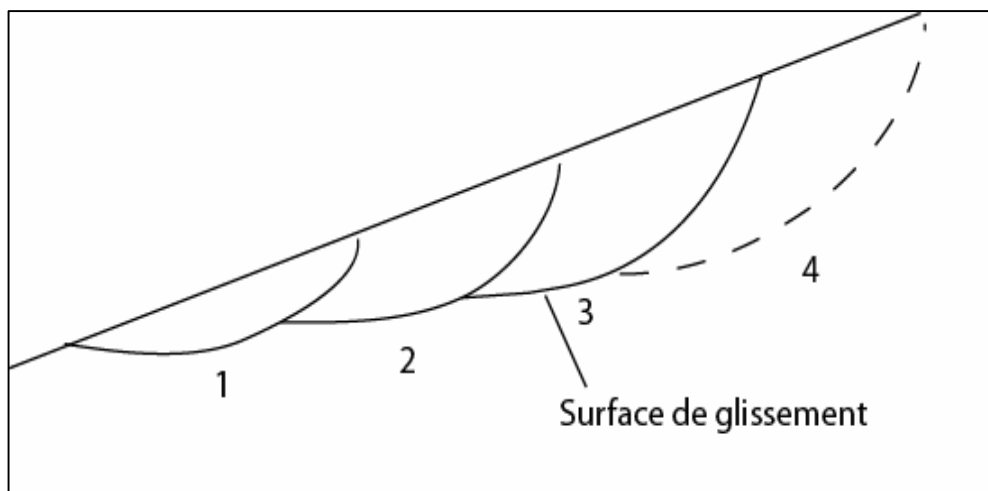


Figure I.5: Glissements successifs emboîtés.

I.8.2. Les coulées :

Elles se produisent à partir de matériel meuble, momentanément saturé en eau, prenant alors une consistance plus ou moins visqueuse, parfois proche de la fluidité. On distingue plusieurs types de coulées telle que :

- **Coulées boueuses** (incluant coulée de blocs, de terre, de boue, lave torrentielle, avalanche de débris et se produisant surtout en montagne)(Figure I.6),

- **Coulées de solifluxion** (déplacement lent des sols en milieu périglaciaire, résultant de l'instabilité de la partie dégelée du sol, en surface, au cours de l'été).

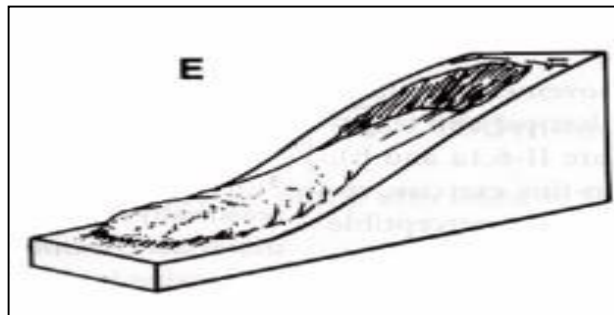


Figure I.6 : Coulée de boue.

I.8.3. Les écroulements :

Ce sont des chutes soudaines de masses rocheuses (Figure I.7). On utilise le terme de chute de pierres pour le détachement de quelques unités de volume inférieur à 1 dm², ou chute de blocs pour un volume supérieur. Le terme écroulement est utilisé quand il s'agit de la chute soudaine d'une masse rocheuse qui se détache d'une paroi en se désorganisant.

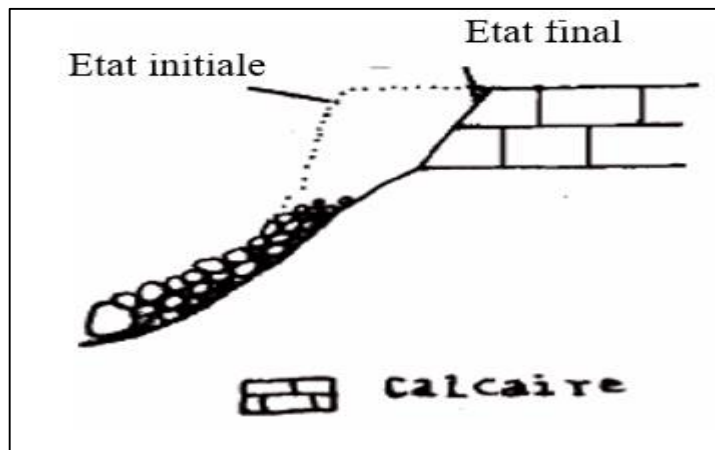


Figure I.7: Ecroulement

I.8.4. Le fluage

Il correspond à des mouvements lents, dus à des sollicitations proches de la rupture (domaine plastique). Dans l'exemple de la figure I.8, le banc de marne flue sous le poids de la falaise calcaire. Ceci peut provoquer une fissuration du banc calcaire peu déformable et un risque d'écroulement de la falaise.

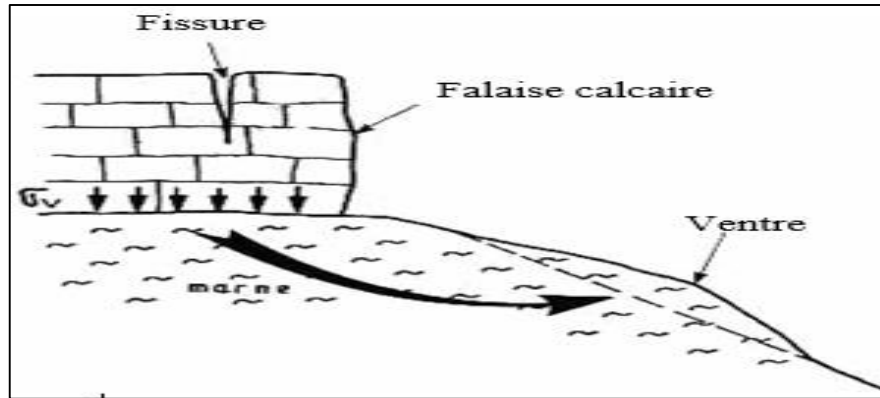


Figure I.8 : Exemple de fluage.

Une compilation des différents types de mouvements de terrain est donnée dans la figure 9.

Classes	Types	Schéma	Terrains concernés	Remaniement interne	Vitesse moyenne
GLISSEMENTS DE TERRAIN <i>(sens strict)</i>	GLISSEMENT CIRCULAIRE (loupe)		roches peu cohérentes	plutôt faible	quelques cm à quelques m par jour discontinu (saisons)
	GLISSEMENT PLAN		- marnes - alluvions - moraines		
	GLISSEMENT DE NIVEAU D'ALTÉRATION		altérites		quelques m par jour
COULÉES	COULÉE DE SOLIFLUXION		roches meubles	plutôt fort	discontinu (saisons)
	COULÉE DE BOUE				plusieurs m par seconde variable (selon fluidité)
ÉCROULEMENTS	ÉCROULEMENT DE SURPLOMB		roches cohérentes		déclenchement très rapide
	ÉCROULEMENT D'AVAL PENDAGE		stratifiées ou non		chute en quelques secondes
FAUCHAGE				variable selon le stade	très lent quelques cm par an

Figure I.9 : Principales classes et types de déstabilisation.

I.8.5. Principales causes des glissements :

Plusieurs facteurs contribuent au déclenchement des glissements, les plus importants étant :

- la nature des terrains : les terrains argileux sont prédisposés aux glissements.
- l'action de l'eau : l'eau est dans la plupart des cas la cause principale dans la mise en mouvement des terrains.

- les causes mécaniques externes : citons parmi les causes mécaniques externes, le terrassement au pied du talus, les entailles effectuées dans les talus stables, toute surcharge naturelle ou artificielle déposée sur une pente, les vibrations naturelles (séismes) ou artificielles (explosion, machines ...).

I.9. Méthode de calcul de la stabilité des talus :

Les méthodes de calcul de stabilité des terrains sont basées sur la constatation suivante : lorsqu'il y a glissement de terrain, il y a séparation d'une masse du sol du reste du massif et son glissement se fait suivant une surface de rupture. Ayant défini une surface de rupture « S », on étudie la stabilité de la masse (1) mobile par rapport au massif (2) qui est fixe (figure I.10).

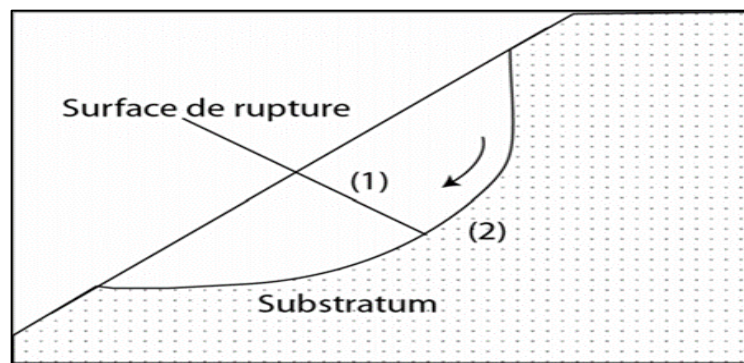


Figure I.10 : Surface de rupture.

I.9.1. Définition du coefficient de sécurité :

Le calcul de la stabilité des talus est généralement estimé à l'aide d'un coefficient appelé : coefficient de sécurité F_s . Ce coefficient est défini comme étant le rapport du moment par rapport à un point fixe de la résultante des forces résistantes au glissement aux forces provoquant le glissement.

$$F_s = \frac{\sum \text{Moments des forces résistant au mouvement}}{\sum \text{Moments des forces provoquant le mouvement}} \quad (A)$$

Théoriquement, le talus est dit stable si $F_s > 1$. L'état d'équilibre limite (rupture) est obtenu lorsque $F_s = 1$. Mais dans la pratique, le coefficient F_s est compris entre 1,15 et 1,30 en tenant compte des facteurs suivants :

- Les erreurs dues à l'exactitude des méthodes de calcul de la stabilité du bord.
- Les incertitudes expérimentales de la détermination des propriétés physico-mécaniques des roches, comme par exemple la valeur moyenne du poids volumique des roches composant le massif.

- Les incertitudes de la détermination de l'influence de la fissurité.
- L'influence des charges dynamiques provoquées par le tir, par le mouvement des moyens de transport et par les séismes.

I.9.2. Méthodes de calcul de la stabilité :

Les principales méthodes de calcul de la stabilité des talus sont :

- Les méthodes basées sur l'équilibre limite.
- Les méthodes des éléments finis.
- Les méthodes des abaques.

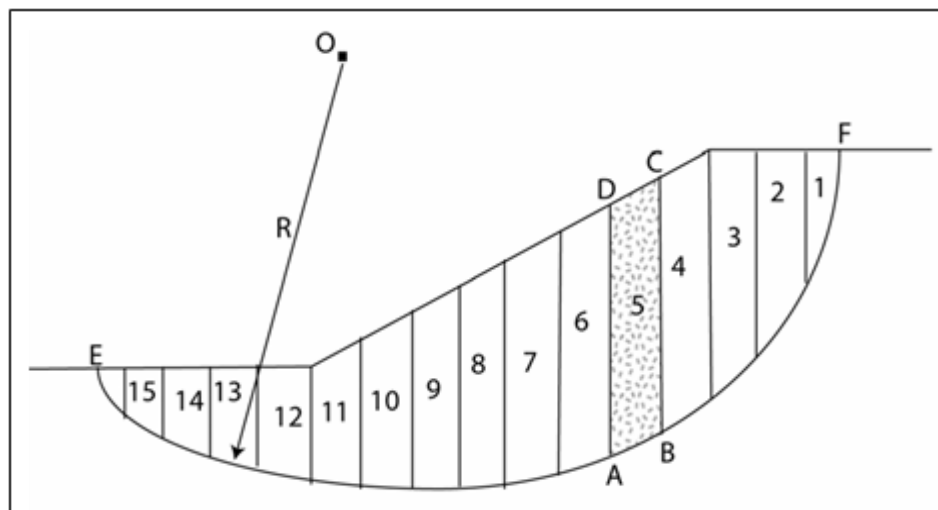
La mise en équation du problème de l'équilibre d'une masse de sol peut se faire de deux manières :

- ▶ Ou bien on étudie l'équilibre de l'ensemble de la zone de glissement. La ligne de rupture est la plupart du temps supposé circulaire. C'est la « méthode globale » (méthode de TAYLOR ; de CAQUOT ; de BIAREZ.....).
- ▶ Ou bien on décompose le talus en tranches dont on étudie d'abord l'équilibre individuel, avant de globaliser le résultat en faisant intervenir certaines hypothèses simplificatrices, c'est la « méthode des tranches » (méthode de FELLENIUS, méthode de BISHOP...).

I.9.2.1 Les méthodes basées sur l'équilibre limite:

Méthode des tranches :

Cette méthode consiste à considérer les forces qui tendent à retenir un certain volume de terrain, délimité par les forces libres du talus et une surface de rupture potentielle, et celles qui tendent à la mettre en mouvement (figure I.11).



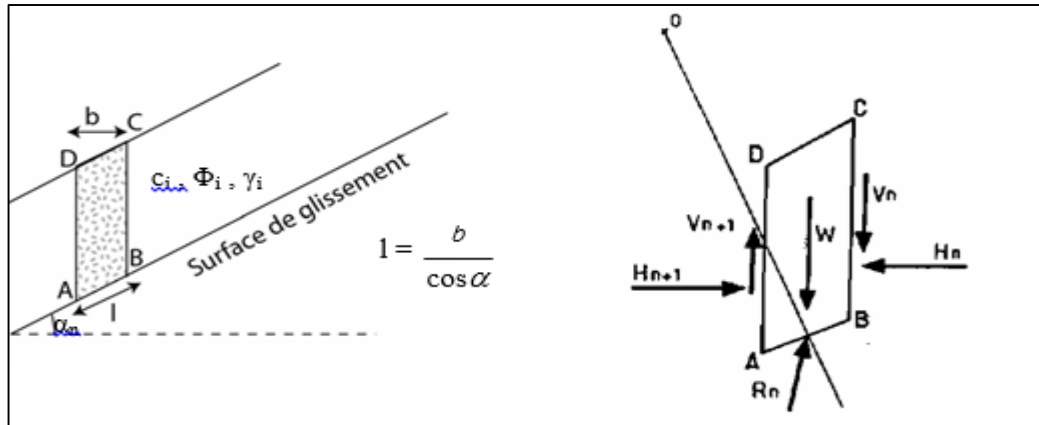


Figure I.11: Les forces agissantes sur une tranche.

Soit un cercle quelconque de centre O et de rayon R pour lequel on vérifie la sécurité vis-à-vis du risque de glissement. La méthode des tranches consiste à découper le volume de sol (compris dans l'arc EF) en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux.

En l'absence d'eau, une tranche (n) est soumise à :

- Son poids $W = \gamma_n \cdot h_n \cdot b_n$
- Les efforts inter-tranches décomposés en efforts horizontaux H_n et H_{n+1} et en efforts verticaux V_n et V_{n+1} .
- La réaction R_n du milieu sous-jacent sur l'arc AB (résistance de cisaillement). Elle se décompose en une composante normale et tangentielle.

I.9.2.1.1. La méthode de FELLENIUS (1936) :

Dans la méthode de FELLENIUS (1936), appelée aussi méthode suédoise, **on considère que :**

- La ligne de glissement est de forme circulaire
- On néglige totalement les efforts inter-tranches
- La seule force agissant sur l'arc AB est le poids W .

Par rapport au centre O , on peut définir :

- le moment moteur comme celui du poids des terrains W tendant à provoquer le glissement.

- le moment résistant maximal fourni par la valeur maximale que peut prendre la composante tangentielle de R_n .

D'après la loi de Coulomb :

$$R_n = c_n \cdot AB + N_n \cdot \tan \Phi_n \quad (1)$$

Par ailleurs : $N_n = W_n \cos\alpha_n$ (2)

Donc : $R_n = c_n \cdot AB + W_n \cos\alpha_n \tan\Phi_n$ (3)

D'autre part : $AB = l_n = \frac{b_n}{\cos\alpha_n}$ (4)

La somme des moments résistants maximaux s'écrit donc :

$$\sum_{i=1}^m R_i \cdot (c_i \cdot \frac{b_n}{\cos\alpha_n} + w_n \cos\alpha_n \tan\Phi_i) \quad (5)$$

Où : m = nombre total de tranches.

C_i, Φ_i = caractéristiques mécaniques de la couche dans laquelle est situé l'arc AB.

En remplaçant (4) et (5) dans l'équation (A), on obtient l'expression du facteur de sécurité :

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^m (c_i \frac{b_n}{\cos\alpha_n} + W_n \cos\alpha_n \tan\phi_i)}{\sum_{n=1}^m W_n \sin\alpha_n}$$

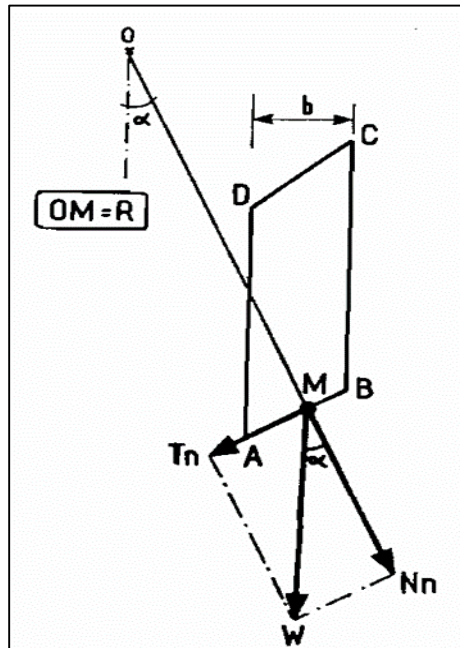


Figure I.12: forces agissant sur une tranche d'après l'hypothèse de FELLENIUS.

Les paramètres intervenant dans le calcul de F_s sont donc :

- b, la largeur des tranches.
- α , l'angle orienté que fait le rayon du cercle passant par le milieu de la base de la tranche avec la verticale.
- la hauteur de la tranche pour le calcul du poids W.

I.9.2.1.2. Méthode de BISHOP simplifiée (1954) :

Dans cette méthode on considère que :

- La ligne de glissement est toujours de forme circulaire.
- Les efforts verticaux inter-tranches sont nuls ($V_n - V_{n+1} = 0$).

Le facteur de sécurité est donné par la formule suivante :

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^m (c_i b_i + W_n \operatorname{tg} \phi_i)}{m_\alpha \sum_{n=1}^m W_n \sin \alpha_n}$$

Avec $m_\alpha = \cos \alpha_i \left[1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i}{F_s} \right]$

Pour déterminer F_s il faut procéder par itérations successives. La première itération est faite en adoptant, comme valeur F_{s0} le coefficient de sécurité obtenu par la méthode de Fellenius.

La méthode de Fellenius donne des résultats pessimistes par rapport à la méthode de Bishop. Les écarts sur F_s peuvent atteindre 10 %. La méthode de Fellenius a l'avantage de simplicité et donc peut être utilisée dans tous les cas courants.

I.9.2.1.3. Méthode de Morgenstern et Price (1965) :

Morgenstern et Price définissent une fonction donnant l'inclinaison des efforts inter-tranches, cette méthode introduit une fonction mathématique arbitraire pour représenter la variation de la direction des forces entre les tranches

$$\operatorname{Tan} \theta_i = \frac{X}{E} = (xi')$$

θ_i : est l'angle formé par la résultante et l'horizontale, il varie systématiquement d'une tranche à une autre le long de la surface de glissement.

λ : est une constante qui doit être évaluée pour le calcul du facteur de sécurité.

(xi') : est la fonction de variation par rapport à la distance le long de la surface de glissement.

xi' : est la normalisation linéaire des coordonnées xi , avec les valeurs des deux bouts de la surface de rupture égales à zéro et π .

Cette méthode satisfait toutes les conditions d'équilibre statique pour chaque tranche, ainsi que l'équilibre des moments et l'équilibre des forces dans la direction horizontale, pour l'ensemble de la masse qui glisse suivant une surface de rupture circulaire ou non circulaire.

I.9.2.1.4. Méthode de Spencer :

Cette méthode a le même principe de calcul que la méthode de Morgenstern et Price, la différence réside dans la fonction de variation qui est constante ($\gamma(x) = 1$), et que l'angle d'inclinaison (θ) est constant dans toutes les tranches. Spencer a présenté cette méthode pour une surface de rupture circulaire, Wright l'a développé pour une surface non circulaire.

I.10. Principaux facteurs influençant la stabilité des talus :

L'angle de pente maximal que peut admettre un talus dépend d'un certain nombre de facteurs dont les principaux sont :

I.10.1. La hauteur du gradin :

La hauteur du gradin influence considérablement sur la valeur du coefficient de sécurité et donc sur la stabilité des talus. Plus la hauteur du gradin est grande, plus son angle de pente sera faible.

I.10.2. La nature des terrains :

La nature des terrains est un paramètre très important dont il faut tenir compte dans une étude de stabilité. Il s'agit principalement d'étudier la structure du massif et des caractéristiques physiques et mécaniques du terrain.

En ce qui concerne la structure du massif, l'étude des discontinuités du massif (fractures, plans de stratification, failles, fissuration) a une influence primordiale sur le calcul du coefficient de sécurité.

En ce qui concerne les caractéristiques physiques et mécaniques, le paramètre physique pris en compte lors du calcul de la stabilité des talus est le poids volumique des terrains en place. Les caractéristiques mécaniques du terrain les plus importantes sont sa résistance au cisaillement qui nous permet de mesurer les caractéristiques de cisaillement (cohésion et angle de frottement interne).

I.10.3. L'eau souterraine :

L'eau joue un rôle très important dans la stabilité des talus. D'une manière générale, la présence d'eau dans un terrain abaisse le coefficient de sécurité.

I.10.4. Les phases et les méthodes d'exploitation :

La modification de l'état des contraintes dans un massif rocheux suite aux travaux d'exploitation peut entraîner une diminution de la résistance au cisaillement qui peut conduire à des ruptures. Les calculs de stabilité des gradins doivent aussi tenir compte des surcharges ponctuelles dues aux engins d'exploitation.

I.10.5. La géométrie :

La concavité ou la convexité des bords de talus a une influence sur la valeur réelle du coefficient de sécurité. Dans le cas où le bord de fosse est concave, la valeur de F_s est sous-estimée. Dans le cas contraire (bord convexe), elle est surestimée par rapport à la réalité.

I.11. Fondations superficielles :

Il existe dans la littérature plusieurs méthodes de calcul des fondations superficielles. Les méthodes sont basées soit sur les essais de laboratoire, soit sur les essais in situ.

Le calcul des fondations se fait en deux étapes :

- Le calcul de la contrainte limite selon la théorie de Boussinesq
- Prédiction de tassement.

Le DTU propose la méthode suivante :

1. **Définition :** cas d'une fondation soumise à des efforts verticaux centrés.

Une fondation superficielle est caractérisée par les valeurs des rapports suivantes :

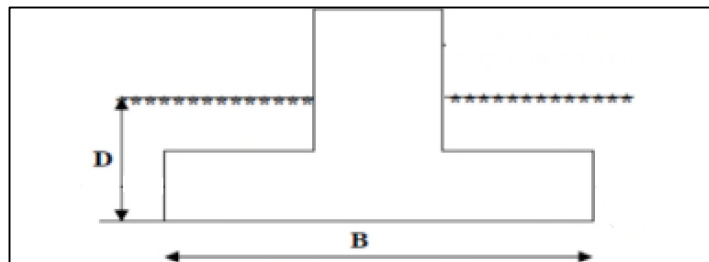


Figure I.13: Semelle isolé

D : Encastrement de la fondation : épaisseur minimale des terres au-dessus du niveau de fondation.

B : largeur de la fondation ou plus petite partie dimension de la semelle

$\frac{D}{B} < 4$ fondation superficielle (semelles)

$\frac{D}{B} > 10$ fondation profonde (pieux)

Une semelle est dite continue ou filante lorsque le rapport $\frac{L}{B} > 5$ supposé infini

(L : longueur de la semelle)

Semelle isolé : $\frac{L}{B} < 5$ Dès que B est grand on a un radier,

I.11.1. Calcul de la contrainte limite (q_L) :

La charge limite q_L de la semelle et la charge maximale que peut supporter et qui entraîne la rupture.

Si A : aire de la semelle, alors la contrainte de rupture de la semelle : $q_l = \frac{Q_l}{A}$

I.11.2. Contrainte admissible (q_{adm}) :

(q_a) appelée souvent « taux de travail » est la contrainte moyenne acceptable pour la semelle, c'est cette valeur qui permet au bureau d'étude de dimensionner les fondations.

La pression admissible q_{adm} vaut :

$$q_{adm} = q_0 + \frac{q_l - q_0}{f_s}$$

f_s : coefficient de sécurité égale à 3

I.11.3. Dimensionnement pour une charge verticale centrée ;

Les critères de dimensionnement d'une fondation superficielle sont les suivants :

- Critère de poinçonnement.
- Critère de tassement.
- Détermination des dimensions de la fondation après le calcul de la contrainte de rupture et la contrainte admissible.
- Calcul du tassement de cette fondation sous charge permanentes seule.
- Adaptation des dimensions de la fondation si le tassement calculé n'est pas compatible avec la structure.

I.11.4. Résistance au poinçonnement :

- Semelle filantes, pression de rupture unitaire :

$$q_l = \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma + q_0 \cdot N_q + C \cdot N_c$$

Expression générale de la pression de rupture unitaire d'une semelle filante rigide sur sol homogène.

γ : poids volumique du sol en place.

q_0 : pression vertical des terres.

B : largeur de la fondation.

D : profondeur d'encastrement.

C : cohésion du sol en place.

N_q, N_γ, N_c sont des facteurs de capacité portante dépendant que l'angle de frottement interne ϕ .

N_γ : facteur de surface.

N_c : facteur de cohésion.

N_q : facteur de profondeur.

Ces facteurs ont été obtenus d'abord grâce aux méthodes semi empirique par Terzaghi.

Les paramètres C et ϕ à prendre en compte dépendent du type de sollicitation (court termes ou long terme) dont résulte également des paramètres q_0 et γ utiliser.

- Cas particulier des semelles rectangulaire ou circulaire :

$$q_{adm} = q_0 + \frac{1}{F} \left[\left(1 - 0.2 \frac{B}{L}\right) \gamma \frac{B}{2} \cdot N_\gamma + q_0 (N_q - 1) + \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) \cdot C \cdot N_c \right]$$

Expression d'une semelle rectangulaire de largeur B et longueur L .

Dans le cas des sols cohérents, pour une semelle rectangulaire.

$$q_{adm} = q_0 + \frac{1}{f_s} \cdot C \cdot N_c \quad \text{avec} \quad N_c = 5 \left(1 + \frac{D}{5B}\right) \cdot \left(1 + \frac{B}{5L}\right) \quad \text{pour} \quad \frac{L}{B} \quad \text{et} \quad \frac{D}{B} \quad \text{limités à 2.5}$$

Pour le cas de sol de fondation multicouche ; ou les caractéristiques géotechniques sont très variables ; il suffit de considérer le sol comme homogène en tenant compte des conditions suivantes :

- Le sol est homogène jusqu'à deux fois la largeur de la fondation sous la base de celle-ci.
- Le calcul de tassement se fait dans l'hypothèse de l'homogénéité.

I.11.5. A partir d'essais pressiométrique :

La capacité portant du sol à partir des essais pressiométrique est données par la formule suivante :

$$q_l = k_p * p_{le}^* + q_0 \quad ; \quad \text{Zone utile} = \left(D, B + \frac{3B}{2}\right)$$

Avec :

p_{le}^* : Pression limite équivalente nette (calculé a partir des valeur p_l^*)

$$p_l^* = p_l - p_0$$

k_p : Coefficient de portance

I.11.6. Tassement de consolidation primaire : (méthode œdométrique)

On utilise les résultats de l'essai œdométrique :

Elle s'applique principalement aux sols cohérents saturés. La couche compressible décomposée en tranches de 1 à 2m d'épaisseur et les contraintes appliquées sont calculées dans le plan moyen des tranches.

$$W_i = \Sigma \Delta h_i$$

$$\Delta h = h \frac{\Delta e}{1+e_0} \text{ pour une couche d'épaisseur } h \text{ chargée sur toute sa surface.}$$

$$\text{Ou } \Delta h = h \frac{C_c}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma}{\sigma'_c}$$

σ'_0 : pression verticale initiale effective

$\Delta \sigma$: pression supplémentaire

C_c : indice de compressibilité (ou de compression) pour σ'_c

C_g : indice de gonflement (indice de compression pour la Plage de contraintes σ'_0 et σ'_c

Sols sur consolidés seulement).

Si $\sigma'_0 < \sigma'_c$ sols surconsolidés ($\sigma'_0 + \Delta \sigma' = \sigma'_f$ on a 2 cas :

$$- \sigma'_0 + \Delta \sigma' > \sigma'_c \quad \Delta h = h \frac{C_g}{1+e_0} \log_{10} \frac{\sigma'_c}{\sigma'_0} + h \frac{C_c}{1+e_0} \log_{10} \frac{\sigma'_f}{\sigma'_c}$$

$$- \sigma'_0 + \Delta \sigma' < \sigma'_c \quad \Delta h = h \frac{C_g}{1+e_0} \log_{10} \frac{\sigma'_c}{\sigma'_0}$$

$$\sigma'_0 = \sigma'_c \quad \text{sols normalement consolidés}$$

$\sigma'_0 + \Delta \sigma' > \sigma'_c$ tassement est dû au supplément de contrainte

$$\Delta h = h \frac{C_g}{1+e_0} \log_{10} \frac{\sigma'_f}{\sigma'_c \text{ ou } \sigma'_0}$$

$$\sigma'_0 > \sigma'_c \text{ sols sous consolidé } \quad \sigma'_0 + \Delta \sigma' > \sigma'_c$$

$$\Delta h = h \frac{C_c}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_0}$$

Pieu que l'on s'est longuement attardé sur le cas d'une fondation superficielle soumise charge verticale et centrée, ce cas-là n'est pas unique. On va donner brièvement les autres cas et leurs principes.

I.12. Fondations semi- profondes :

I.12.1. Définition :

Les fondations semi- profondes sont constituées par des massifs en béton ou béton armé coulés en pleine fouille. Leur profondeur est comprise entre 2 et 6 m.

Ce mode de fondation est très utilisé lorsqu'une couche, située au-dessus du niveau de la nappe et représentant des caractéristiques mécaniques intéressantes, est rencontrée à une profondeur modérée. Si la nappe est présente, la réalisation devient délicate.

Généralement une fondation est considérée comme semi- profonde si : $4 < D / B < 10$

I.12.2. Fondations semi- profondes soumises à une charge verticale :

I.12.2.1. Détermination de la contrainte de rupture :

Afin de calculer la charge limite de la fondation, il faut déterminer la contrainte de rupture sur sa base ainsi que le frottement latéral limite sur le fût du massif.

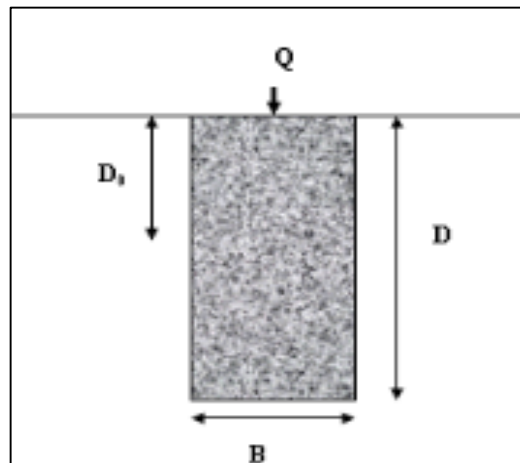


Figure I.14: Fondation semi- profonde soumise à une charge verticale centrée.

La contrainte de rupture à la base q'_{pu} est donnée par la formule générale ci- dessous :

$$q'_{pu} = q'_0 + K_p \cdot P_{le}$$

Avec :

K_p : coefficient de portance correspondant soit à une fondation superficielle soit à une fondation profonde.

I.12.2.2. Détermination de la charge limite en frottement latéral :

En l'absence de frottements parasites (frottement négatif), le frottement latéral peut être pris en compte si le massif de fondation est coulé en pleine fouille. La partie supérieure est neutralisée sur une certaine profondeur D_0 (Fig. II.1) afin de tenir compte du dé

consolidation du sol en cours de travaux, d'où : $Q_{fl} = p \cdot \sum f_{ui} \cdot h_i$

P : périmètre du pieu

f_{ui} : frottement unitaire modélisable dans la couche i .

h_i : épaisseur de la couche i .

Remarque :

D_0 est pris généralement égale à $1.5 \times B$, mais cette valeur semble exagérée lorsque la largeur de la fondation dépasse 1m, une valeur forfaitaire telle que $D_0 = 1$ à 1.5m parait plus correcte.

I.13. Fondations profondes :

Si la couche résistante est profonde le problème est résolu il faudra assoir l'ouvrage sur l'assise profonde résistante par intermédiaire de l'élément porteurs qui constituent ce qu'on appelle « fondation profonde ».

Les fondations profondes font intervenir pour leur portance les 3 points suivant :

- Résistance du terrain d'assise
- Frottement des terrains latéraux
- Mode d'exécution

Parmi les types des fondations profondes, on retiendra les pieux qui sont définis par un élancement très important varient de 10 à 50 et représentent une solution profonde de grande capacité portante, de grande souplesse d'utilisation et de prix avantageux.

Il existe deux types de pieu, battu et foré. Dans notre cas on opte pour des pieux forts vu l'hétérogénéité du terrain. La présence de la nappe et des marécages et la situation du projet dans une zone urbaine.

❖ Pieux :

Les pieux doivent répondre aux exigences suivantes :

- La capacité portante doit être bonne et la stabilité vis-à-vis de la rupture du sol vérifiée.
- Leurs tassements et leurs déformations doivent être sous charges appliquées acceptables.
- Les efforts horizontaux sont repris éventuellement par des pieux inclinés.
- Des efforts parasites tels que les frottements négatifs qui apparaissent avec le temps.

Compte tenu l'élancement du pieu, sa portance est conditionné par :

- Résistance du terrain sous la base (terme de pointe).
- le frottement latérale s'exercés par les terrains ambiants sur la paroi du pieu.

Pour cela, on distingue 3 catégories de pieu :

I.13.1. pieux travaillant uniquement en pointe :

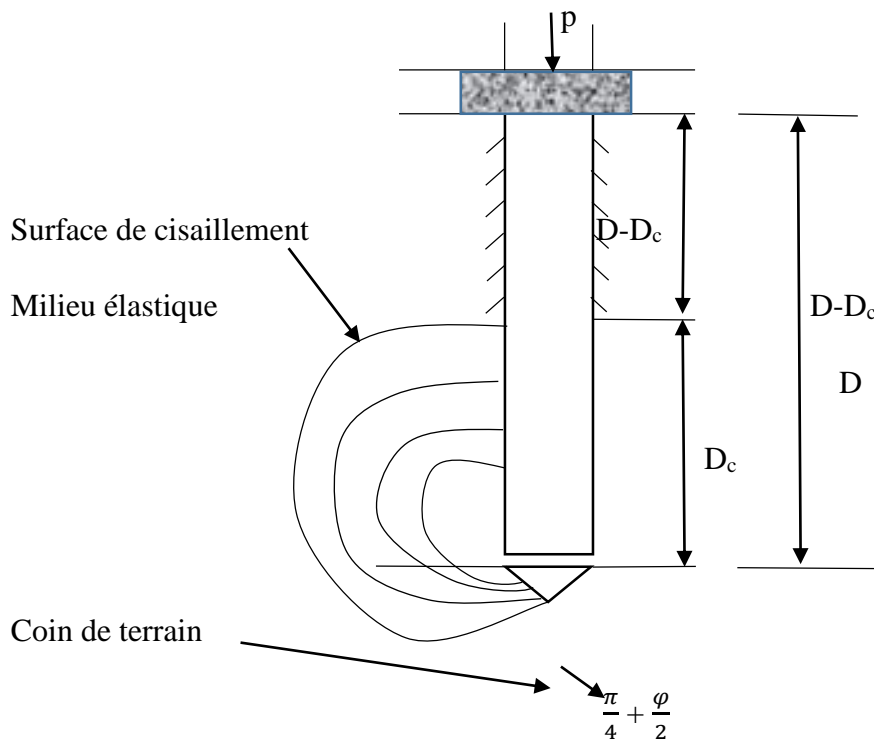
C'est le cas d'un pieu ancré dans une couche résistante à une certaine profondeur d'épaisseur suffisante.

I.13.2. Pieu flottant :

Lorsque le sol ne présente pas une couche résistante, les pieux ne doivent alors leur portance qu'à l'action du frottement latéral des terrains s'exerçant sur leurs futs.

I.13.3. pieux travaillant à la fois à la pointe et frottement latéral :

C'est le cas intermédiaire le plus couramment rencontré, les deux termes intervenant dans le calcul de la portance du pieu doivent être définis pour que l'équilibre soit assuré après chargement, comme pour les fondations superficielles.



I.13.4. Méthodes de calcul d'un pieu isolé :

Dans ce qui suit, on calcule la capacité portante d'un pieu en utilisant les méthodes :

- Méthode aux résultats d'essais de laboratoire (méthode de Terzaghi dit C et Phi) ;
- Méthode aux résultats des essais pressiométrique (règlement français Fascicule 62 Titre V).

I.13.4.1. Méthode aux résultats d'essais de laboratoire

La charge nominale pour pieux isolé est donnée par les formules :

$$Q = \frac{Q_{pu}}{FS_{pu}} + \frac{Q_{su}}{FS_{su}}$$

$$Q_{pu} = q_{pu} \cdot A = (aN_{qmax} + \lambda \cdot c \cdot N_{cmax}) \cdot (\pi \cdot r^2)$$

Avec :

α : constante = 50 kpa

λ : coefficient de forme = 1.3 pour les pieux circulaires

$$Q_{su} = p[c \cdot D + 0.5 \cdot K \cdot \gamma \cdot D^2 \cdot \tan(\varphi)]$$

Avec :

- p : périmètre de la section droite du pieu
- D : épaisseur de sol traversée par le pieu
- K : coefficient valent 0.5 pour les argiles

Les charges nominales sont exprimées sans tenir compte du poids propre de pieu.

I.13.4.2. Méthode aux résultats des essais pressiométrique :

La charge limite d'un pieu isolé de section (A) et de longueur (L) est donnée par la formule générale :

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su}$$

Avec :

Q_{pu} = Effort limite mobilisable sous la pointe.

Q_{su} = Effort limite mobilisable par frottement latéral.

Effort limite mobilisable sous la pointe :

Il est donné par :

$$Q_{pu} = A \cdot q_u$$

Avec :

A = Section de la pointe

q_u = contrainte de rupture relative au terme de pointe

Effort limite mobilisable par frottement latéral :

$$Q_{su} = P \cdot \int_0^k q_s(z) \cdot dz$$

Avec :

P = périmètre du pieu

$q_s(z)$ = frottement latéral unitaire limite à la côte z.

Contrainte de rupture sous la pointe :

Elle est définie comme suit : $q_u = k_p \cdot P_{le}$

Avec :

K_p = Facteur de portance, fonction de la nature du sol et du mode de mise en œuvre, les valeurs de K_p sont données dans le tableau ci-dessus.

P_{le} = Pression limite nette équivalente.

Tableau V.6: 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

Tableau V.7: Catégories conventionnelles des sols.

CLASSE DE SOL			PRESSIOMÈTRE P_l (MPa)
ARGILES, LIMONS	A	Argiles et limons mous	< 0,7
	B	Argiles et limons fermes	1,2 - 2,0
	C	Argiles très fermes à dures	> 2,5
SABLES, GRAVES	A	Lâches	< 0,5
	B	Moyennement compacts	1,0 - 2,0
	C	Compacts	> 2,5
CRAIES	A	Molles	< 0,7
	B	Altérées	1,0 - 2,5
	C	Compactes	> 3,0
MARNES MARNO-CALCAIRES	A	Tendres	1,5 - 4,0
	B	Compacts	> 4,5
ROCHES ⁽¹⁾	A	Altérées	2,5 - 4,0
	B	Fragmentées	> 4,5

Frottement latéral unitaire limite :

Le frottement latéral unitaire limite à la profondeur z , $q_s(z)$ est donné par un abaque en fonction de la valeur de la pression limite nette mesurée à cette même profondeur.

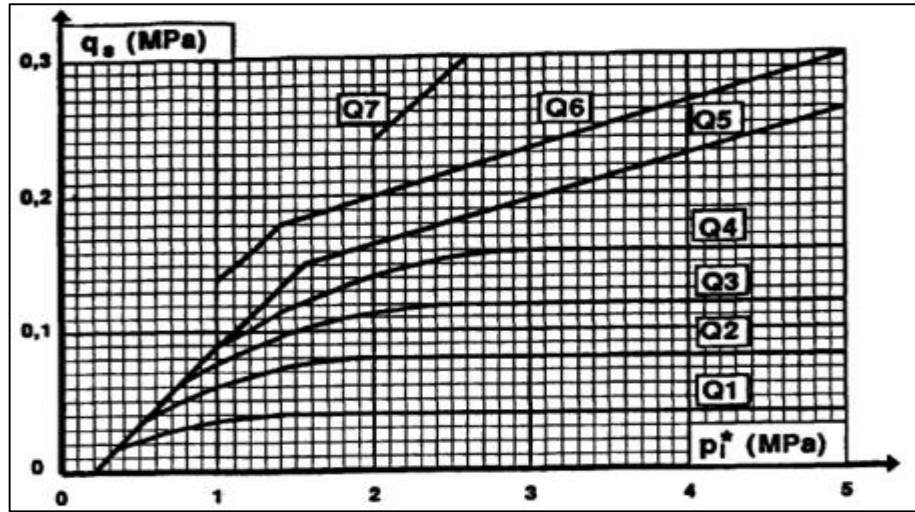


Figure.I.15: Courbe de frottement unitaire limite le long du fut du pieu.

I.14. Conclusion :

L'étude géotechnique consistera en premier lieu à établir une coupe géologique du site, classer et interpréter les résultats de tous les essais afin d'aboutir au profil géotechnique qui sera à la base de tous les calculs de fondation.

On a donc jugé utile de donner dans une première partie toute la théorie de méthodes utilisées pour les classifications et le calcul des fondations, ainsi que l'étude de stabilité du talus.

Chapitre II

Présentation du projet

II.1. But de l'étude :

Le travail consiste à faire l'étude géotechnique complète avec la réalisation de sondage carotté au niveau du site pour caractériser le sol support pour rectification et dédoublement de la voie ferrée entre les deux gares de l'OUED SLY ET YELLEL.

En se basant sur la connaissance de la géologie du site et ses caractéristiques physiques et mécanique il est demandé d'estimer les tassements et de proposer le type de fondation.

II.2. Situation du projet :

La figure II.1 montre la situation du projet de dédoublement de la voie ferrée entre les deux gares de l'OUED SLY ET YELLEL, au niveau du site servant d'assiette au projet de réalisation de l'ouvrage dénommé : OA PK 252+107.



Figure II.1 : Vue satellitaire du projet a partir de google earth.

II.3. Aperçu sur la région :

II.3.1. Topographie :

Le terrain est sensiblement penté.

II.3.2. Géologie Régionale :

La lecture de la carte géologique de l'Algérie au 1/500000^{ème}, permet de dégager les traits stratigraphiques suivants :

- Trias :

Il n'affleure que rarement à l'occasion de diapirs, car recouvert directement par le Sénonien. Il est formé par du sel massif à la base et de l'anhydrite et des calcaires dolomitique au sommet.

- Jurassique :

Il est formé par un Lias basal dolomitique, un Lias moyen calcaire et un Lias supérieur marneux. Le Dogger est formé par des calcaires à accidents siliceux. Le Malm est faciés « Ammonitico-rosso » et le Tithonique marno-calcaire.

- Crétacé :

Le Crétacé affleure largement de part et d'autre de la vallée du Chélif. Il est formé par un Crétacé inférieur et moyen constitués de marnes grises et noirâtres et de calcaires bleutés. Le Crétacé supérieur est marneux à marneux calcaire, avec une puissance moyenne de 200m.

- Éocène :

D'une puissance pouvant atteindre 250m, il est formé par un Yprésien calcaire et un Lutétien marneux.

- Miocene :

Largement développé au Nord et au Sud de la vallée du Chélif. Le Miocène moyen est marneux (argiles marneuses) sur plus de 1000m d'épaisseur. Le Miocene supérieur est très développé (pouvant dépasser localement les 1500m d'épaisseur) et est formé par des argiles marneuses bleues, des sables, des calcaires, des dolomies et du gypse.

- Pliocene :

Représenté par des formations marines et continentales qui affleurent essentiellement au Nord du Chélif. Les dépôts marins du Plaisancier sont constitués de marnes bleues et ceux de l'Astien sont des sableux et gréseux. Le Pliocène continental est représenté par des limons fluvio-lacustres renfermant, localement, des lentilles de sables grossiers et de graviers.

- Quaternaire :

Il est constitué par des sédiments alluvionnaires, caillouteux et limoneux, des limons, des argiles, sables et galets, du cours de l'Oued Chélif et de ses affluents.

La structure actuelle de région est le fruit de la juxtaposition de plusieurs phases de plissement. La dépression de l'Oued Chélif montre trois niveaux structuraux. Un niveau

inférieur constitué des formations disloquées du Miocene. Un niveau moyen constitué des formations plissement doux du Pliocene inférieur.

Ces structures plissées sont affectées de failles d'orientation générale SW-NE et SE-NW, dont les accidents les plus importants sont :

- la faille d'El-Asnam, ayant été à l'origine du séisme du 10 octobre 1980.
- la faille de Relizane.
- la faille de Boukadir.

II.4 Aperçu sismique :

Le Règlement Parasismique Algérien des Ouvrages d'Art (R.P.O.A 2008) a établi des règles, qui sont fonctions de l'intensité de l'action sismique d'une région, pour tenir compte de la probabilité d'occurrence d'un séisme dans une région d'étude. Ces règles divisent le territoire algérien en cinq (05) zones sismiques :

- Zone 0** : sismicité négligeable
- Zone I** : sismicité faible
- Zones II^a** : sismicité moyenne
- Zones II^b** : sismicité élevée
- Zone III** : sismicité très élevée

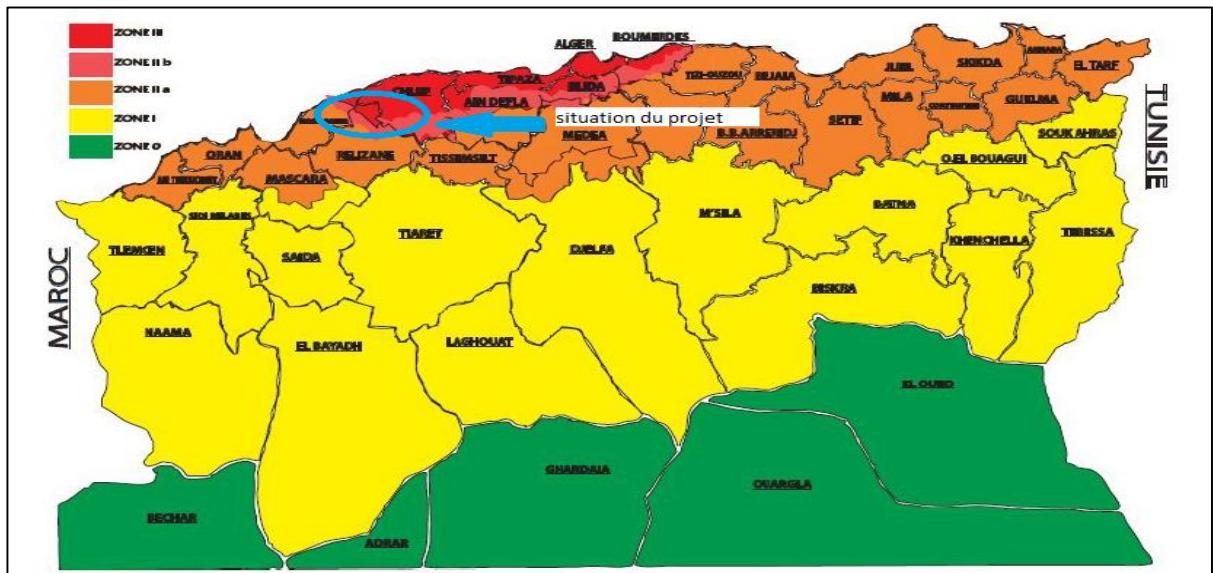


Figure II.16: Situation du projet sur la carte sismique du territoire national

D'après l'annexe B (Classification sismique des Wilayas et communes d'Algérie) du R.P.O.A 2008, le Nord et le centre de la wilaya de Relizane s'inscrit dans la « Zone II^b », de sismicité très élevée.

Le R.P.O.A 2008 classe les ponts en trois (03) groupes selon leur importance :

Tableau II.8 : classification des ponts (selon le R.P.O.A 2008)

Groupe	Importance
Groupe 1	Pont stratégique
Groupe 2	Pont important
Groupe 3	Pont important moyenne

L'ouvrage d'art projeté dans le cadre du projet est à reporter au Groupe 1 (pont stratégique).

Tableau II.9: coefficient d'accélération « A » (selon le R.P.O.A 2008)

Groupe de Pont		Zone sismique		
	I	II ^a	II ^b	III
1	0,15	0,25	0,30	0,40
2	0,12	0,20	0,25	0,30
3	0,10	0,15	0,20	0,25

Pour les besoin du projet, le coefficient d'accélération "A" à prendre en considération dans les calculs, défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont, est **A = 0,30** (voir le Tableau 13 : coefficient d'accélération « A » (selon le R.P.O.A 2008))

II.5. Hypothèses et données de l'ouvrage :

Il s'agit d'un pont de (02) travées, à poutres constantes, de 100 m de longueur. Le schéma statique représente les poutres isostatiques appuyées sur des appareils d'appuis.

Le tablier est composé de (04) poutres principale préfabriquées en PRS avec un entre axe est 2,5m et une surface de 0,077 m². La dalle d'une épaisseur de 0.25m sera coulée sur place. La Liaison entre les différentes poutres dans le sens transversal hors dalle est assurée par des entretoises. La pile en béton armé est composée de trois colonnes circulaires de 2m de diamètre, et de 11,80 m de hauteur et surmonté par un chevêtre classique, à console de dimension de (12.22x1.50) m. Les culées sont de type « culée mur » exécuté sur place en béton armé dosé à 350 kg/m³ ; ciment de type C.P.J, le mur frontal de hauteur 7.8 m.

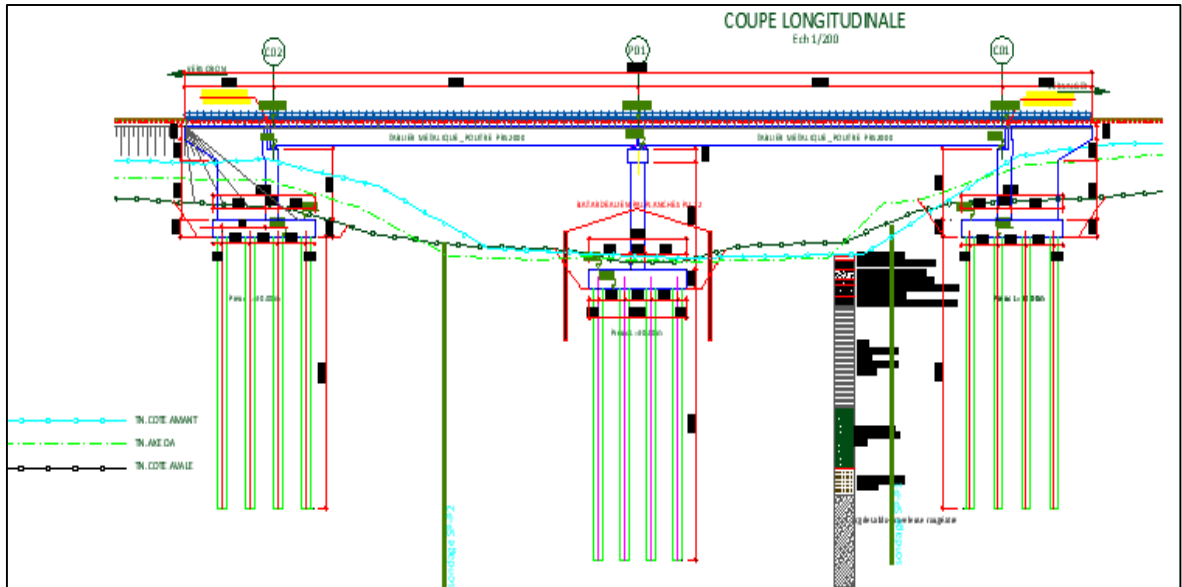


Figure II.17: Coupe longitudinale du pont.

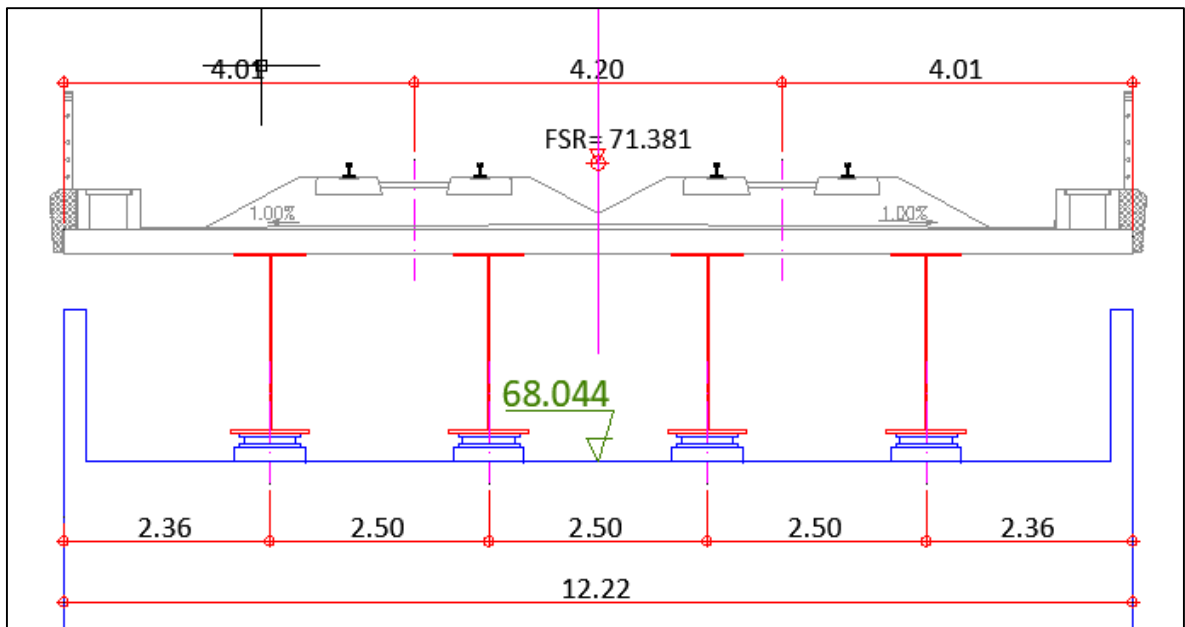


Figure II.18 : Coupe transversale du tablier.

II.6. Caractéristique des matériaux :

II.6.1. Le béton armé : Le béton armé est composé de deux matériaux qui se complètent parfaitement, le béton et l'acier sous forme d'armature.

II.6.2. béton : Le béton est un mélange de ciment d'agrégats d'eau, qui après durcissement devient un matériau pierreux.

II.6.3. Ciment : Les ciments sont répartis selon les classes suivantes :

* Première résistance d'éprouvette normalisée a l'âge de 28 jours.

* Leur dénomination est :

C.P.A: ciment portland artificiel (ABC-n)

C.P.J: ciment portland a ajout. (ABC-n)

«n»: la résistance moyenne du ciment.

* Le dosage du ciment sera :

- Pour le béton non armé (50 – 300) kg/m³.

- Pour le béton armé (350 -400) kg/m³.

Le ciment utilisé pour cet ouvrage est le C.P.J.

II.6.4. Granulats : Le dosage des granulats est représenté par les dimensions et proportions de différentes catégories de granulat allant du sable au gravier. On distingue habituellement (02) catégories de granulats :

Sable de classe 0/5mm.

Gravier de classe 8/15 et 15/25mm.

Le sable doit être d'origine cristallin.

II.6.5. Eau de gâchage : Nécessaire à la mise en œuvre du béton doit être propre, ne pas contenir de sulfate, ni chlorure, ni matière organique ni produit chimique. Il ne faut pas dépasser la quantité favorisé. Le rapport « eau- ciment » c.à.d. le rapport E/C à une grande influence sur la résistance du béton, retrait, le fluage.

II.6.6. Les aciers : Les différents aciers utilisés dans le béton armé se distinguent par leur forme, leur composition, leur module d'élasticité, ainsi que leur propriétés mécaniques, on utilise les aciers à haute adhérence HA Fe400 Fe = 400MPa

- module de formation longitudinale : $E_s = 2.10^5$ MPa

- limite d'élasticité : $\epsilon_s = \sigma/E_s$.

- Résistance du béton :

Résistance du béton a la compression :

La résistance du béton a la compression a (j) jours, habituellement (28) jours que l'on note (f_{c28}), et que l'on nomme résistance caractéristique (f_{cj}), à (j) jours d'âge du béton est mesuré par écrasement d'éprouvettes cylindriques de dimension normalisée ($\emptyset = 16\text{cm}$, h = 32cm).

Les formules qui permettent d'évaluer la résistance du béton à la compression sont les suivantes :

- $f_{cj} = 0,685.f_{c28} .\log (j+1)$, (log désignant le logarithme décimal).

Dans ces conditions on a 7jours, 14 jours et 21 jours :

$$f_{c7} = 0,41. f_{c28} \quad ; \quad f_{c14} = 0,80. f_{c28} \quad ; \quad f_{c21} = 0,92. f_{c28}.$$

* **N.B** : notre béton a comme résistance caractéristique =25MPa à (28) jours.

Résistance du béton à la traction :

La formule adoptée par BAEL91 est :

- $f_{ij} = 0.6 + 0.06f_{cj}$ (f_{ij} et f_{cj} en Mpa)
- $f_{c,28} = 25\text{MPa}$

Contrainte ultime du béton au cisaillement :

- $\tau_u = \min (0,2.f_{cj}/\gamma_b : 5\text{MPa})$ fissuration non préjudiciable.
- $\tau_u = \min (0.15 f_{cj}/\gamma_b : 4\text{MPa})$ fissuration préjudiciable.

Contrainte limite en service du béton à la compression :

$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28}$; pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $\sigma_{bc} = 15\text{MPa}$

- Les contraintes limites du calcul :

• L'état limite ultime (ELU): $\sigma_s = F_e / \gamma_s$

F_e : limite d'élasticité.

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1.15$ dans les cas courants.

$\gamma_s = 1.00$ dans les cas accidentels.

• L'état limite de service (ELS) :

$\sigma_s = \min \{ 2/3.F_e ; 110(\eta f_{ij})^{1/2} \} \implies$ fissuration préjudiciable

$\sigma_s = \min \{ 5.F_e ; 90(\eta f_{ij})^{1/2} \} \implies$ fissurations très préjudiciable

Avec η : coefficient de fissuration $\implies \eta = 1 \implies$ rond lisse
 $\implies \eta = 1,6 \implies$ HA

II.7. Les règlements appliqués :

Selon l'ouvrage étudié on prend en considération les calculs, qui sont basé sur les :

- Règlements du B.A.E.L.
- Règlement livret 2.01 SNCF/R.P.O.A 2008.



Figure.II.19: les poutres métallique du nouveau pont.



Figure.II.20: Vue en face de la voie en service et nouveau pont.

Chapitre III

Etude géotechnique de
l'ouvrage

III.1. Introduction :

La campagne de reconnaissance a comporté des essais in situ et des essais en laboratoire. Pour mieux apprécier les caractéristiques du sol, des essais pressiométrique ont été réalisés non seulement le long de l'étendue du projet, mais aussi de part et d'autre de celui-ci pour une meilleure reconnaissance du site en plus des essais en laboratoire.

III.2. Campagne géotechnique relative à l'ouvrage :

La campagne de reconnaissance de l'ouvrage a comporté 02 sondages carottés SC1, SC2. Le sondage SC1 a été réalisé sous la culée ouest. Le sondage SC2 a été réalisé sous la pile, plusieurs essais d'identification physiques et mécanique en laboratoire ont été réalisés pour les deux sondages.

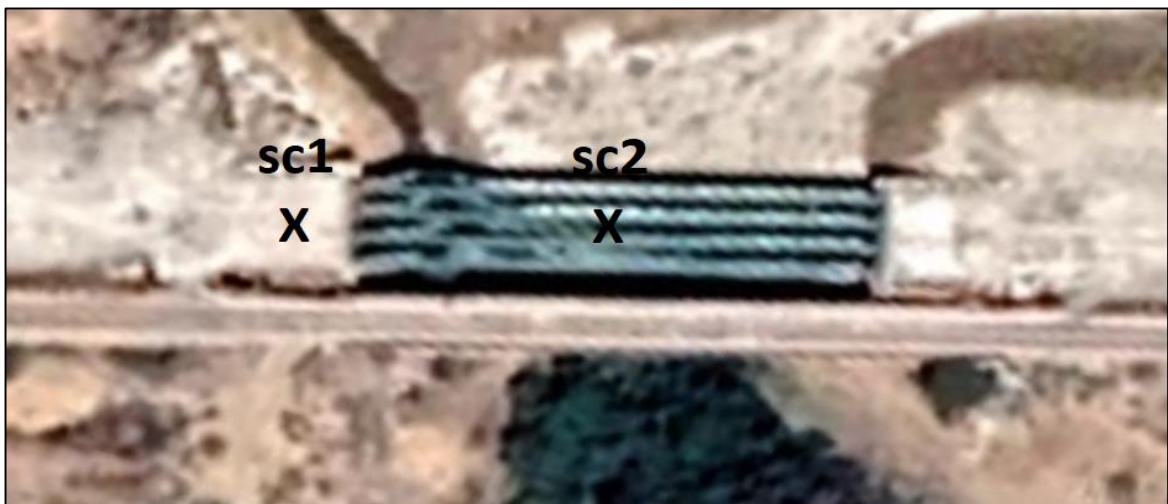


Figure III.21: Position des sondage effectué

Les résultats seront donnés pour chacun des sondages dans des tableaux récapitulatifs et les feuilles d'essais réalisés in-situ et au laboratoire, ainsi que les feuilles de sondages, seront qui données en annexe ci-joint au mémoire.

III.3. Résultats des reconnaissances et commentaires :

III.3.1. Essai in-situ :

III.3.1.1. sondages carottés :

Le sondage carotté a été réalisé jusqu'à une profondeur de 30 m, il fait sortir des formations d'origine sédimentaire (argile sableuses, dépôts alluvionnaires et des sables).

La coupe lithologique du sondage est comme suit :

Prof (m)	COUPE	DESCRIPTION
1		Sable argileux plus ou moins graveleux renfermant des galets
2		
3		
4		Argile sableuse
5		
6		
7		
8		
9		
10		
11		
12		
13		
14		
15		
16		dépôts d'alluvions
17		
18		
19		
20		
21		tuf jaunâtre graveleux
22		
23		
24		
25		
26		Argile sableuse
27		
28		
29		
30		

Au vue de cette coupe, la lithologie du site parait constituée par des formations sédimentaires, principalement des séries d'alternance entre les argiles sableuses et les dépôts alluvionnaires, par certaine profondeur nous distinguons la présence des passes en tufs jaunâtre graveleux.

III.3.1.2. Les forages pressiométrique :

Ils sont implantés à coté de chaque sondage carotté, et ils servent pour une bonne corrélation entre la nature du terrain et les caractéristiques mécaniques du sol données par les essais pressiométrique (pression limite et module pressiométrique), et aussi pour le calcul des fondations.

Les forages sont réalisés en destructifs avec de l'eau. On commence la perforation par un outil (tri-lame) de grand diamètre >96mm jusqu'à 1m au-dessus de la poche d'essai pressiométrique. Selon la lithologie existante dans ce site (des dépôts alluvionnaires), on a décidé de mettre du tubage pour mieux protéger les parois du forage à l'encontre des éboulements. Après la mise en place du tubage, on procède à la perforation de la poche où l'essai sera réalisé, avec un outil de diamètre 63mm.

Concernant la réalisation des essais pressiométrique, on a procédé à la solution du battage de la sonde \varnothing 44mm, qui est mise dans un tube en acier (tube fondu), en raison des éboulements existants dans la poche d'essai. Le battage se fait à l'aide d'un mouton de battage qu'on utilise fréquemment dans des essais SPT.

Après atteinte de la côte souhaitée pour faire l'essai, on procède directement à la réalisation de l'essai lui-même.

Le tableau ci-après donne les valeurs retenu pour le calcul pour chaque sondage pressiométrique :

Tableau III.10: les valeurs retenues pour le calcul pour chaque sondage

SONDAGE PRESSIOMETRIQUE N°01			SONDAGE PRESSIOMETRIQUE N°02		
profondeur	lithologie	pression limite en MPa	profondeur	lithologie	pression limite en MPa
3-4.5	Sable graveleux	4	4.5-6.5	Sable argileux	0.7
4.5-17	Argile sableuse	2.5	6.5-16	Argile sableuse	1
17-23.5	alluvions	4	16-21	Des alluvions	2.5
23.5-26.5	tuf	1.5	21-33	Argile sableuse	4
26.5-32m	Argile sableuse	3.5			

Interprétation :

En se basant sur le Tableau 1.5 donnant la classification des sols en fonction de la pression limite P_l , nous avons déduit ce qui suit :

- Pour le Sondage pressiométrique N°01 :

- La couche du sable graveleux avec une pression limite de l'ordre de 4 MPa traduisant un sol compact de classe C.
- La pression limite de la couche d'argile sablo-graveleuse est de 2.5 MPa traduisant une argile très ferme à dure de classe C.
- La pression limite du dépôt alluvionnaire est de 4 MPa traduisant un sol compact de classe C.
- La couche du tuf a une pression limite de l'ordre de 1.5 MPa traduisant un sol moyennement compact de classe B.
- La pression limite de la couche d'argile sableuse est de 3.5 MPa traduisant une argile très ferme à dure de classe C.

- Pour le Sondage pressiométrique N°02 :

- La couche du sable argilo-limoneux avec une pression limite qui est de 0.7 MPa traduisant un sol moyennement compact de classe B.
- La pression limite de la couche d'argile sablo-graveleuse est de 1 MPa traduisant une argile ferme de classe B.
- La pression limite du dépôt alluvionnaire est de 2.5 MPa traduisant un sol compact de classe C.
- La pression limite de la couche d'argile sablo-graveleuse est de 4 MPa traduisant une argile très ferme à dure de classe C.

III.3.2. Essais de laboratoires : (essais d'identification physique et mécanique)

Sur les échantillons récupérés des sondages carottés (paraffinés), il a été réalisé une série d'essais d'identification physiques et mécaniques dont nous donnerons les résultats obtenus sous forme de tableaux. Les classifications et les interprétations des résultats des essais ont été faites selon les méthodes déjà donnés dans la théorie.

III.3.2.1. Paramètres physiques :

Une série d'essais au laboratoire ont été réalisés sur des échantillons compilés dans des sondages carottés. Ils sont récapitulés dans les tableaux suivant :

Tableau III.11 : les paramètres physiques de chaque couche

Profondeur (m)	γ_h (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	W (%)	ω_l (%)	ω_p (%)	I _p (%)
3.1-3.4	19.9	16.4	21.3	42	22	20
6.0-6.20	20.1	16.7	20.4	45	23	22
7.10-7.40	19.3	16.3	18.7	43	22	21
8.20-8.50	19.4	16.3	19.2	40	21	19
22.2-22.5	20.2	17.0	18.5	39	22	17
26.5-26.8	20.5	17.4	17.7	43	19	24

III.3.2.2. Paramètres mécaniques

III.3.2.2.1. Essai de cisaillement à la boîte de Casagrande :

Les résultats des essais de cisaillement (non consolidé-non drainé UU) obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau III.12 : Les résultats des essais de cisaillement (non consolidé-non drainé).

Type d'essai	Profondeur (m)	Cohésion (kPa)	Angle de frottement (degré)
U.U	3.1-3.4	30	12.4
	6.0-6.20	39	12.5
	7.10-7.40	36	15.9
	8.20-8.50	44	13.0
	22.2-22.5	31	15.7
	26.5-26.8	45	14.9

III.3.2.2.2. Essais de compressibilité à l'œdomètre

Les essais de consolidation et de compressibilité permettent d'apprécier la déformation verticale des sols. Le but est de mesurer le tassement au cours du temps d'une éprouvette cylindrique (intacte) type galette placée dans une enceinte sans déformation latérale possible au fur et à mesure de l'application de différentes charges verticales constantes.

Cet essai permet d'établir, pour un échantillon donné, deux types de courbes :

- La courbe de compressibilité, qui indique le tassement total en fonction du logarithme de la contrainte appliquée ;
- La courbe de consolidation, qui donne le tassement de l'échantillon en fonction du temps sous l'application d'une contrainte constante au début.

Tableau III.13: Classification du sol selon C_c .

$C_c < 0.020$	Sol incompressible
$0.020 < C_c < 0.050$	Sol très peu compressible
$0.050 < C_c < 0.100$	Sol peu compressible
$0.100 < C_c < 0.200$	Sol moyennement compressible
$0.200 < C_c < 0.300$	Sol assez fortement compressible
$0.300 < C_c < 0.500$	Sol très compressible
$C_c > 0.500$	Sol extrêmement compressible

Le tableau ci-après résume les résultats œdométrique :

Tableau III.14: Résultat d'essai de compressibilité à l'œdomètre.

Profondeur (m)	Coefficient de compressibilité C_c
3.1-3.4	0.202
6.0-6.20	0.209
7.10-7.40	0.202
8.20-8.50	0.192
22.2-22.5	0.169
26.5-26.8	0.169

On remarque que :

- Coefficient de compressibilité : $0.100 \leq C_c \leq 0.200$
- Ces résultats traduisent des sols moyennement compressibles.

III.3.2.3. L'analyse chimique :

Les échantillons prélevés des sondages carottés ont subi des analyses chimiques, afin de déterminer le taux d'agressivité du sol vis-à-vis du béton de l'infrastructure ainsi que pour déterminer la teneur en matières organiques, en carbonates et en chlorures pour mieux identifier le matériau étudié.

Le tableau ci-dessous représente les résultats de l'analyse chimique :

Tableau III.15: Résultats de l'analyse chimique.

Profondeur (m)	Carbonate CaCO ₃ (%)	Chlorure Cl ⁻ (%)	Sulfate SO ₄ ²⁻ (%)
3.1-3.4	12	/	/
6.0-6.20	17	/	0.23
7.10-7.40	20	/	/
8.20-8.50	18	0.2	/
22.2-22.5	21	/	0.17
26.5-26.8	24	0.1	/

Des résultats du tableau, nous retenons une teneur en carbonates (Co₃Ca), variable de 12 à 24%, et que des traces de gypse, et la présence de sulfate SO₄²⁻ en faible teneurs (0.17% à 0.23%) d'où une agressivité faible (classe XA1).

Tableau III.16: Spécification technique.

Caractéristique chimique	XA1	XA2	XA3
SO ₄ ²⁻	>2 000 et <3 000	>3000 et <12000	>12 000 et < 24000
Agressivité	Environnement à faible agressivité	Environnement d'agressivité chimique modérée	Environnement à forte agressivité chimique
Recommandation	Pas de recommandation particulière	PM ou ES	Ciment ES

- PM : ciment pour travaux à la mer.
- ES : Ciment pour travaux en eaux à haute teneur en sulfates.

III.4. Classification du sol par analyse granulométrique :

Tableau III.17 : Résultats de l'analyse granulométrique et les limites d'Atterberg.

Profondeur (m)	A. Granulométrique	Limite d'Atterberg		
	<80 µm (%)	ω _l	ω _p	I _p
3.1-3.4	93	42	22	20
6.0-6.20	82	45	23	22
7.10-7.40	85	43	22	21
8.20-8.50	88	40	21	19
22.2-22.5	75	39	22	17
26.5-26.8	85	43	19	24

Interprétation :

❖ Profondeur « 03.10 - 03.40 » :

Plus de 50% d'éléments sont inférieurs à 80 µm (93%) donc le sol est fin.

D'après l'Abaque de CASAGRANDE, le sol est une Argile peu plastique (Ap).

❖ Profondeur « 06.00 – 06.20 » :

Plus de 50% d'éléments sont inférieurs à 80 µm (82%) donc le sol est fin.

D'après l'Abaque de CASAGRANDE le sol est une Argile peu plastique (Ap).

❖ Profondeur « 7.10-7.40 » :

Plus de 50% d'éléments sont inférieurs à 80 µm (85%) donc le sol est fin.

D'après l'Abaque de CASAGRANDE, le sol est une Argile peu plastique (Ap).

❖ Profondeur « 8.20-8.50 » :

Plus de 50% d'éléments sont inférieurs à 80 µm (88%) donc le sol est fin.

D'après l'Abaque de CASAGRANDE le sol est une Argile peu plastique (Ap).

❖ Profondeur « 22.2-22.5 » :

Plus de 50% d'éléments sont inférieurs à 80 µm (75%) donc le sol est fin.

D'après l'Abaque de CASAGRANDE, le sol est une Argile peu plastique (Ap).

❖ Profondeur « 26.5-26.8 » :

Plus de 50% d'éléments sont inférieurs à 80 µm (85%) donc le sol est fin.

D'après l'Abaque de CASAGRANDE le sol est une Argile peu plastique (Ap).

III.5. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous nous sommes basés sur l'interprétation des résultats de reconnaissances géologiques, hydrogéologiques et géotechniques pour déterminer le modèle de sol et ses caractéristiques géotechniques.

Le sondage carotté réalisé nous a permis d'identifier la nature lithologique des formations constituant le site, en effet elle s'agit d'épaisse série d'alternance entre l'argile sableuse et les alluvions en sables et graviers.

0.0-3.0m : Sable argileux plus ou moins graveleux renfermant des galets.

3.0-15.0m : Argile sableuse.

15-20.0m : dépôts d'alluvions.

20.0 – 25m : tuf jaunâtre graveleux.

25-30m : Argile sableuse.

Lors des sondages, on a constaté que le niveau de l'eau est à -6m de profondeur.

L'examen des valeurs des différentes caractéristiques : physiques et mécaniques permet de porter des appréciations suivantes :

Teneur en eau :

Pour les échantillons prélevés, la teneur en eau se varie dans une fourchette de 18 à 22%. Le degré de saturation calculé varie globalement de 90 à 100%, caractérisant un état hydrique très humide à saturé.

Granulométrie des sols :

Les courbes granulométriques résultantes sont toutes significatives des sols cohérents dont la fraction dominante d'éléments à 80 μ m montre une proportion comprise entre 75 et 93%. Cette fraction est constituée essentiellement d'argile avec une tendance sableuse.

Plasticité :

La plasticité a été testée par les essais classiques de limite d'Atterberg (limite de liquidité et limite de plasticité). Pour tous les sols testés, les valeurs de limite de liquidité (W_L) et d'indice de plasticité (I_p) varient respectivement de 39 à 45 et de 19 à 24. La moyenne de l'indice de plasticité (I_p) peut être aisément de 22% ce qui traduit une certaine sensibilité à l'eau de laquelle dépendra étroitement d'ailleurs le comportement mécanique de ces types de sols.

La densité sèche des sols :

Les valeurs de la densité humide et sèche des échantillons testés varient respectivement comme suit :

$$- \gamma_h = 19.4 \text{ à } 20.5 \text{ kN/m}^3 \text{ et } \gamma_d = 16.4 \text{ à } 17.4 \text{ kN/m}^3$$

Toujours d'après la norme citée ci-dessus, on peut qualifier les sols testés de sols denses.

L'analyse chimique du sol :

Les résultats de l'analyse chimique du sol montrent la présence de sulfate SO_4 en faibles teneurs (0.17% à 0.23%). D'après la norme «NFP18-011 de juin 1962» le sol est classé dans la catégorie des sols non agressifs (catégorie A₀), d'où aucune disposition particulière n'est nécessaire lors de la confection du béton de fondation, si celui-ci est préparé avec des matériaux de qualité, préparé et mis en œuvre dans les règles de l'art.

Chapitre IV

Etude de stabilité à court
terme du côté voie en service,
coté culée

IV.1. Introduction :

Le problème de la stabilité des terrains en général constitue l'une des préoccupations majeures des géotechniciens et des gestionnaires d'ouvrages d'art et miniers.

Dans le cas de notre ouvrage, ce problème est d'une importance capitale pour :

- assurer la continuité du service de la voie.
- sauvegarder les vies humaines et les engins de production.

Ainsi, l'étude de la stabilité des talus et la détermination des paramètres géométriques des gradins sont nécessaires.

La présente étude se propose d'étudier la stabilité du talus à court terme du côté voie en service et coté culée du (pont rail) de traversée du OUED RHIOU PK 252+107.

Nous traiterons l'étude de la stabilité du talus à court terme du côté voie en service, coté culée à l'aide du logiciel GEO5.



Figure.IV.22: La voie en service et le nouveau pont.

IV.2. Calcul de la stabilité à court terme du côté voie en service, coté culée de notre projet :

IV.2.1. Présentation du logiciel Geo5:

Geo5 est un logiciel géotechnique intuitif, développé et fourni par la société tchèque fine, pour l'analyse de la majorité des problèmes géotechniques, basés sur les méthodes analytiques et la méthode des éléments finis.

IV.2.2. La coupe lithologique :

La coupe lithologique utilisée dans le calcul est la suivante :

0.0-3.0m : Sable argileux plus ou moins graveleux renfermant des galets.

3.0-15.0m : Argile sableuse.

15-20.0m : dépôts d'alluvions.

20.0 – 25m : tuf jaunâtre graveleux.

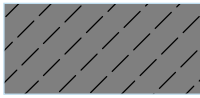


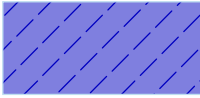
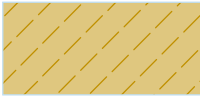
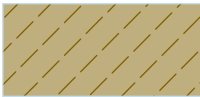

25-30m : Argile sableuse.

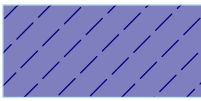
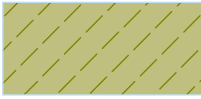
IV.2.3. La nappe phréatique :

La nappe phréatique est située à 6m par rapport au terrain naturel.

IV.2.4. Les caractéristiques géotechniques :

Tableau IV.18: Les caractéristiques géotechniques.

Num.	Nom	Echantillon	Φ_{ef} [°]	C_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]
1	Remblais sous voie		35,00	35,00	20,00
2	couverture en pierre maçonnées		35,00	50,00	20,00
3	Remblai tres ancien		25,00	35,00	19,50
4	Remblai compacte		33,00	50,00	19,50
5	sable argileux 1		12,40	30,00	19,90
6	argile sableuse		15,90	39,00	20,00
7	dépôt d'alluvions		13,00	44,00	19,40

Num.	Nom	Echantillon	Φ_{ef} [°]	C_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]
8	tuf		15,70	31,00	20,20
9	argile sableuse 2		14,90	45,00	20,50

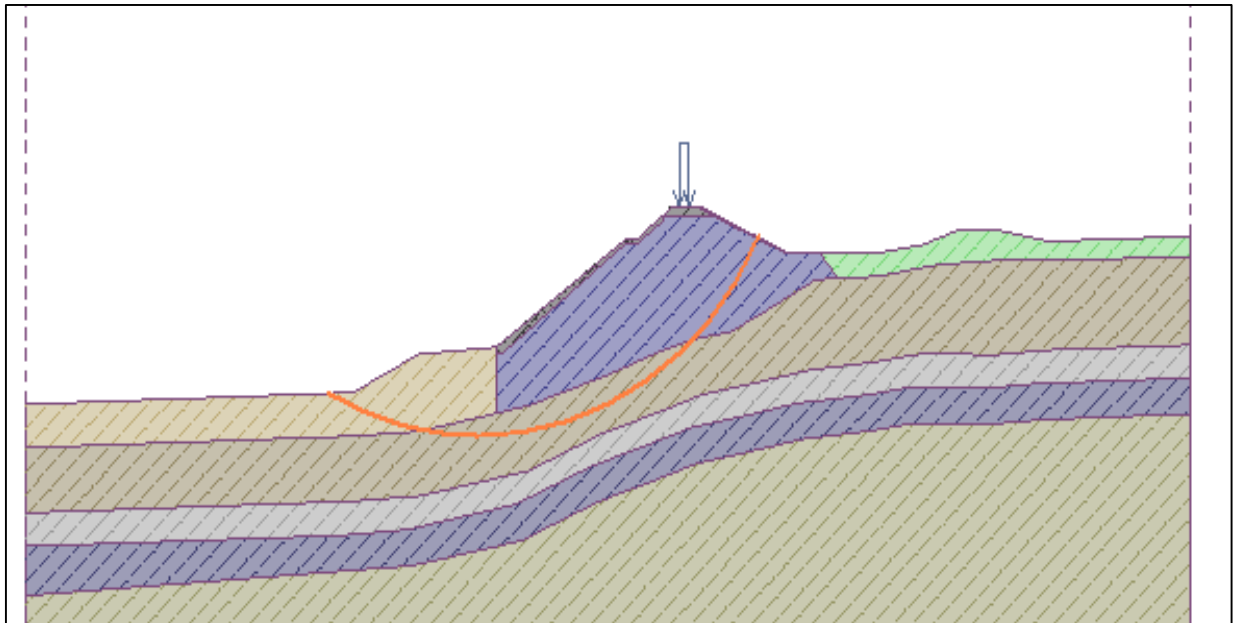
IV.2.5. Les étapes de l'étude :

Après avoir étudié plusieurs proposition pour l'analyse de stabilité du talus coté voie en service, coté culée, nous avons choisi la plus admissible et optimisé ainsi que économique en se basant sur 6 phases que nous avons résumés dans le tableau suivant et nous procéderons à leurs modélisation par la suite en expliquant les étapes de simulation de chaque phase avec des commentaires.

	Travail effectué
Phase 1	Vérification de stabilité du talus à l'état initial.
Phase 2	Vérification de stabilité du talus après pose d'un remblai pour réalisation de l'écran en micro pieux.
Phase 3	Vérification de la stabilité du talus et des pieux après réalisation de l'écran en micro pieux et la première excavation et insertion de la première rangée des clous.
Phase 4	Vérification de la stabilité du talus et des pieux après la deuxième excavation.
Phase 5	Vérification de la stabilité du talus et des pieux après insertion de la deuxième rangée des clous et la troisième excavation.
Phase 6	Vérification de la stabilité du talus et des pieux après insertion de l'action sismique (coefficient d'accélération horizontal).

IV.2.5.1. Phase 1: Vérification de la stabilité du talus à l'état initial**IV.2.5.1.1 Etapes de simulation :**

- Dessiner le modèle géométrique du terrain ;
- Introduire les propriétés géotechniques des différents sols ;
- Insérer la surcharge appliquée ;
- Dessiner la surface du glissement tout au long du talus ;
- Choisir la méthode de calcul et le type d'analyse (optimisation) ;
- Lancer la procédure du calcul et examiner les résultats.

**Figure IV.23: Talus à l'état initial.****IV.2.5.1.2. Résultats de la phase 1 :****Vérification de la stabilité de pente (Bishop)**

Somme des forces actives : $F_a = 5391,73 \text{ kN/m}$

Somme des forces passives : $F_p = 8302,01 \text{ kN/m}$

Moment de glissement : $M_a = 250553,63 \text{ kN.m/m}$

Moment résistant : $M_p = 385794,34 \text{ kN.m/m}$

Coefficient de sécurité = $1,54 > 1,50 \Rightarrow$ **Stabilité de pente ADMISSIBLE**

Vérification de la stabilité de pente (Morgenstern-Price)

Coefficient de sécurité = $1,53 > 1,50 \Rightarrow$ **Stabilité de pente ADMISSIBLE**

A l'état initial le talus est stable par les deux méthodes.

IV.2.5.2. Phase 2 : Vérification de la stabilité du talus après pose d'un remblai pour réalisation de l'écran en micro pieux

IV.2.5.2.1. Etapes de simulation :

- Lancer la deuxième phase à partir du travail de la première phase ;
- Dessiner la géométrie du remblai ajouté pour la réalisation du soutènement de la pente en introduisant ces propriétés géotechniques ;
- Dessiner la surface du glissement tout au long du talus;
- Choisir la méthode de calcul et le type d'analyse (optimisation);
- Lancer la procédure du calcul et examiner les résultats.

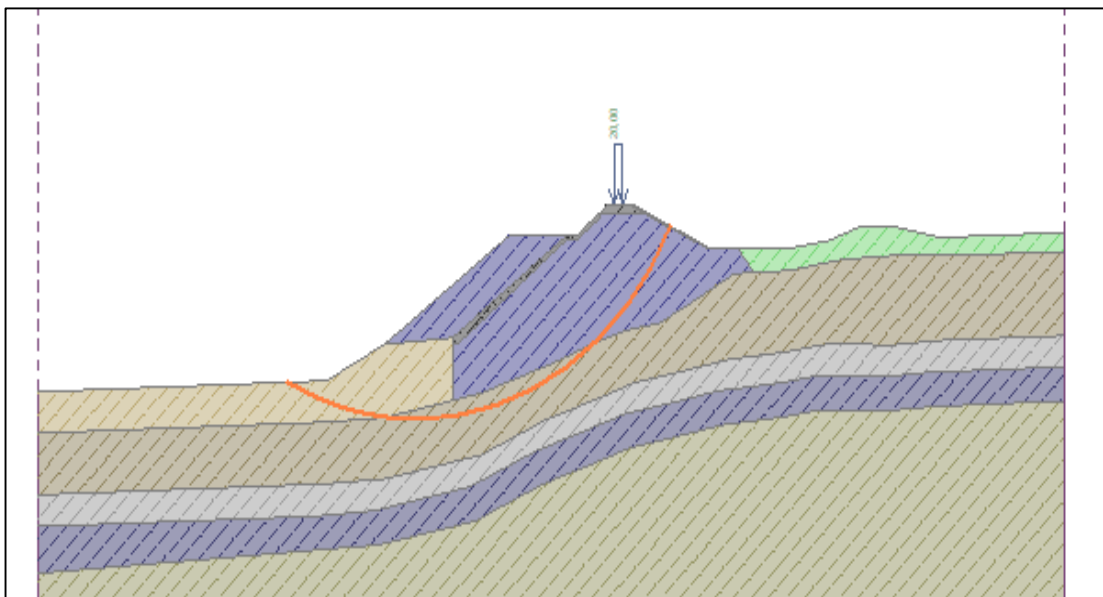


Figure IV.24: Talus après pose du remblai.

IV.2.5.2.2. Résultats de la phase 2 :

Vérification de la stabilité de pente (Bishop)

Somme des forces actives : $F_a = 6024,68 \text{ kN/m}$

Somme des forces passives : $F_p = 9301,81 \text{ kN/m}$

Moment de glissement : $M_a = 281051,29 \text{ kN.m/m}$

Moment résistant : $M_p = 433929,48 \text{ kN.m/m}$

Coefficient de sécurité = $1,54 > 1,50 \Rightarrow$ Stabilité **de pente ADMISSIBLE**

Vérification de la stabilité de pente (Morgenstern-Price)

Coefficient de sécurité = $1,53 > 1,50 \Rightarrow$ **Stabilité de pente ADMISSIBLE**

La pente est toujours stable par les deux méthodes après l'ajout du remblai.

IV.2.5.3. Phase 3 : Vérification de la stabilité du talus et des pieux après réalisation de l'écran en micro pieux et la première excavation.

IV.2.5.3.1. Etapes de simulation :

- Lancer la troisième phase à partir du travail de la deuxième phase ;
- Insertion d'un écran en micro pieux adjacent de 25.5m de profondeur, 0.6m de diamètre et d'une capacité portante maximal de 80 kN ;
- Excavation coté culée jusqu'à l'écran de soutènement sur une profondeur de 3m ;
- Insertion de la première rangée de clous passifs, tête non ancrée, d'une résistance à la rupture de 500MPa, à 2m de la tête de l'écran distancé de 0.6m et une longueur de 10m incliné de 20° ;
- Choisir la méthode de calcul (Morgenstern-Price) avec optimisation car la méthode (Bishop) ne fournit pas des paramètres pour la vérification des pieux et le type d'analyse (Vérification de la stabilité du talus et vérification des pieux) ;
- Lancer la procédure du calcul et examiner les résultats.

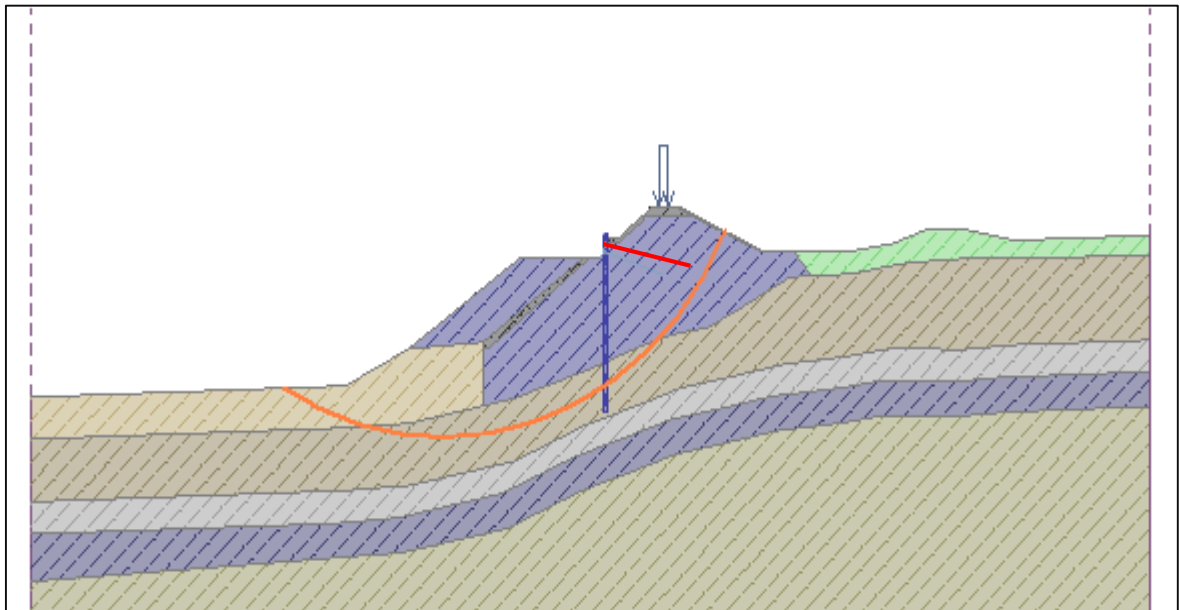


Figure IV.25: Talus après réalisation du soutènement et première excavation.

IV.2.5.3.2. Résultats de la phase 3 :

Vérification de la stabilité de pente (Morgenstern-Price) :

Coefficient de sécurité = 1,58 > 1,50 ⇒ Stabilité **de pente ADMISSIBLE**

Tassement du terrain derrière la construction :

Tassement du terrain $\delta_{\max} = -6,3 \text{ mm}$

Vérification des pieux stabilisateurs :

Forces appliquées aux pieux :

Force active horizontale : 1858,86 kN/m

Force passive horizontale : 1858,86 kN/m

Prof de la surf de gliss. : 20,96 m

Longueur du pieu sous le terrain : 24,88 m

Valeurs maximales des déformations et des efforts internes :

Déformation maximale = -9,1 mm

Déformation min. = -1,2 mm

Moment de flexion maximal = 13,84 kN.m/m

Moment de flexion minimal = 0,00 kN.m/m

Force motrice maximale = 10,43 kN/m

Vérification globale: ADMISSIBLE

La pente est stable avec un coefficient de sécurité de 1,58 et l'écran de soutènement a eu des déformations admissibles de 9,1mm.

IV.2.5.4. Phase 4 : Vérification de la stabilité du talus et des pieux après la deuxième excavation.**IV.2.5.4.1. Etapes de simulation :**

- Lancer la quatrième phase à partir du travail de la troisième phase ;
- Excavation coté culée jusqu'à l'écran de soutènement sur une profondeur de 4,5m ;
- Choisir la méthode de calcul (Morgenstern-Price) avec optimisation car la méthode (Bishop) ne fournit pas des paramètres pour la vérification des pieux et le type d'analyse (Vérification de la stabilité du talus et vérification des pieux) ;
- Lancer la procédure du calcul et examiner les résultats.

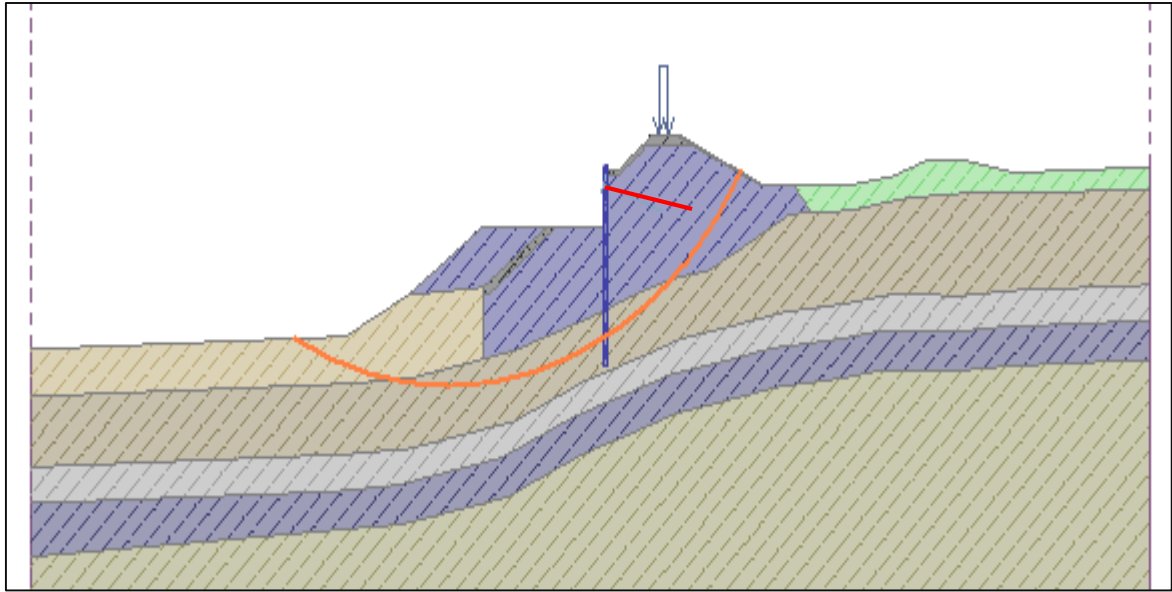


Figure IV.26: Talus après la deuxième excavation.

IV.2.5.4.2. Résultats de la phase 4 :

Vérification de la stabilité de pente (Morgenstern-Price) :

Coefficient de sécurité = 1,64 > 1,50 ⇒ Stabilité **de pente ADMISSIBLE**

Tassement du terrain derrière la construction :

Tassement du terrain $\delta_{\max} = -7,9$ mm

Vérification des pieux stabilisateurs :

Forces appliquées aux pieux :

Force active horizontale : 1922,61 kN/m

Force passive horizontale : 1922,61 kN/m

Prof de la surf de gliss. : 21,20 m

Longueur du pieu sous le terrain : 24,88 m

Valeurs maximales des déformations et des efforts internes :

Déformation maximale = -11,8 mm

Déformation min. = -0,7 mm

Moment de flexion maximal = 7,13 kN.m/m

Moment de flexion minimal = 0,00 kN.m/m

Force motrice maximale = 9,01 kN/m

Vérification globale: ADMISSIBLE

Le talus est stable avec un coefficient de sécurité de 1,64 mais l'écran de soutènement a eu une déformation importante de 11,8mm.

IV.2.5.5. Phase 5 : Vérification de la stabilité du talus et des pieux après insertion de la deuxième rangée des clous et la troisième excavation.

IV.2.5.5.1. Etapes de simulation :

- Lancer la cinquième phase à partir du travail de la quatrième phase ;
- Insertion de la deuxième rangée de clous passifs, tête non ancrée, d'une résistance à la rupture de 500MPa, positionnés à 6m de la tête de l'écran, distancés de 1.2m et une longueur de 11m incliné de 20°;
- Choisir la méthode de calcul (Morgenstern-Price) avec optimisation car la méthode (Bishop) ne fournit pas des paramètres pour la vérification des pieux et le type d'analyse (Vérification de la stabilité du talus et vérification des pieux) ;
- Lancer la procédure du calcul et examiner les résultats.

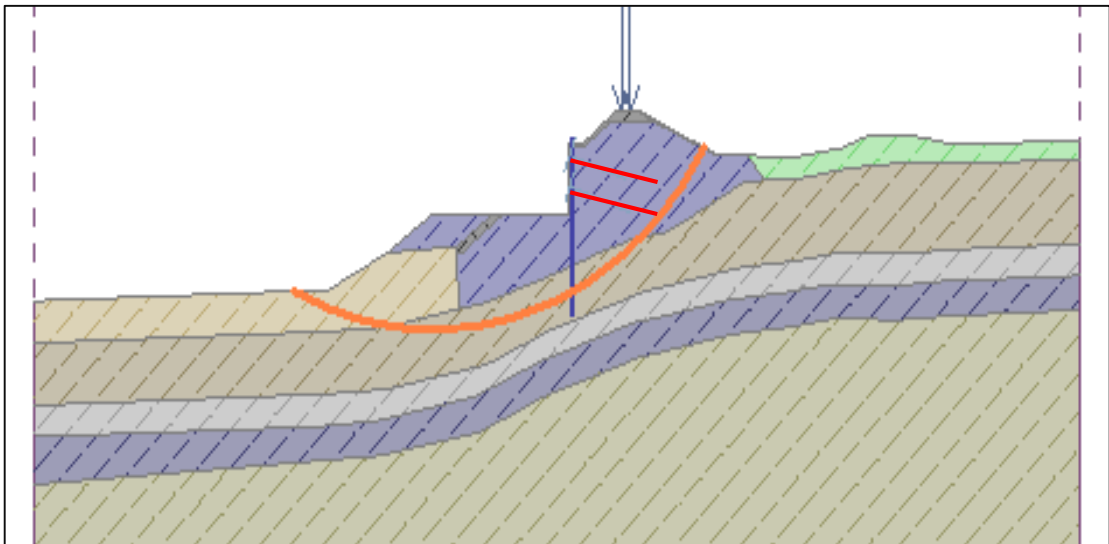


Figure IV.27: Insertion de la deuxième rangée des clous.

IV.2.5.5.2. Résultats de la phase 5 :

Vérification de la stabilité de pente (Morgenstern-Price) :

Coefficient de sécurité = 1,68 > 1,50 ⇒ Stabilité **de pente ADMISSIBLE**

Tassement du terrain derrière la construction :

Tassement du terrain $\delta_{\max} = -7,2$ mm

Vérification des pieux stabilisateurs :

Forces appliquées aux pieux :

Force active horizontale : 1956,33 kN/m

Force passive horizontale : 1956,33 kN/m

Prof de la surf de gliss. : 21,39 m

Longueur du pieu sous le terrain : 24,88 m

Valeurs maximales des déformations et des efforts internes :

Déformation maximale = -1,4 mm

Déformation min. = 8,9 mm

Moment de flexion maximal = 22,87 kN.m/m

Moment de flexion minimal = -49,19 kN.m/m

Force motrice maximale = 95,72 kN/m

Vérification globale: ADMISSIBLE

Le talus est toujours stable avec un coefficient de sécurité de 1,68 et l'écran de soutènement a eu des déformations minimales.

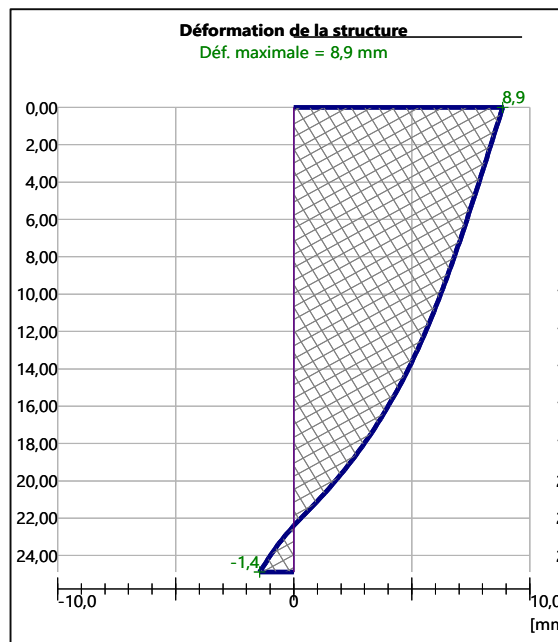


Figure IV.28: les déformations des pieux.

IV.2.5.6. Phase 6 : Vérification de la stabilité du talus et des pieux après insertion de l'action sismique (coefficient d'accélération horizontale).

IV.2.5.6.1. Etapes de simulation :

- Lancer la sixième phase à partir du travail de la cinquième phase ;
- Insertion de l'action sismique (coefficient d'accélération horizontale $K_h = 0,1500$) ;
- Choisir la méthode de calcul (Morgenstern-Price) avec optimisation et le type d'analyse (Vérification de la stabilité du talus et vérification des pieux) ;
- Lancer la procédure du calcul et examiner les résultats.

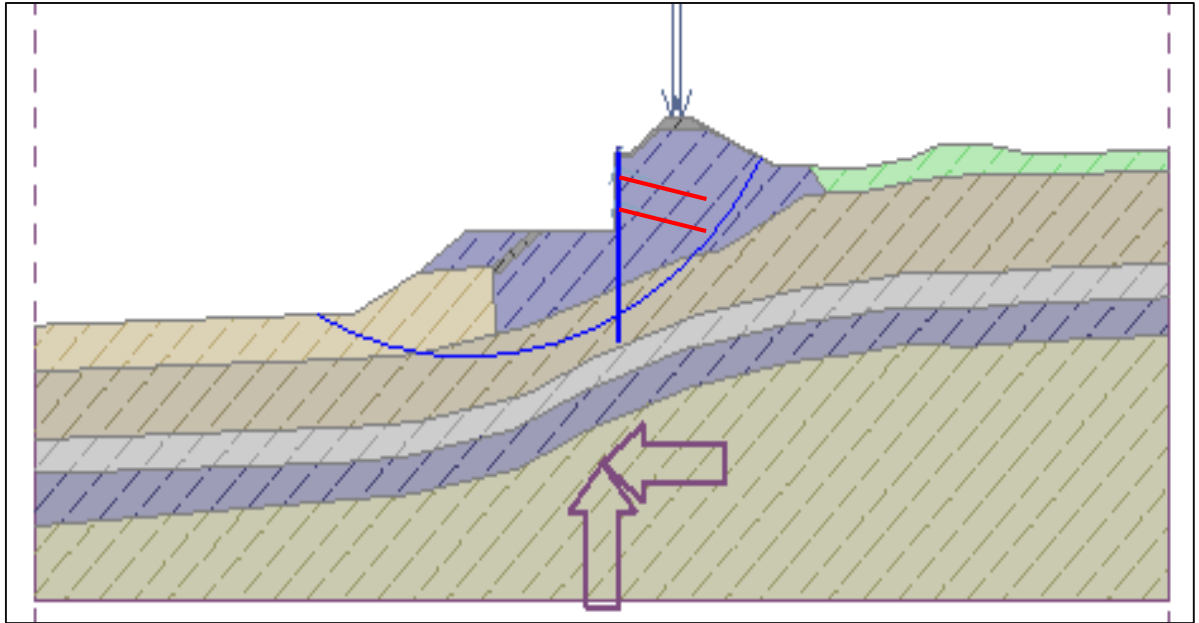


Figure IV.29: Talus avec l'action sismique

IV.2.5.6.2. Résultats de la phase 6 :

Vérification de la stabilité de pente (Morgenstern-Price) :

Coefficient de sécurité = 1,17 > 1,00 ⇒ **Stabilité de pente ADMISSIBLE**

Tassement du terrain derrière la construction :

Tassement du terrain $\delta_{\max} = -7,2$ mm

Vérification des pieux stabilisateurs :

Forces appliquées aux pieux :

Force active horizontale : 1771,97 kN/m

Force passive horizontale : 1771,97 kN/m

Prof de la surf de gliss. : 21,39 m

Déformation maximale = -1,4 mm

Déformation min. = 8,9 mm

Moment de flexion maximal = 22,87 kN.m/m

Moment de flexion minimal = -49,19 kN.m/m

Force motrice maximale = 95,72 kN/m

Vérification globale : ADMISSIBLE

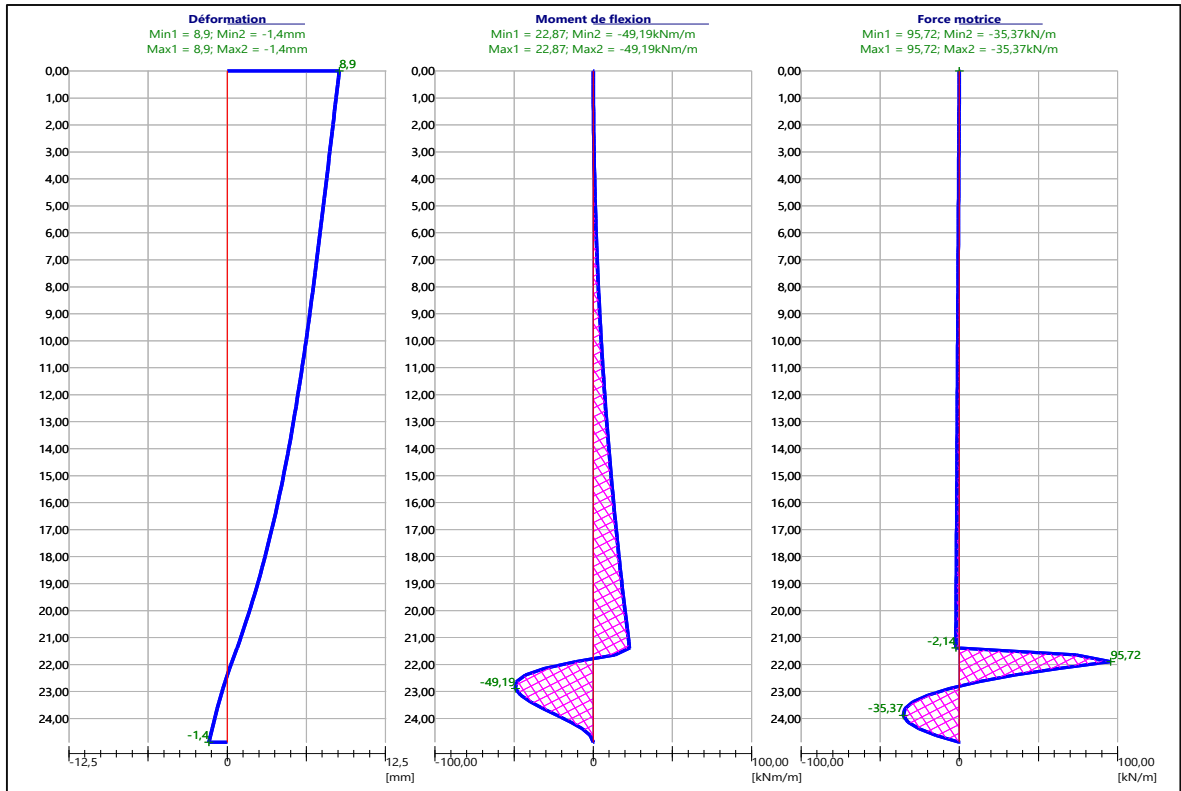


Figure IV.30: Les actions des pieux avec l'action sismique.



Figure.IV.31:L'écran de soutènement en micro pieux.

IV.3. Conclusion :

La stabilité de la voie en service et du talus, selon le profil critique, est vérifiée avant et après travaux de réalisation de la culée, tant en situation statique que sous sollicitations dynamiques (sismiques), sachant que les pieux ont apporté un gain de sécurité supplémentaire.

Chapitre V

Calcul des fondations

V.1. Introduction :

Sur le plan pratique et économique, une étude de fondation doit nécessairement commencer par une solution superficielle qui semble être relativement simple et plus économique.

Puis lorsque les terrains superficiels sont de très mauvaise qualité (remblai, vase, tourbe, limon argileux, etc...) ou de résistance insuffisante et avec un tassement important, pour garantir la stabilité de l'ouvrage, on cherchera en profondeur, une possibilité de résistance nécessaire.

V.2. Caractéristiques de l'ouvrage :

Les caractéristiques de cet ouvrage se résument en:

- Nombre de travée 02
- Nombre d'appuis 03 (02 culées et 01 pile)
- Portée de la travée 50m.
- Largeur de travée : 12.22 m
- Structure de l'ouvrage en béton armé et des poutres PRS.

V.3. Déscente des charges :

V.3.1. Culée :

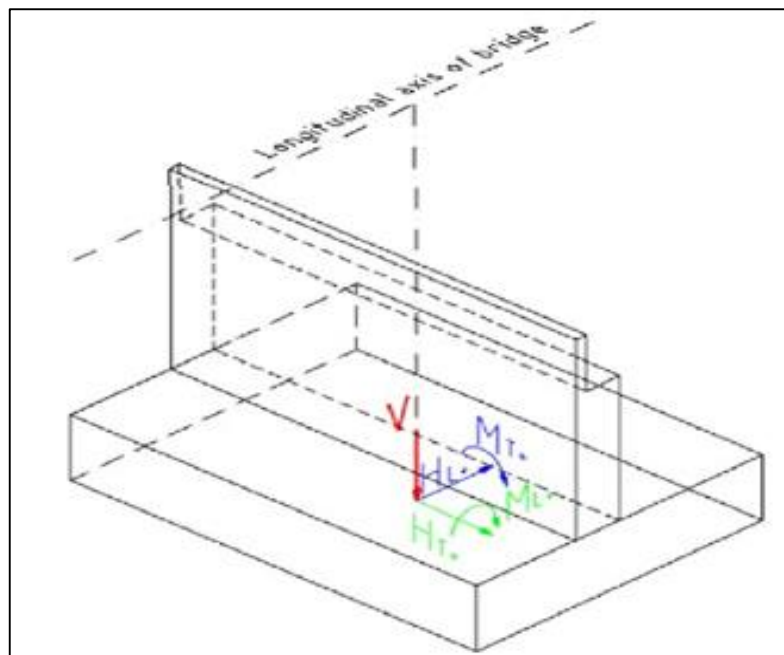


Figure V.32: Description des forces et moments appliquées sur la culée.

V.3.1.1. Caractéristiques des éléments :

V.3.1.1.1 Caractéristiques des matériaux :

Béton :

Résistance à la compression : 30 MPa

Densité : 25 kN/m³

Module d'élasticité : 34179.55757Mpa

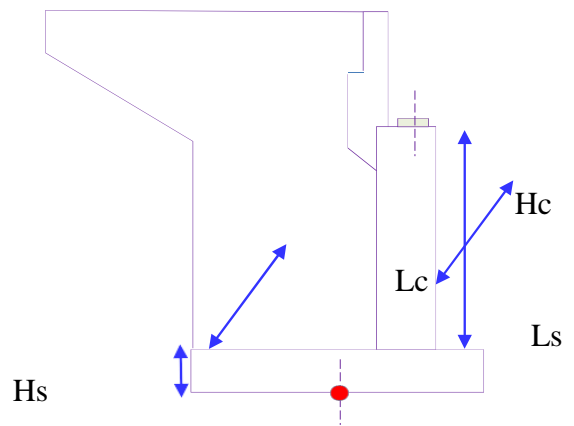
Remblai :

Densité : 20 KN/m³

Angle de frottement : 30 °

V.3.1.1.2. Caractéristiques géométriques ;

- Hauteur de la culée Hc 7.8 m
- Hauteur de la semelle Hs 2.0 m
- Largeur de la culée Lc 12.2 m
- Largeur de la semelle Ls 16.8 m
- Longueur de la travée Lt 50.0 m

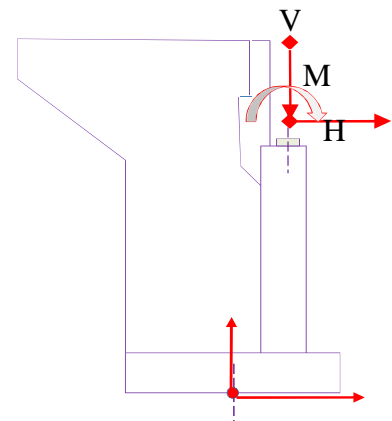


V.3.1.2. Calcul des charges et surcharges :

V.3.1.2.1. Poids propre du tablier : (G0_max)

V.3.1.2.1.1. Poids de la Superstructure :

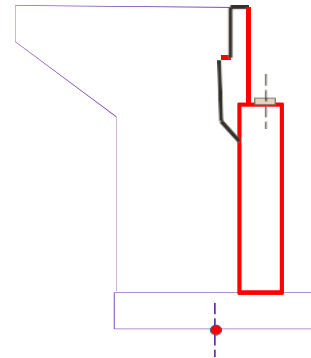
- Surface de la poutre PRS 0.077 m²
- Nombre de poutre 4
- Poids tablier métallique 51 kN/ml (compris support coffrage)
- Largeur de la dalle 12.22 m
- Epaisseur de la dalle 0.25 m
- Epaisseur du Ballast 0.5 m
- Largeur du Ballast 8.5 m
- Poids des traverses et rails 8 kN/ml
- Longueur de la travée 50 m
- Réaction du poids du tablier 6465.1 kN
- Bras d'effort au C. de G. de la base 1.35 m
- Moment au C. de G. de la base : 8727.63 kN.m



V.3.1.2.1.2. Poids propre de la culée:

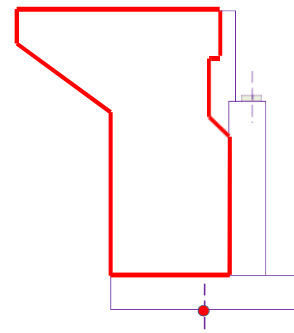
Mur de front +MGG :

- Largeur de la culée : 12.2 m
- Surface de la culée : 15.66 m²
- Poids de la culée 4783 kN
- Bras des efforts -0.9 m
- Moment au C.G de la base : -4305 kN.m



Murs en ails:

- Epaisseur 0.7 m
- Surface du mur: 78.4 m²
- Poids de la culée 2744 Kn
- Bras des efforts 3.97 m
- Moment au C.G de la base 10893.68 kN.m



Semelle de la culée:

- Longueur de la semelle 16.8 m
- Hauteur de la semelle 1.5 m
- Largeur de la semelle 13.8 m
- Poids de la semelle 8694 kN
- Bras des efforts 0 m
- Moment au C.G de la base 0 kN.m

Remblai au-dessus de la fondation :

- Largeur du remblai 10.8 m
- Surface du remblai : 71.12 m²
- Poids du remblai 13851.91 kN
- Bras des efforts -3.41 m
- Moment au C.G de la base -47235.03 kN.m

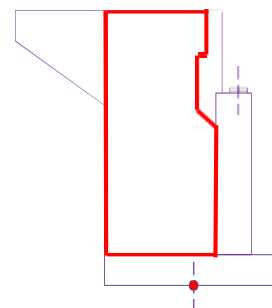


Tableau des valeurs:

(G0)		Valeurs
Reaction verticale	V_0 (kN)	36538.23
Efforts longitudinal	$H_{.L0}$ (kN)	0
Efforts transversal	$H_{.T0}$ (kN)	0
Moment longitudinal	$M_{.L0}$ (kN.m)	41077.94
Moment transversal	$M_{.T0}$ (kN.m)	0

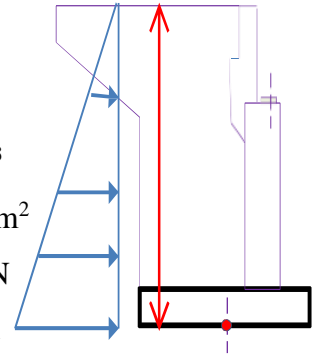
V.3.1.2.2. Corniches et glissière de sécurité : **(G1)**

Poids par ML côté Gauche :	4.5 kN/ml
Longueur de la travée	50.0 m
Poids sur la culé	112.5 kN
Excentricité transversale :	6.07 m
Excentricité Longitudinale	1.35 m
Moment longitudinale	146.25 kN.m
Moment transversale	682.88 kN.m
Poids par ML coté Droite :	4.5 kN/ml
Longueur de la travée	50.0 m
Poids sur la culé	112.5 kN
Excentricité transversale :	-6.07 m
Excentricité Longitudinale	1.35 m
Moment longitudinale	146.25 kN.m
Moment transversale	- 682.88 kN.m

(G1)		Valeurs
Réaction verticale	V_1 (kN)	225
efforts longitudinal	$H_{.L1}$ (kN)	0
efforts transversal	$H_{.T1}$ (kN)	0
Moment longitudinal	$M_{.L1}$ (kN.m)	292.50
Moment transversal	$M_{.T1}$ (kN.m)	0.00

V.3.1.2.3. Poussée des terres: **(PR)**

- Angle de friction du remblai : $\phi^\circ = 30$
- Coefficient de poussée des terres au repos : $K_0 = 1 - \sin \phi^\circ = 0.5$
- Hauteur de la culée : 12.35 m
- Largeur de la culée y compris des murs en aile : 12.22 m
- Poids volumique du remblai compacté : 20 kN/m³
- Poussée horizontale des terres sur le bas de la culée : 123.5 kN/m²
- Effort de la poussée horizontale des terres : 9319.12 kN
- Bras d'effort au C. de G. de la base : 4.12 m
- Moment longitudinale due à la poussée : 38363.73 kN.m



(PR)		Valeurs
Reaction verticale	V ₂ (Kn)	0
efforts longitudinal	H _{.L2} (Kn)	9319.125
efforts transversal	H _{.T2} (Kn)	0.00
Moment longitudinal	M _{.L2} (Kn.m)	38363.73
Moment transversal	M _{.T2} (KN.m)	0.00

V.3.1.2.4. Frottement du au déplacement linéaire du tablier : **(Fr)**

- Poids propre de superstructure en béton 6690.1 kN
- Coefficient de frottement G 0.04
- Effort longitudinal : 267.60 kN
- Bras d'effort au C. de G. de la base: 9.95 m

(Fr)		Valeures
Reaction verticale	V ₃ (kN)	0
efforts longitudinal	H _{.L3} (kN)	267.60
efforts transversal	H _{.T3} (kN)	0.00
Moment longitudinal	M _{.L3} (kN.m)	2662.66
Moment transversal	M _{.T3} (kN.m)	0.00

V.3.1.2.5. Surcharges d'exploitation : (SC)

• **UIC-71 :**

Réaction sur la culé	R_{UIC}	=	2613.45	kN
Excentricité transversale :	$E_{UIC.T}$	=	2.10	m
Excentricité Longitudinale	$E_{UIC.L}$	=	1.3	m
Moment longitudinale	$M_{UIC.L}$	=	3397.485	kN.m
Moment transversale	$M_{UIC.T}$	=	5488.245	kN.m

• **Train à vide :**

Réaction sur la culé	R_{tv}	=	328.125	kN
Excentricité transversale :	$E_{tv.T}$	=	2.10	m
Excentricité Longitudinale	$E_{tv.L}$	=	1.3	m
Moment longitudinale	$M_{tv.L}$	=	426.5625	kN.m
Moment transversale	$M_{tv.T}$	=	689.0625	kN.m

• **SW/0**

Réaction sur la culé	$R_{SW/0}$	=	2680.65	kN
Excentricité transversale :	$E_{SW/0.T}$	=	2.10	m
Excentricité Longitudinale	$E_{SW/0.L}$	=	1.3	m
Moment longitudinale	$M_{SW/0.L}$	=	3484.845	kN.m
Moment transversale	$M_{SW/0.T}$	=	5629.365	kN.m

• **SW/2**

- Réaction sur la culé	$R_{SW/2}$	=	3397.8	kN
- Excentricité transversale:	$E_{SW/2.T}$	=	2.10	m
- Excentricité Longitudinale	$E_{SW/2.L}$	=	1.3	m
- Moment longitudinale	$M_{SW/2.L}$	=	4417.14	kN.m
- Moment transversal	$M_{SW/2.}$	=	7135.38	kN.m

Type de charge		Vmax (KN)	Elong (m)	Etrans (m)	Mlong (kN.m)	Mtrans (kN.m)
Q _r	UIC-71xMaj dyn	2613.45	1.3	2.10	3397.485	5488.245
	T.Vxmaj dyn	328.125	1.3	2.10	426.5625	689.0625
Q _{rp}	SW/0xMaj dyna	2680.65	1.3	2.10	3484.845	5629.365
	SW/2xMaj dyna	3397.8	1.3	2.10	4417.14	7135.38

V.3.1.2.6. Surcharges de trottoir : (SCHT)

Charge côté Gauche :	1.5 kN/m ²
- Longueur de la travée :	0.88 m
- Largeur du trottoir :	50 m
- Poids sur la culé :	33 kN
- Excentricité transversale:	5.6 m
- Excentricité Longitudinale:	1.3 m
- Moment longitudinale:	42.90 kN.m
- Moment transversal:	184.80 kN.m

Charge coté Droite :	1.5 kN/m ² -
- Longueur de la travée:	50 m
- Poids sur la culé:	33 kN
- Excentricité transversale:	-5.6 m
- Excentricité Longitudinale:	1.3 m
- Moment longitudinale:	42.90 kN.m
- Moment transversal:	-184.80 kN.m

(SCHT)		Valeures
Reaction verticale	V ₃ (kN)	66
efforts longitudinal	H.L ₃ (kN)	0
efforts transversal	H.T ₃ (kN)	0.00
Moment longitudinal	M.L ₃ (kN.m)	85.80
Moment transversal	M.T ₃ (kN.m)	0.00

V.3.1.2.7. Effort de freinage et démarrage : (FRi)

• **La raideur du système :**

* Raideur de la culée = la raideur des appareils d'appuis sur la culé

→ **Raideur des appareils d'appuis :**

$$K_{\text{appareil}} = n \cdot \frac{G \cdot a \cdot b}{e}$$

n: le nombre d'appareils d'appuis = 4

e : Epaisseur des appareils d'appuis = 0.095 m

a et b : les dimensions en plan de l'appareil : a = b = 0.6 m

G : Le module de cisaillement de l'appareil :

$G = 0.90\text{MPa}$ Sous charges de service

$G = 1.20\text{MPa}$ Sous séisme

Raideur des appareils sur culée : $K_{\text{culée}} = 13.64\text{MN/m}$ (service)

Raideur des appareils sur culée : $K_{\text{culée}} = 18.19\text{MN/m}$ (séisme)

Raideur des appareils sur pile : $K_{\text{app p}} = 27.28\text{MN/m}$ (service)

Raideur des appareils sur pile : $K_{\text{app p}} = 36.38\text{MN/m}$ (séisme)

→ **Raideur des futs de pile :**

$$K_{\text{pile}} = n \cdot \frac{3EI}{h^3}$$

n: Le nombre de fûts de la pile $n = 3$ 3 Fut $F_{c28} = 27.00 \text{ MPa}$

E: le module de déformation instantanée du béton $E = 33000 \text{ MPa}$

I : l'inertie longitudinal du fût $I = 0.7854 \text{ m}^4$

H: Hauteur des futs : $H = 11.8 \text{ m}$

Raideur des futs sur pile $K_{\text{Fpile}} = 141.97 \text{ MN/m}$

La raideur de la pile :

$$k_{\text{total pile}} = \frac{1}{\frac{1}{K_{\text{pile}}} + \frac{1}{K_{\text{appareil}}}}$$

$K_{\text{Total pile}} = 22.89 \text{ MN/m}$ (service)

$K_{\text{Total pile}} = 28.96 \text{ MN/m}$ (séisme)

La raideur totale du système K :

$$k = 2 \cdot K_{\text{total culée}} + K_{\text{total pile}}$$

$k_{\text{sys}} = 50.17 \text{ MN/m}$ (service)

$k_{\text{sys}} = 65.34 \text{ MN/m}$ (séisme)

- **La force de freinage:**

$2,0 \text{ (t/m)}, L_m(m) \leq 600 \text{ T}$

$F_{ri uic} = 1000 \text{ kN}$

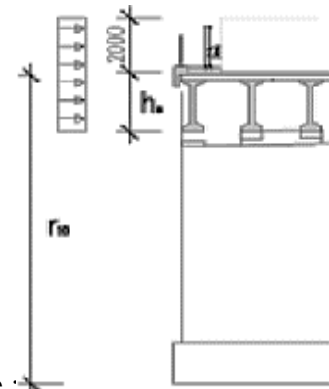
$3.5 \text{ (t/m)}, L_m(m) \leq 600 \text{ T}$

$F_{ri Sw} = 1750 \text{ kN}$

(FRi)		Valeures
Réaction verticale	$V_4(\text{kN})$	0
efforts longitudinal	$H_{.L4} (\text{kN})$	475.854
efforts transversal	$H_{.T4} (\text{kN})$	0.00
Moment longitudinal	$M_{.L4} (\text{kN.m})$	4734.75
Moment transversal	$M_{.T4}(\text{kN.m})$	0.00

V.3.1.2.8. Charge du vent : **(W)**

- Charge du vent transversale : $W = 2.00 \text{ Kn/m}^2$
- Hauteur de la superstructure : $H_s = 2.25 \text{ m}$
- Hauteur des trains : $H_v = 2 \text{ m}$
- Aire d'effet du vent $A_v = 4.25 \text{ m}^2$
- Longueur de travée pour la pile : $L = 50.0 \text{ m}$
- Effort transversal du vent: $H = 212.5 \text{ kN}$
- Bras d'effort au C. de G.de la base - direction transversale :
- Moment transversal à la base : $= 2534.1 \text{ kN.m}$



(W)		Valeures
Reaction verticale	$V_5(\text{kN})$	0
efforts longitudinal	$H_{.L5} (\text{kN})$	0.000
efforts transversal	$H_{.T5}(\text{kN})$	212.50
Moment longitudinal	$M_{.L5} (\text{kN.m})$	0.00
Moment transversal	$M_{.T5} (\text{kN.m})$	2534.06

V.3.1.2.9. Poussé des terres sismiques derrière la culée :

(PT_SIS)

- Poids volumique du remblai compacté : $\gamma = 20\text{kN/m}^3$
- Hauteur du remblai $H = 12.35 \text{ m}$
- Largeur du remblai : $L = 12.2 \text{ m}$
- L'angle de frottement interne du remblai sans cohésion : $\varphi = 30^\circ$
- Angle de la surface du remblai sur l'horizontal : $\beta = 0^\circ$
- Coefficient d'accélération horizontale: $K_h = 0.3 \text{ g}$
- Coefficient d'accélération verticale: $K_v = 0.09 \text{ g}$
- $\Psi = \arctg[kh/(1+kv)]$ $\Psi = 15.4^\circ$

Coefficient de poussée des terres sismique active :

$$K_{ab} = \frac{\cos^2(\varphi - \Psi)}{\cos^2 \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \Psi - \beta)}{\cos \beta - \cos \Psi}} \right]} = \begin{matrix} \nearrow 0.544 \\ \searrow 0.603 \end{matrix}$$

- Effort de la poussée des terres sismique : $P_{sis} = 12257.56 \text{ kN}$
- Bras d'effort au C. de G. de la base : $B_{sis} = 6.175 \text{ m}$
- Moment longitudinal $M_{L, sis} = 75690.43 \text{ kN.m}$

(PT_SIS)		Valeures
Réaction verticale	$V_6(\text{kN})$	0
efforts longitudinal	$H_{L6}(\text{kN})$	12257.560
efforts transversal	$H_{T6}(\text{kN})$	0.00
Moment longitudinal	$M_{L6}(\text{kN.m})$	75690.43
Moment transversal	$M_{T6}(\text{kN.m})$	0.00

V.3.1.2.10. La force d'inertie de la culée : **(FI)**

- Coefficient d'accélération $A = 0.3 \text{ g}$
- Coefficient de site $S = 1.1$
- Spectre de la réponse élastique horiz $S_{ae}(T) = 2.591 \text{ m/s}^2$
- Spectre de la réponse élastique Verticale $S_{av}(T) = 2.410 \text{ m/s}^2$

• **Mur de front +MGG :**

- Poids $V = 4783.2135 \text{ kN}$
- effort d'inertie transversal et longitudinal de la culée : $HL.13.1 = 1276.51 \text{ kN}$
- effort d'inertie transversal et verticale de la culée : $V.13.1 = 1187.34 \text{ kN}$
- Bras d'effort au C. de G. de la base vertical : $RV13.1 = 0.90 \text{ m}$
- Bras d'effort au C. de G. de la base long : $RL13.1 = 6.38 \text{ M}$

• Murs en ailes :

- Poids $V = 2744 \text{ kN}$
- effort d'inertie transversal et longitudinal de la culée : $HL.13.2 = 732.30 \text{ kN}$
- effort d'inertie transversal et verticale de la culée : $V.13.2 = 681.14 \text{ kN}$
- Bras d'effort au C. de G. de la base vertical : $RV13.2 = - 3.97 \text{ m}$

- Bras d'effort au C. de G. de la base : $RL_{13.2} = 7.72 \text{ m}$
- Moment au C. de G. de la base: $ML_{13.2} = 2949.21 \text{ kN.m}$
 - Semelle de la culée:
- Poids $V = 8694 \text{ kN}$
- effort d'inertie transversal et longitudinal de la culée: $HL_{13.3} = 2320.19 \text{ kN}$
- effort d'inertie transversal et verticale de la culée: $V_{13.3} = 2158.11 \text{ kN}$
- Bras d'effort au C. de G. de la base vertical: $RV_{13.3} = 0.00 \text{ m}$
- Bras d'effort au C. de G. de la base: $R_{13.3} = 1.00 \text{ m}$
- Moment au C. de G. de la base: $ML_{13.3} = 2320.19 \text{ kN.m}$
 - Remblai au-dessus de la fondation :
- Poids $V = 13851.91548 \text{ kN}$
- effort d'inertie transversal et longitudinal de la culée: $HL_{13.4} = 3696.70 \text{ kN}$
- effort d'inertie transversal et verticale de la culée: $V_{13.4} = 3438.46 \text{ kN}$
- Bras d'effort au C. de G. de la base vertical: $RV_{13.4} = -3.41 \text{ m}$
- Bras d'effort au C. de G. de la base: $R_{13.4} = 7.142 \text{ m}$
- Moment au C. de G. de la base: $ML_{13.4} = 1466.70 \text{ kN.m}$

(FI)		Longitudinale	Transversale
Réaction verticale	$V_6(\text{kN})$	7465.05	7465.05
efforts longitudinal	$H_{L6}(\text{kN})$	8025.71	0.00
efforts transversal	$H_{T6}(\text{kN})$	0.00	8025.71
Moment longitudinal	$M_{L6}(\text{kN.m})$	29158.84	0.00
Moment transversal	$M_{T6}(\text{kN.m})$	0.00	29158.84

V.3.1.2.11. Force sismique (effets de tablier) : **(FST)**

- Masse $M_{\text{sis}_-} = 26760.40 \text{ kN}$
- Effort sismique horizontale : $H_{t.14} = 1988.18 \text{ kN}$
- Bras d'effort au C. de G. de la base: $R_{14} = 9.96 \text{ m}$
- Moment au C. de G. de la base: $M_{t.14} = 19802.23 \text{ kN.m}$

V.3.1.3. Sommaire des cas à C. de G. de la base de culée :

- Charges permanentes :

(FST)				Longitudinale		
Réaction verticale		V ₆ (kN)		0.00		
efforts longitudinal		H _{L6} (kN)		0.00		
efforts transversal		H _{T6} (kN)		1988.18		
Moment longitudinal		M _{L6} (kN .m)		0.00		
Moment transversal		M _{T6} (kN .m)		19802.23		
Nom du cas	V (kN)	H _L (kN)	H _T (kN)	M _L (kN.m)	M _T (kN.m)	
G0	Poids propre	36538.23	0.00	0.00	-45419.19	0.00
G1	Corniches et gliss	225.00	0.00	0.00	292.50	0.00

- Poussée des terres:

	Nom du cas	V (kN)	H _L (kN)	H _T (kN)	M _L (kN.m)	M _T (kN.m)
PR	Poussée des terres	0	9319.12	0.00	38363.73	0.00

- Frottement:

	Nom du cas	V (kN)	H _L (kN)	H _T (kN)	M _L (kN.m)	M _T (kN.m)
FR	Frottement	0	267.60	0.00	2662.66	0.00

- Surcharge d'exploitation:

	Nom du cas	V (kN)	H _L (kN)	H _T (kN)	M _L (kN.m)	M _T (kN.m)
Qr	UIC	2613.45	0.00	0.00	3397.49	5488.25
	Train à vide	328.125	0.00	0.00	426.56	689.06
Qrp	SW/0	2680.65	0.00	0.00	3484.85	5629.37
	SW/2	3397.8	0.00	0.00	4417.14	-7135.38
FRI	Freinage et démarrage	0	475.85	0.00	4734.75	0.00
SCHT	surcharge de trot	66	0.00	0.00	85.80	0.00

- Charge du vent:

	Nom du cas	V (kN)	H _L (kN)	H _T (kN)	M _L (kN.m)	M _T (kN.m)
W	Vent	0	0.00	212.50	0.00	2534.06

- Poussée des terres sismique derrière la culée :

	Nom du cas	V (kN)	H _L (kN)	H _T (kN)	M _L (kN.m)	M _T (kN.m)
PT_sis	Poussée des terr si	0	12257.56	0.00	75690.43	0.00

- Effort d'inertie:

	Nom du cas	V (kN)	H _L (kN)	H _T (kN)	M _L (kN.m)	M _T (kN.m)
FI	Efforts inert	7465.05	8025.71	8025.71	29158.84	29158.84

- Charge sismique (effets du tablier) :

	Nom du cas	V (kN)	H _L (kN)	H _T (kN)	M _L (kN.m)	M _T (kN.m)
FST	Efforts sism tablier	0.00	0.00	1988.18	0.00	19802.23

V.3.1.4. Combinaisons des cas à C. de G. de la base de culée :

- ELS Quasi permanentes :

	V (kN)	H _L (kN)	H _T (kN)	M _L (kN.m)	M _T (kN.m)
G0+G1+FR+PR	36763.23	9586.73	0.00	-4100.30	0.00

- ELS Rares :

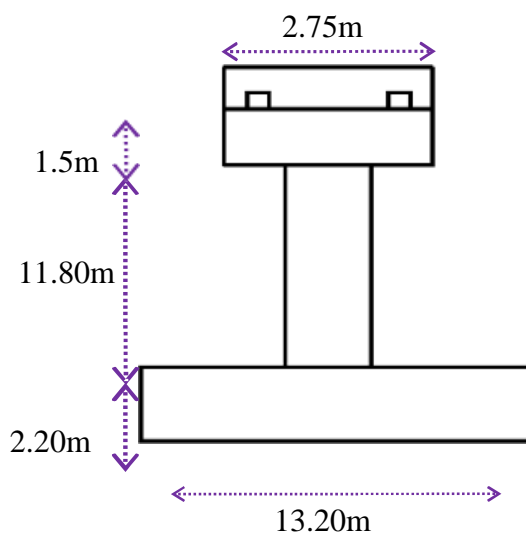
	V (kN)	H _L (kN)	H _T (kN)	M _L (kN.m)	M _T (kN.m)
G0+G1+FR+PR+1.2UIC+FRI+SCHT+W	39965.37	10062.58	212.50	4797.23	9119.96
G+FR+1.2(UIC+SW/0)+FRI+SCHT+W	43182.15	10062.58	212.50	8979.04	15199.67
G+FR+PR+UIC+SW/2+FRI+SCHT+W	42840.48	10062.58	212.50	8534.87	886.93
G+SW/2+FR+PR+D+FRI+SCHT+W	40227.03	10062.58	212.50	5137.39	-4601.32
Max ELS Rares	43182.15	10062.58	212.50	8979.04	15199.67

ELU Fondamentale:

	V (kN)	H _L (kN)	H _T (kN)	M _L (kN.m)	M _T (kN.m)
1.35G+1.6UIC+1.6(Fri+SCHT+W)	53917.48	13703.45	340.00	7613.45	12835.69
1.35G+1.45UIC+1.2SW0+1.5(Fri+SCHT+W)	56735.64	13655.86	318.75	10803.59	18514.29
1.35G+1.45UIC+1.2SW2+1.5(Fri+SCHT+W)	57596.22	13655.86	318.75	11922.34	3196.59
1.35G+1.45SW/2+1.5(Fri+SCHT+W)	54656.17	13655.86	318.75	8100.27	-6545.21
Max ELU Fonda	57596.22	13703.45	340.00	11922.34	18514.29

- ELU Sismique :

	V (kN)	H _L (kN)	H _T (kN)	M _L (kN.m)	M _T (kN.m)
G + FTS+PT_sis +FIL+0.3FIIt+0.3Q	45012.32	22690.98	12421.59	59722.59	14688.32

V.3.2 Pile :

V.3.2.1. Détermination des différents cas de charges :
Tableau V.19: Tableau des Charges permanentes.

DÉSIGNATION	G (kN)	Vsism (kN)	Hsism (kN)	Z _h (m)	M _L (kN.m)
Poids propre du tablier	12930.1	2715.3	3029.3	156.5	47407.8
Chevêtre	1260.2	264.6	378.1	147.5	5576.3
Fûts	2779.8	583.8	833.9	81	6754.9
Semelle	9583.2	2012.5	2875	11	3162.5
Dés d'appuis	25.6	5.4	7.7	155.8	119.7
Poids des terres	2613.1	548.8	783.9	26.8	2097
Retrait			45	155.8	700.8
sous total	291920	61303			
Total		3532.24	7952.8		65819

Tableau V.20: Tableau des Surcharges d'exploitation.

DÉSIGNATION	N(kN)	H(kN)	Z _h (m)	M _L (kN.m)	E _{trans}	M _T (kN.m)
surcharge UIC x maj dyn	4662	443.2	15.65	6936.3	2.10	9790
surcharge SW/0 x maj dyn	3321.7	443.2	15.65	6936.3	2.10	6976
Surcharge SW/2 x maj dyn	5303.6	760.1	15.65	11895.8	-2.10	-11138
surcharge TV x maj dyn	643.1				2.10	1351
Trottoir	64.7					
Temperature	699.7					
Total:	14694.8	1646.5		25768.4		

V.3.2.2 Tableaux des combinaisons :

V.3.2.2.1. Combinaisons d'action à l'ELS :

		N(kN)	H(kN)	M _L (kN.m)	M _T (kN.m)
COMB1	G+UIC+SW/0+0.6T	37595.6			
	H+(frei + déma)+0.6T		931.4	14573.5	16765.7
COMB2	G+(UIC+SW/2)+0.6T	39577.5			
	H+(frei + déma)+0.6T		1248.3	19532.9	-1347.3
COMB3	G+(SW/0+SW/2)+0.6T	38237.1			
	H+(frei +déma)+0.6T		1248.3	19532.9	-4162
COMB4	G+UIC+0.6T	34273.9			
	H+ (frei ou déma)+0.6T		1248.3	7637.2	

V.3.2.2.2. Combinaisons d'action à l'ELU :

		N(kN)	H(kN)	M _L (kN.m)	M _T (kN.m)
COMB1	1.35G+1.45UIC+1.45SW0+1.35T	51930.2			
	H+(frei + déma)+1.35T		1346.1	21061.4	24310.3
COMB2	1.35G+1.45UIC+1.2SW/2+1.35T	54804			
	H+(frei + déma)+1.35T		1805.6	28252.7	830.8
COMB3	1.35G+1.2SW/0+1.45SW/2+1.35T	52860.5			
	H+(frei +déma)+1.35T		1805.6	28252.7	-7778.8
COMB4	1.35G+1.45UIC+1.35T	46589			
	H+(frei ou déma)+1.35T		1805.6	11003.8	

V.3.2.2.3. Combinaisons d'action à l'ELA :

		N(kN)	H(kN)	M _L (kN.m)	M _T (kN.m)
COMB1	G+Vs	35322.4			
	Hs		8218.7	65819	19745.7
COMB2	G-Vs	23061.7			
	Hs		8218.7	65819	19745.7
COMB3	G+Vs+0.3UIC	36721			
	Hs		8218.7	67899.9	20370
COMB4	G+Vs+0.3SW/2	38891.1			
	Hs		8218.7	69387.8	20816.3

V.4. Étude des fondations de l'ouvrage :**V.4.1. Solution fondation superficielle :****D'après le DTU :**

❖ Cas des culés sous charge centrée :

- **Contrainte à la rupture :**

La première culée de l'ouvrage se trouve au niveau de sondage SC1, on fera les calculs avec les caractéristiques mécaniques retenues pour celui-ci.

Variante 1 :

- La longueur de la fondation = 16.8 m
- La largeur de la fondation = 13.8 m
- Ancrage de la fondation D = 3m
- La nappe d'eau (-6m)

$$\frac{L}{B} = 1.21 \longrightarrow 1.21 < 5 \longrightarrow \text{semelle isolé}$$

$$q_r = \frac{1}{2} \gamma \cdot B N_\gamma + q_0 \cdot N_q + C \cdot N_c$$

$$\varphi = 12.4^\circ ; N_\gamma = 1.51 ; N_q = 3.44 ; N_c = 9.53 ; \gamma_h = 19.9 \text{ kN/m}^3 ; C = 30 \text{ kPa} ;$$

$$q_0 = 59.7 \text{ kN/m}^2$$

$$q_r = 698.60 \text{ kPa}$$

- Contrainte admissible :

$$q_{adm} = \frac{1}{F} \left[\frac{1}{2} \gamma \cdot B N_\gamma + q_0 \cdot (N_q - 1) + C \cdot N_c \right]$$

$$q_{adm} = 212.96 \text{ kPa}$$

Réaction à L'ELS : Rare : $Q = 43182.15 / (13.8 \cdot 16.8) = 186.90 \text{ kPa}$

Réaction à L'ELU : fondamental : $Q = 57596.22 / (13.8 \cdot 16.8) = 248.43 \text{ kPa}$

Vérification :

$$Q + q_0 = 248.43 + 59.7 = 308.13 \text{ kPa} > q_{adm} = 212.96 \text{ kPa}$$

Donc condition au non poinçonnement n'est pas vérifiée.

Variante 2 :

- La longueur de la fondation = 16.8 m
- La largeur de la fondation = 13.8 m
- Ancrage de la fondation D = 5m

$$\frac{L}{B} = 1.21 \longrightarrow 1.21 < 5 \longrightarrow \text{semelle isolé}$$

$$q_r = \frac{1}{2} \gamma \cdot B N_\gamma + q_0 \cdot N_q + C \cdot N_c$$

$$\varphi = 12.4^\circ ; N_\gamma = 1.51 ; N_q = 3.44 ; N_c = 9.53 ; \gamma_h = 19.9 \text{ kN/m}^3 ; C = 30 \text{ kPa} ;$$

$$q_0 = 99.5 \text{ kN/m}^2$$

$$q_r = 835.51 \text{ kPa}$$

- Contrainte admissible :

$$q_{adm} = \frac{1}{F} \left[\frac{1}{2} \gamma \cdot B N_\gamma + q_0 \cdot (N_q - 1) + C \cdot N_c \right]$$

$$q_{adm} = 245.33 \text{ kPa}$$

Réaction à L'ELS : Rare : $Q = 43182.15 / (13.8 \cdot 16.8) = 186.90 \text{ kPa}$

Réaction à L'ELU : fondamental : $Q = 57596.22 / (13.8 \cdot 16.8) = 248.43 \text{ kPa}$

Vérification :

$$Q + q_0 = 248.43 + 99.5 = 347.93 \text{ kPa} > q_{adm} = 245.33 \text{ kPa}$$

Donc condition au non poinçonnement n'est pas vérifiée.

- ❖ Cas de la pile sous charge centrée :

- **Contrainte à la rupture :**

La pile de l'ouvrage se trouve au niveau de sondage SC2, on fera les calculs avec les caractéristiques mécaniques retenues pour celui-ci.

Variante 1 :

- La longueur de la fondation = 13.2 m
- La largeur de la fondation = 13.2 m
- Ancrage de la fondation D = 3m
- La nappe d'eau (-6m)

$$\frac{L}{B} = 1 \longrightarrow 1. < 5 \longrightarrow \text{semelle isolé}$$

$$q_r = \frac{1}{2} \gamma \cdot B N_\gamma + q_0 \cdot N_q + C \cdot N_c$$

$$\varphi = 12.4^\circ ; N_\gamma = 1.51 ; N_q = 3.44 ; N_c = 9.53 ; \gamma_h = 19.9 \text{ kN/m}^3 ; C = 30 \text{ kPa} ;$$

$$q_0 = 59.7 \text{ kN/m}^2$$

$$q_r = 689.59 \text{ kPa}$$

- Contrainte admissible :

$$q_{adm} = \frac{1}{F} \left[\frac{1}{2} \gamma \cdot B N_{\gamma} + q_0 \cdot (N_q - 1) + C \cdot N_c \right]$$

$$q_{adm} = 209.96 \text{ kPa}$$

Réaction à L'ELS : Comb 2 : $Q = 39577.5 / (13.2 \cdot 13.2) = 222.09 \text{ kPa}$

Réaction à L'ELU : Comb 2 : $Q = 54804 / (13.2 \cdot 13.2) = 314.53 \text{ kPa}$

Réaction à L'ELA : Comb 4 : $Q = 38891.1 / (13.2 \cdot 13.2) = 223.20 \text{ kPa}$

Vérification :

$$Q + q_0 = 314.53 + 59.7 = 374.23 \text{ kPa} > q_{adm} = 209.96 \text{ kPa}$$

Donc condition au non poinçonnement n'est pas vérifiée.

Variante 2 :

- La longueur de la fondation = 13.2 m
- La largeur de la fondation = 13.2 m
- Ancrage de la fondation $D = 5\text{m}$

$$\frac{L}{B} = 1 \longrightarrow 1. < 5 \longrightarrow \text{semelle isolé}$$

$$q_r = \frac{1}{2} \gamma \cdot B N_{\gamma} + q_0 \cdot N_q + C \cdot N_c$$

$$\varphi = 12.4^\circ ; N_{\gamma} = 1.51 ; N_q = 3.44 ; N_c = 9.53 ; \gamma_h = 19.9 \text{ kN/m}^3 ; C = 30 \text{ kPa} ;$$

$$q_0 = 99.5 \text{ kN/m}^2$$

$$q_r = 826.50 \text{ kPa}$$

- Contrainte admissible :

$$q_{adm} = \frac{1}{F} \left[\frac{1}{2} \gamma \cdot B N_{\gamma} + q_0 \cdot (N_q - 1) + C \cdot N_c \right]$$

$$q_{adm} = 242.33 \text{ kPa}$$

Réaction à L'ELS : Comb 2 : $Q = 39577.5 / (13.2 \cdot 13.2) = 222.09 \text{ kPa}$

Réaction à L'ELU : Comb 2 : $Q = 54804 / (13.2 \cdot 13.2) = 314.53 \text{ kPa}$

Réaction à L'ELA : Comb 4 : $Q = 38891.1 / (13.2 \cdot 13.2) = 223.20 \text{ kPa}$

Vérification :

$$Q + q_0 = 314.53 + 99.5 = 414.03 \text{ kPa} > q_{adm} = 242.33 \text{ kPa}$$

Donc condition au non poinçonnement n'est pas vérifiée.

En définitif, les fondations superficielles n'étant pas adéquates à ce type de sol, nous passons donc aux fondations profondes.

V.4.2. Solution fondation profonde :**V.4.2.1. Fondation profonde (méthode pénétrométrique) pieux forés :****Principe de la méthode de calcul selon le FASCICULE 62 TITRE V DU CCTG :****V.4.2.1.1. Charge limite :**

La charge limite d'un pieu isolé de section (A) et de longueur (L) est donnée par la formule générale :

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su}$$

Avec :

Q_{pu} = Effort limite mobilisable sous la pointe.

Q_{su} = Effort limite mobilisable par frottement latéral.

V.4.2.1.2. Effort limite mobilisable sous la pointe :

Il est donné par :

$$Q_{pu} = A \cdot q_u$$

Avec :

A = Section de la pointe

q_u = contrainte de rupture relative au terme de pointe

V.4.2.1.3. Effort limite mobilisable par frottement latéral :

$$Q_{su} = P \cdot \int_0^k q_s(z) \cdot dz$$

Avec :

P = périmètre du pieu

$q_s(z)$ = frottement latéral unitaire limite à la côte z

V.4.2.1.4. Contrainte de rupture sous la pointe :

Elle est définie comme suit : $q_u = k_p \cdot P_{le}$

Avec :

K_p = Facteur de portance, fonction de la nature du sol et du mode de mise en œuvre, les valeurs de K_p sont données dans le tableau ci-dessus.

P_{le} = Pression limite nette équivalente.

Tableau V.21: Facteur de portance Kp.

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

Tableau V.22: Catégories conventionnelles des sols.

CLASSE DE SOL			PRESSIOMÈTRE p _i (MPa)
ARGILES, LIMONS	A	Argiles et limons mous	< 0,7
	B	Argiles et limons fermes	1,2 - 2,0
	C	Argiles très fermes à dures	> 2,5
SABLES, GRAVES	A	Lâches	< 0,5
	B	Moyennement compacts	1,0 - 2,0
	C	Compacts	> 2,5
CRAIES	A	Molles	< 0,7
	B	Altérées	1,0 - 2,5
	C	Compacts	> 3,0
MARNES	A	Tendres	1,5 - 4,0
MARNO-CALCAIRES	B	Compacts	> 4,5
ROCHES ⁽¹⁾	A	Altérées	2,5 - 4,0
	B	Fragmentées	> 4,5

V.4.2.1.5. Frottement latéral unitaire limite :

Le frottement latéral unitaire limite à la profondeur z, q_s(z) est donné par un abaque en fonction de la valeur de la pression limite nette mesurée à cette même profondeur.

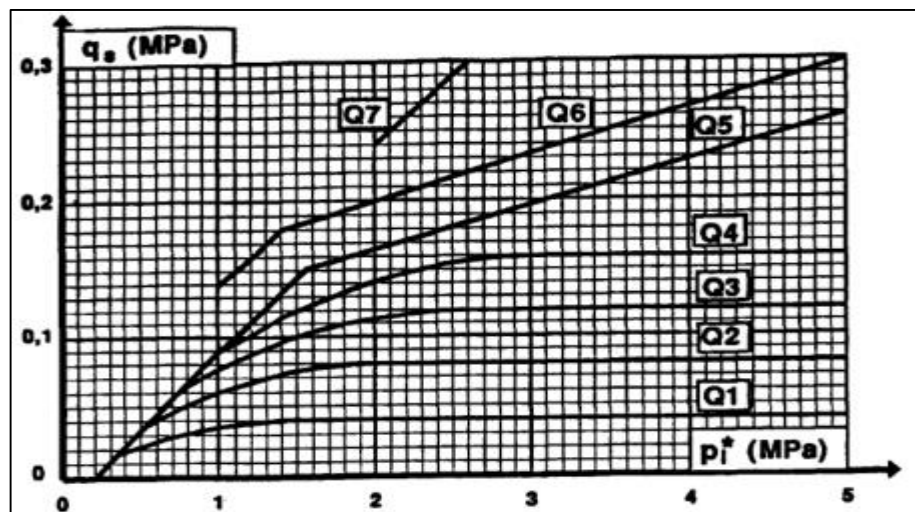


Figure V.33: Courbe de frottement unitaire limite le long du fut du pieu.

Tableau V.23: Choix des abaques pour la détermination de q_s .

	ARGILES LIMONS			SABLES GRAVES			CRAIES			MARNES		ROCHES
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Foré simple	Q_1	$Q_2, Q_3^{(1)}$	$Q_2, Q_3^{(1)}$	-			Q_1	Q_3	$Q_4, Q_5^{(1)}$	Q_3	$Q_4, Q_5^{(1)}$	Q_6
Foré boue	Q_1	$Q_2, Q_3^{(1)}$		Q_1	$Q_2, Q_3^{(2)}$	$Q_3, Q_2^{(2)}$	Q_1	Q_3	$Q_4, Q_5^{(1)}$	Q_3	$Q_4, Q_5^{(1)}$	Q_6
Foré tubé (tube récupéré)	Q_1	$Q_2, Q_3^{(3)}$		Q_1	$Q_2, Q_3^{(2)}$	$Q_3, Q_2^{(2)}$	Q_1	Q_2	$Q_3, Q_4^{(4)}$	Q_3	Q_4	-
Foré tubé (tube perdu)	Q_1			Q_1	Q_2		^{(6)}			Q_2	Q_3	-
Puits ^{(5)}	Q_1	Q_2	Q_3	-			Q_1	Q_2	Q_3	Q_4	Q_5	Q_6
Métal battu fermé	Q_1	Q_2		Q_2	Q_3		^{(6)}			Q_3	Q_4	Q_4
Battu préfabriqué béton	Q_1	Q_2		Q_3			^{(6)}			Q_3	Q_4	Q_4
Battu moulé	Q_1	Q_2		Q_2	Q_3		Q_1	Q_2	Q_3	Q_3	Q_4	-
Battu enrobé	Q_1	Q_2		Q_3	Q_4		^{(6)}			Q_3	Q_4	-
Injecté basse pression	Q_1	Q_2		Q_3			Q_2	Q_3	Q_4	Q_3		-
Injecté haute pression ^{(7)}	-	Q_4	Q_5	Q_3	Q_4		-	Q_3	Q_4	Q_4		$Q_7^{(7)}$

(1) Réalésage et rainurage en fin de forage.
 (2) Pieux de grande longueur (supérieure à 30 m).
 (3) Forage à sec, tube non lourvoyé.
 (4) Dans le cas des craies, le frottement latéral peut être très faible pour certains types de pieux. Il convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas.
 (5) Sans tubage ni virole foncés perdus (parois rugueuses).
 (6) Injection sélective et répétitive à faible débit.
 (7) Injection sélective et répétitive à faible débit et traitement préalable des massifs fissurés ou fracturés avec obturation des cavités (***,**).

V.4.2.2. Application numérique :

2.2.1. Sondage pressiométrique N°01 :

Charge portante d'un pieu :

Diamètre du pieu 1,20m foré tubé

Facteur de portance 1,2

Description couche	Classe de sol	Niveau Supérieur (m)	Epaisseur (m)	Courbe $Q_i < 5$	PI (MPa)	q_s (MPa)	Q_s (KN)
argile sableuse	B	-4.50	12.50	1	2,50	0,040	5 655
des alluvions	C	-17.00	6.50	1	4,00	0,040	1 960
tuf	B	-23.50	3.00	1	1,50	0,040	848
argile sableuse	C	-26.50	10.00	2	3,50	0,080	4 524
Frottement latéral total Q_{su}							12 987

Longueur totale du pieu : 30,00 m

Contrainte de rupture sous pointe : 4,20 MPa

Effort de pointe Q_{pu} : 4 750 kN

Charge limite $Q_u = 1,0 \times Q_{su} + 1,0 \times Q_{pu} = 17\ 737\text{kN}$
 Charge de fluage $Q_c = 0,7 \times Q_{su} + 0,5 \times Q_{pu} = 11\ 466\text{kN}$

ELS permanent : $Q_c / 1,40 = 8\ 190\text{kN}$
 ELS rare : $Q_c / 1,10 = 10\ 424\text{kN}$
 ELU fondamental : $Q_u / 1,40 = 12\ 670\text{kN}$
 ELU accidentel : $Q_u / 1,20 = 14\ 781\text{kN}$

2.2.2. Sondage pressiométrique N°02 :

Charge portante d'un pieu :

Diamètre du pieu : 1,20m foré tubé

Facteur de portance 1,2

Description couche	Classe de sol	Niveau Supérieur (m)	Epaisseur (m)	Courbe $Q_i < 5$	PI (MPa)	q_s (MPa)	Q_s (KN)
sable argileux	B	-4.50	2.00	1	0.70	0,040	348
argile sableuse	C	-6.50	9.50	1	1.00	0,040	2 751
des alluvions	B	-16.00	5.00	1	2.50	0,040	1 508
argile sableuse	C	-21.00	15.50	2	4.00	0,080	7 012
Frottement latéral total Q_{su}							11 619

Longueur totale du pieu 30,00 m

Contrainte de rupture sous pointe 4,80 Mpa

Effort de pointe Q_{pu} 5 429 kN

Charge limite : $Q_u = 1,0 \times Q_{su} + 1,0 \times Q_{pu} = 17\ 048\text{kN}$
 Charge de fluage : $Q_c = 0,7 \times Q_{su} + 0,5 \times Q_{pu} = 10\ 848\text{kN}$

ELS permanent : $Q_c / 1,40 = 7\ 748\text{kN}$
 ELS rare : $Q_c / 1,10 = 9\ 861\text{kN}$

ELU fondamental : $Q_u / 1,40 = 12177 \text{ kN}$

ELU accidentel : $Q_u / 1,20 = 14\ 206 \text{ kN}$

V.4.3. Etude des pieux sous la semelle de la culée :

V.4.3.1. Caractéristiques :

Les deux culées de l'ouvrage OA-252+100 sont constitués de 20 pieux de 1.2m de diamètre répartie sur quatre ranges.

V.4.3.2. Matériaux :

V.4.3.2.1. Bétons :

RN35/45

Fc28 30 MPa

V.4.3.2.2. Aciers passifs :

La nuance des aciers passifs est pour pieux :

Fe E50 A

La limite d'élasticité

$f_e = 500 \text{ MPa}$

V.4.3.3. Hypothèse de calcul de structures :

V.4.3.3.1. Vérification de l'état limite :

$E \leq R$

ÉTATS-LIMITES ULTIMES

	Q_{min}	Q_{max}
Combinaisons fondamentales	$-\frac{Q_{tu}}{1,40}$	$\frac{Q_u}{1,40}$
Combinaisons accidentelles	$-\frac{Q_{tu}}{1,30}$	$\frac{Q_u}{1,20}$

ÉTATS-LIMITES DE SERVICE

	Q_{min}	Q_{max}
Combinaisons rares	$-\frac{Q_{tc}}{1,40}$	$\frac{Q_c}{1,10}$
Combinaisons quasi permanentes	0 (*)	$\frac{Q_c}{1,40}$

V.4.3.3.2. Effet de l'action E:

L'action de l'étude sur fondation est en accord avec le livret 2.01 et le RPOA.

V.4.3.3.3. La Résistance R:

Initialement le pieu a une profondeur théorique de 30m ayant les caractéristiques suivantes :

- $Q_u = Q_{pu} + Q_{su}$
- $Q_{tu} = Q_{su}$
- $Q_c = 0,5 Q_{pu} + 0,7 Q_{su}$
- $Q_{tc} = 0,7 Q_{su}$

V.4.3.4. Les charges transmises aux pieux :

Combinaisons des charges au C. de G. de la base de culée :

- ELS Quasi permanentes :

	V (kN)	H _L (kN)	H _T (kN)	M _L (kN.m)	M _T (kN.m)
G0+G1+FR+PR	36763.23	9586.73	0.00	-4100.30	0.00

• ELS Rares :

	V (kN)	H _L (kN)	H _T (kN)	M _L (kN.m)	M _T (kN.m)
G0+G1+FR+PR+1.2UIC+FRI+SCHT+W	39965.37	10062.58	212.50	4797.23	9119.96
G+FR+1.2(UIC+SW/0)+FRI+SCHT+W	43182.15	10062.58	212.50	8979.04	15199.67
G+FR+PR+UIC+SW/2+FRI+SCHT+W	42840.48	10062.58	212.50	8534.87	886.93
G+SW/2+FR+PR+D+FRI+SCHT+W	40227.03	10062.58	212.50	5137.39	-4601.32
Max ELS Rares	43182.15	10062.58	212.50	8979.04	15199.67

ELU FONDAMENTALE:

	V (kN)	H _L (kN)	H _T (kN)	M _L (kN.m)	M _T (kN.m)
1.35G+1.6UIC+1.6(Fri+SCHT+W)	53917.48	13703.45	340.00	7613.45	12835.69
1.35G+1.45UIC+1.2SW0+1.5(Fri+SCHT+W)	56735.64	13655.86	318.75	10803.59	18514.29
1.35G+1.45UIC+1.2SW2+1.5(Fri+SCHT+W)	57596.22	13655.86	318.75	11922.34	3196.59
1.35G+1.45SW/2+1.5(Fri+SCHT+W)	54656.17	13655.86	318.75	8100.27	-6545.21
Max ELU Fonda	57596.22	13703.45	340.00	11922.34	18514.29

ELU SISMIQUE:

	V (kN)	H _L (kN)	H _T (kN)	M _L (kN.m)	M _T (kN.m)
G + FTS+PT_sis +FIL+0.3Fit+0.3Q	45012.32	22690.98	12421.59	59722.59	14688.32

V.4.3.5. Réaction pour chaque pieu :

$$F_i = \frac{V}{n} \pm \frac{M_L \cdot z_i}{\sum z_i^2} \pm \frac{M_T \cdot y_i}{\sum y_i^2}$$

Selon le rapport géotechnique :

Charge limite Qu= 12669.3 kN

Charge de fluage Qc= 11465.9 kN

Charge admissible Qa **10423.5** kN

(Sondage côté gauche plus défavorable)			ELS		ELU	
Q _{pu}	Q _{su}	Q _c	Rare	Q perma	Fondam	Accid
4750 kN	12987 kN	11466 kN	10424 kN	8190 kN	12670kN	14781kN

Pour un quadrillage de pieux :

$F_n = 1510$ kN en coin
 $F_n = 875$ kN en rive
 $F_n = 452$ kN au centre

CALCUL SELON LE FASCICULE 62 TITRE V :

Nombre des pieux $n = 20$

Tableau.V.24: Vérification des réactions sur chaque pieux

	Num	Yi	Zi	Fi ELS Q-P	Fi ELS Rare	Fi ELU-FOND	Fi ELU-SIS
Range 01	1	-5.4	-5.7	1722.03	1202.75	1072.24	-346.82
	2	-1.8	-5.7	1086.92	951.47	950.30	-448.96
	3	0	-5.7	1086.92	1143.39	1206.88	-182.48
	4	1.8	-5.7	1086.92	1335.30	1463.47	84.01
	5	5.4	-5.7	1722.03	1295.73	2611.74	1252.08
Range 02	6	-5.4	-1.9	2171.24	1828.28	2135.90	1223.62
	7	-1.8	-1.9	1747.83	1788.70	2225.66	1333.18
	8	0	-1.9	1747.83	1980.62	2482.25	1599.67
	9	1.8	-1.9	1747.83	2172.53	2738.83	1866.15
	10	5.4	-1.9	2806.34	2979.77	3675.41	2822.53
Range 03	11	-5.4	1.9	3255.55	3088.91	3834.68	3429.17
	12	-1.8	1.9	2832.15	3049.34	3924.44	3538.73
	13	0	1.9	2832.15	3241.25	4181.03	3805.22
	14	1.8	1.9	2832.15	3433.17	4437.61	4071.70
	15	5.4	1.9	3255.55	4240.40	5374.19	5028.08
Range 04	16	-5.4	5.7	4974.98	4984.66	6168.56	6269.83
	17	-1.8	5.7	4339.87	4733.38	6046.62	6167.69
	18	0	5.7	4339.87	4925.30	6303.21	6434.18
	19	1.8	5.7	4339.87	5117.21	6559.79	6700.66
	20	5.4	5.7	4974.98	6136.15	7708.07	7868.74
			R_{max} (KN)=	4974.97	5117.21	6559.79	6700.66
			R_{min} (KN)=	1086.91	951.47	950.29	-448.96
				Ok	Ok	Ok	Ok

Conclusion :

La capacité des pieux est vérifiée pour une profondeur de 30.00m.

V.4.4. Etude des pieux sous la semelle de la pile :

V.4.4.1. Caractéristiques :

La pile repose sur 16 pieux de 1,2m de diamètre répartie sur 4 rangés.

Selon le rapport géotechnique :

Charge limite $Q_u = 12669.3 \text{ kN}$

Charge de fluage $Q_c = 11465.9 \text{ kN}$

Charge admissible $Q_a = 10423.5 \text{ kN}$

(Sondage côté gauche plus défavorable)			ELS		ELU	
Q _{pu}	Q _{su}	Q _c	Rare	Q perma	Fondam	Accid
4750 kN	12987 kN	11466 kN	10424 kN	8190 kN	12670 kN	14781 kN

V.4.4.1. Détermination des réactions des pieux :

$$R_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M}{W_i}$$

avec:

$$w_i = \frac{n_1 \cdot d_1^2 + n_2 \cdot (-d_2)^2}{d_1}$$

Réactions à L'ELS :

COMB1 : $N_{\max} = 37595.6 \text{ kN}$; $M_L_{\max} = 14573.5 \text{ kN.m}$; $M_T_{\max} = 16765.7 \text{ kN.m}$

D'où :

		Capacité du pieu	Nbr du Pieux	Y _i	Z _i	R _i (kN)
RANGE 01	1	8190 kN	4.00	5.40	-5.40	2395.4
	2			1.80	-5.40	2162.5
	3			-1.80	-5.40	1929.7
	4			-5.40	-5.40	1696.8
RANGE 02	5	8190 kN	4.00	5.40	-1.80	2597.8
	6			1.80	-1.80	2364.9
	7			-1.80	-1.80	2132.1
	8			-5.40	-1.80	1899.2
RANGE 03	9	8190 kN	4.00	5.40	1.80	2800.2
	10			1.80	1.80	2567.4
	11			-1.80	1.80	2334.5

$R_{\min} = 1696.8 \text{ kN} < Q_{\min}$

Ok vérifié

	12		→	-5.40	1.80	2101.6
RANGE 04	13	8190 kN	4.00	5.40	5.40	3002.6
	14			1.80	5.40	2769.8
	15			-1.80	5.40	2536.9
	16			-5.40	5.40	2304.1
				16.00		

$R_{\max} = 3002.6 \text{ kN} < Q_{\min}$ Ok vérifié

Réactions à L'ELU :

COMB1 : $N_{\max} = 51930.2 \text{ kN}$; $M_L_{\max} = 21061.4 \text{ kN.m}$; $M_T_{\max} = 24310.3 \text{ kN.m}$

		Capacité du pieu	Nbr du Pieux	Yi	Zi	Ri (kN)
RANGE 01	1	12670 kN	4.00	5.40	-5.40	3313.3
	2			1.80	-5.40	2975.7
	3			-1.80	-5.40	2638
	4			-5.40	-5.40	2300.4
RANGE 02	5	12670 kN	4.00	5.40	-1.80	3605.8
	6			1.80	-1.80	3268.2
	7			-1.80	-1.80	2930.6
	8			-5.40	-1.80	2592.9
RANGE 03	9	12670 kN	4.00	5.40	1.80	3898.4
	10			1.80	1.80	3560.7
	11			-1.80	1.80	3223.1
	12			-5.40	1.80	2885.4
RANGE 04	13	12670 kN	4.00	5.40	5.40	4190.9
	14			1.80	5.40	3853.2
	15			-1.80	5.40	3515.6
	16			-5.40	5.40	3178
			16.00			

D'où :

$R_{\min} = 4190.9 \text{ kN} < Q_{\min}$ → Ok vérifié

$R_{\max} = 2300.4 \text{ kN} < Q_{\min}$ → Ok vérifié

Réactions à L'ELA :

COMB4 : N max = 38891.1 kN ; M_L max = 69387.8 kN.m ; M_T max = 20816.3 kN.m

		Capacité du pieu	Nbr du Pieux	Yi	Zi	Ri (kN)
RANGE 01	1	14781 kN	4.00	5.40	-5.40	1418.8
	2			1.80	-5.40	1129.7
	3			-1.80	-5.40	840.6
	4			-5.40	-5.40	551.4
RANGE 02	5	14781 kN	4.00	5.40	-1.80	2382.5
	6			1.80	-1.80	2093.4
	7			-1.80	-1.80	184.3
	8			-5.40	-1.80	1515.2
RANGE 03	9	14781 kN	4.00	5.40	1.80	3346.2
	10			1.80	1.80	3057.1
	11			-1.80	1.80	2768
	12			-5.40	1.80	2478.9
RANGE 04	13	14781 kN	4.00	5.40	5.40	4309.9
	14			1.80	5.40	4020.8
	15			-1.80	5.40	3731.7
	16			-5.40	5.40	3446.6
			16.00			

D'où :

$$R_{\min} = 4309.9 \text{ kN} < Q_{\min} \longrightarrow \text{Ok vérifié}$$

$$R_{\max} = 551.4 \text{ kN} < Q_{\min} \longrightarrow \text{Ok vérifié}$$

V.4.5. Calcul du tassement des fondations :

Le calcul du tassement des fondations de la pile et les culées a été effectué sur le logiciel GEO5 et donne les résultats suivants :

La culée :

Géométrie :

Largeur de la semelle de la pile $b_x = 13,80 \text{ m}$

$b_y = 16,80 \text{ m}$

Diamètre du pieu $d = 1,20 \text{ m}$

Nombre de pieu $n_x = 4$

$n_y = 5$

Espacement des pieux $s_x = 3,60 \text{ m}$

$s_y = 3,60 \text{ m}$

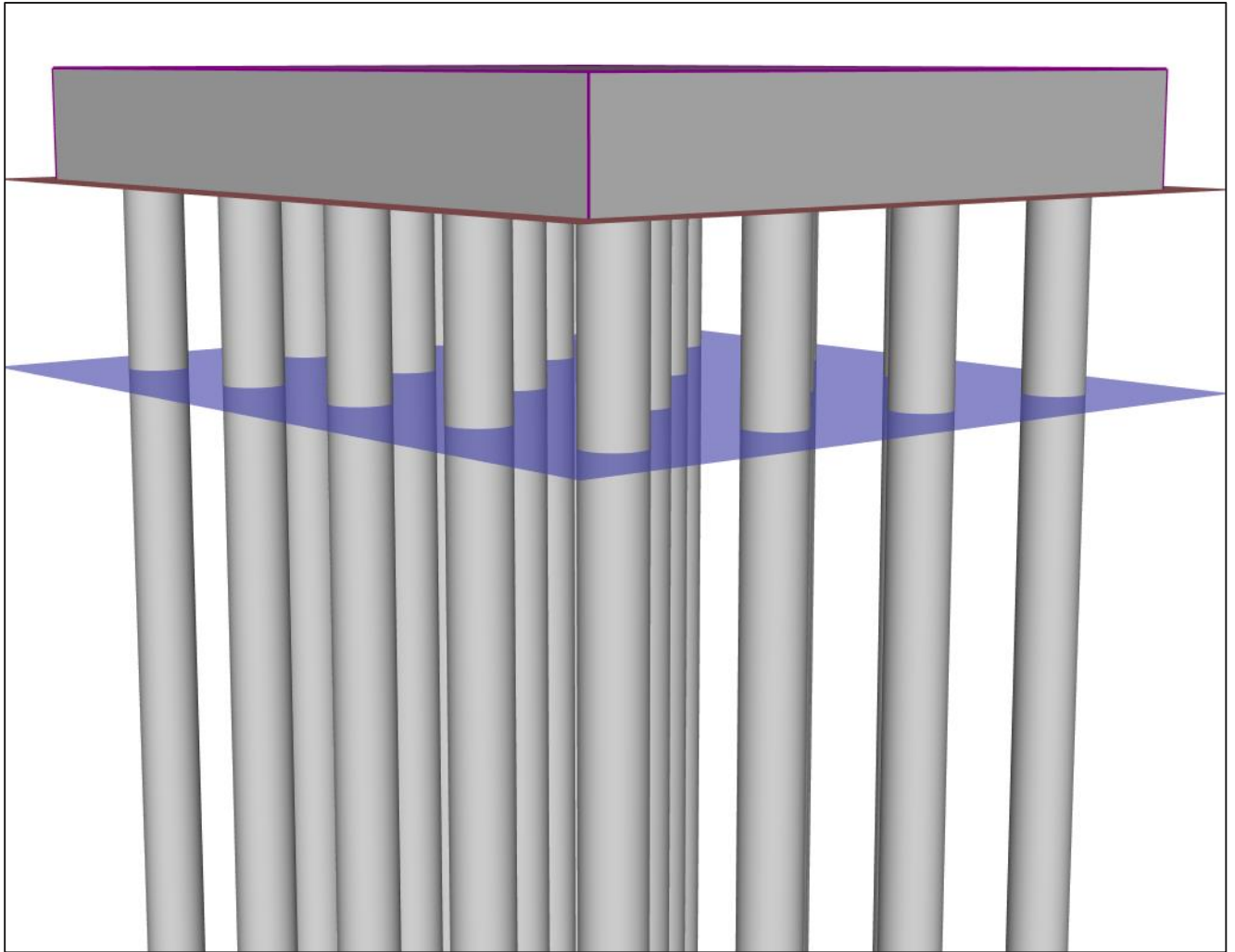


Figure V.34: Profile des pieux de la culée.

Résultats de l'analyse :

Forces internes maximales (tous les cas de charge) :

Force de compression maximale	=	-3128.13	kN
Force de traction maximale	=	203.62	kN
Max. moment de flexion	=	5,26	kN.m
Force de cisaillement maximale	=	0,52	kN

Déplacements maximaux (uniquement les cas de charge de service) :

Règlement max.	=	7,5	mm
Déplacement horizontal maximal du capuchon de pieux	=	0,1	mm
Rotation maximale du capuchon de pile	=	$6,4 \cdot 10^{-4}$	°

Vérification globale: ADMISSIBLE

La pile :

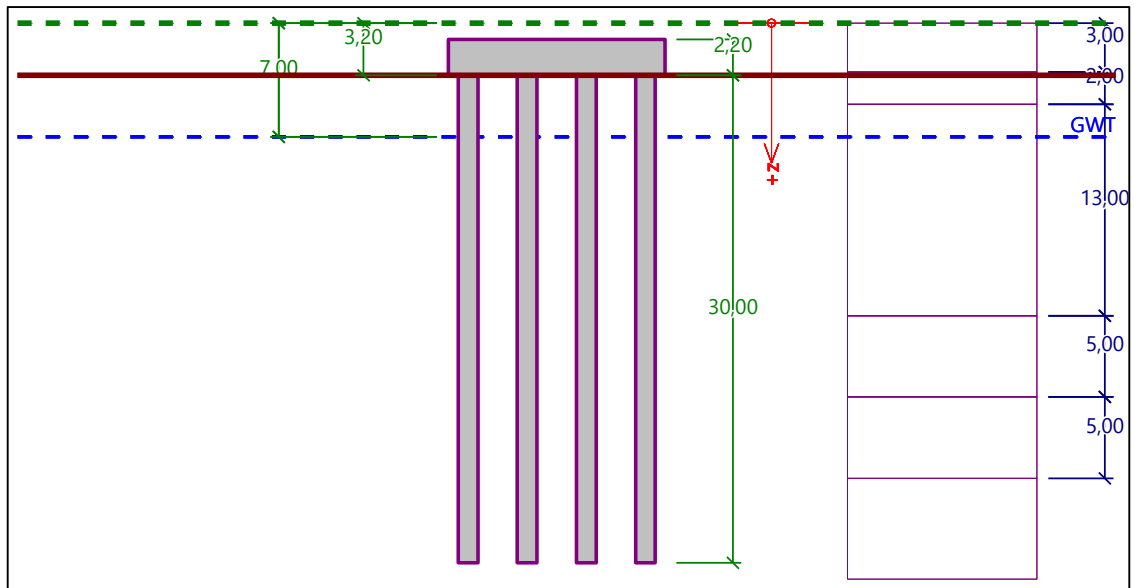


Figure V.35: Schéma statique du groupe de pieux de la pile.

Géométrie :

Largueur de la semelle de la pile $b_x = 13,20 \text{ m}$

$b_y = 13,20 \text{ m}$

Diamètre du pieu $d = 1,20 \text{ m}$

Nombre de pieu $n_x = 4$

$n_y = 4$

Espacement des pieux $s_x = 3,60 \text{ m}$

$s_y = 3,60 \text{ m}$

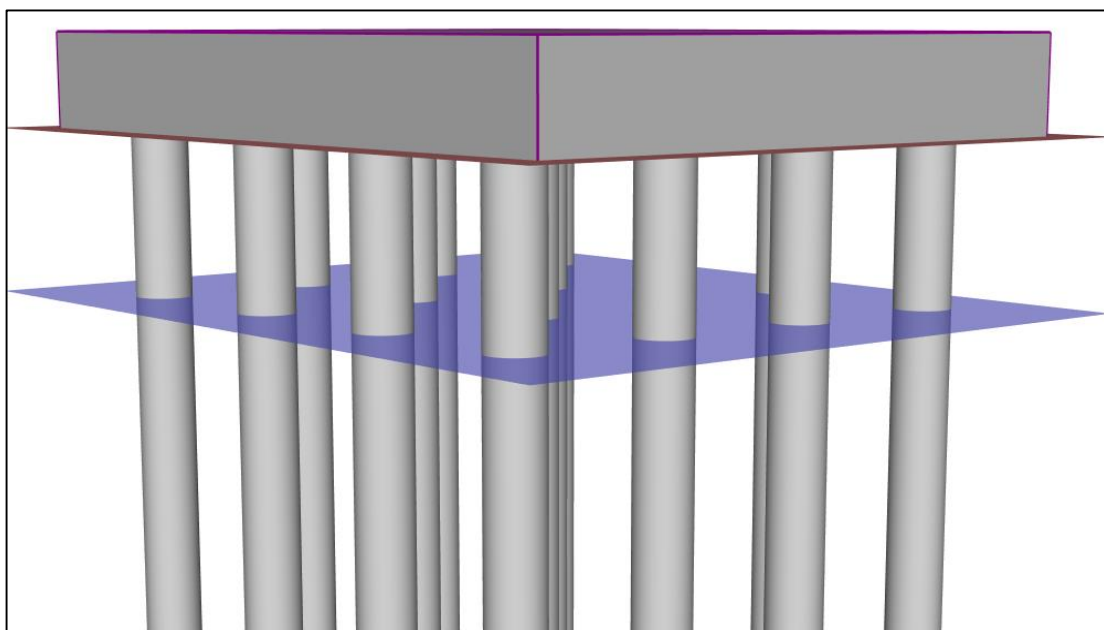


Figure V.36: profile des pieux de la pile.

Résultats de l'analyse :**Forces internes maximales (tous les cas de charge) :**

Force de compression maximale	=	-3683.07	kN
Force de traction maximale	=	114,47	kN
Max. moment de flexion	=	10.82	kN.m
Force de cisaillement maximale	=	1.04	kN

Déplacements maximaux (uniquement les cas de charge de service) :

Règlement max.	=	11.7	mm
Déplacement horizontal maximal du capuchon de pieux	=	0,1	mm
Rotation maximale du capuchon de pile	=	$1,4 \cdot 10^{-3}$	°

Vérification globale : ADMISSIBLE**Conclusion :**

Après l'évaluation des charges qui agissent sur la pile et la culée, et en se basant sur le rapport géotechnique de notre terrain, on a calculé la capacité portante d'un pieu isolé par la méthode exposé du fascicule 62 titre V et vérifié la réaction sur les pieux par rapport à leurs capacité portante et les tassements de ces derniers pour les culées et la pile, on a parachevé a des résultats admissible et concluantes.

CONCLUSION GENERALE

Au cours de ce projet nous avons traité principalement l'étude géotechnique d'un site destiné à recevoir un ouvrage d'art de forme pont-rail de 100m de longueur total, ayant une superstructure de tablier à huit (8) poutres en PRS, surmontée d'une dalle en béton armé. Nous avons aussi mené une étude sur les fondations des appuis intermédiaire (deux culées et une pile) fait en béton armé conformément aux réglementations requises.

Ce pont est réalisé sur un site formé d'épaisse série d'alternance entre l'argile sableuse et les alluvions en sables et graviers, d'après la campagne de la reconnaissance géotechnique mené. L'étude de stabilité du talus coté voie en service, coté culé nous a permis de garantir la sécurité de la voie ainsi que la réalisation des nouvelles culées L'analyse des résultats de la reconnaissance géotechnique nous a conduit a opté pour un choix de fondations profonds en forme de pieux après avoir écarté l'options des fondations superficielles pour raison de non vérification de la capacité portante. Les pieux sont foré jusqu'à une profondeur de 30m et ont un diamètre de 1.2m.

Enfin, l'étude de ce projet nous a permis d'apprendre énormément de choses très pratiques, c'est une expérience qui nous mettra dans peu de temps dans le monde professionnel. Cet apprentissage et cette confiance ne sont que le fruit des connaissances théoriques et pratiques acquises durant notre cursus.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Catalogue des essais d'école national des travaux public d'Alger (ENTPA)
- [2] Catalogue des essais de laboratoire des travaux publics de centre d'Alger (LTPC)
- [3] Guide des essais de laboratoire
- [4] CAMBEFORT .H Géotechnique de l'ingénieur et reconnaissance des sols – Edition Eyrolles (1972).
- [5] CORDARY .D – mécanique des sols – Edition Lavoisier Tec et Doc (1994).
- [6] COSTET. J, SANGLERAT .G – cours pratique des mécanique des sols – Tome 1, Edition Dunod (1975)
- [7] COSTET. J, SANGLERAT .G – cours pratique des mécanique des sols – Tome 2, Edition Dunod (1975)
- [8] FRANK. R – Technique de l'ingénieur, traité de construction – Edition cermes , ENPC – LCPC C 246.
- [9] MAGNAN. J. P, SOYEZ. B – Technique de l'ingénieur, traité de construction, mécanique des sols : compressibilité. Consolidation. Tassement.
- [10] MOUROUX. P, MARGRON. P, PINTE. J.C – La construction économique sur sols gonflants –Edition BRGM (1988).
- [11] SCHLOSSER. F – Cours sommaire de mécanique des sols – LCPC (1980).
- [12] SCHLOSSER.F Elément de mécanique des sols – Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, Paris (1983).
- [13] TISOT. J. P – Les essais de laboratoire en mécanique des sols – Ecole national supérieure de géologie appliquée et de prospection minière de NANCY.
- [14] JEAN ROUX, JEAN PERCHAT – pratique de B.A.E.L 91 – édition Eyrolles
- [15] PIERRE CHARRON – Calcul des ouvrages en béton armé suivant les règles B.A.E.L 83- Edition Eyrolles 84
- [16] BELAZOUGHI – Calcul des ouvrages en béton armé – édition O.P.U 89
- [17] Fascicule 61 titre5

ANNEXES

Etude : OA AU PK 252

Dossier N°:











Date essai :

Niveau Nappe : m

Sondage N° : 01

Profondeur totale : 30 ML

Coordonnées : X = Y =
Z =

Prof (m)	Récupération					R.Q.D	φ Tub	φ Trou	Ech	Np	COUPE	DESCRIPTION	OBSERVATION
	0	25	50	75	100								
1												Sable argileux plus ou moins graveleux renfermant des galets	
2													
3													
4													
5													
6													
7													
8													
9													
10													
11													
12													
13													
14													
15													
16													
17													
18													
19													
20													

Etude : OA AU PK 252										Sondage N° : 01			
Dossier N°:										Profondeur totale : 30 ML			
Date essai :										Coordonnées : X = Y =			
Niveau Nappe : m										Z =			
Prof (m)	Récupération					R.Q.D	φ Tub	φ Trou	Ech	Np	COUPE	DESCRIPTION	OBSERVATION
	0	25	50	75	100								
21											tuf jaunâtre graveleux		
22													
23													
24													
25													
26											Argile sableuse		
27													
28													
29													
30													
31													
32													
33													
34													
35													
36													
37													
38													
39													
40													

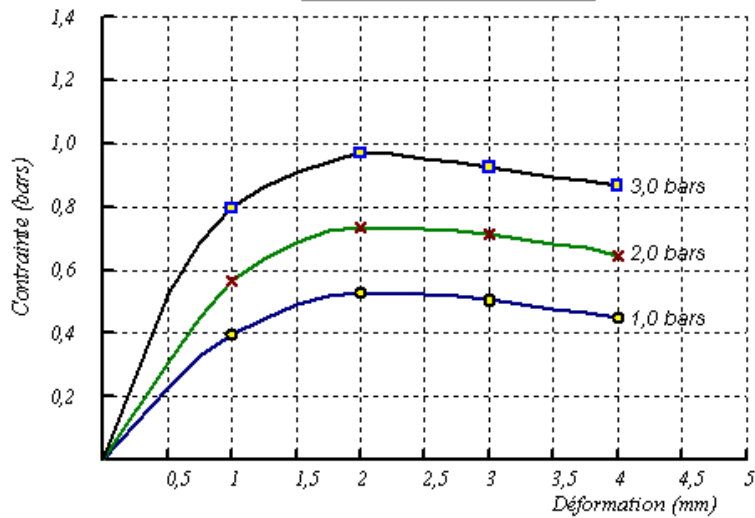
ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE

Selon NF P94-071-1

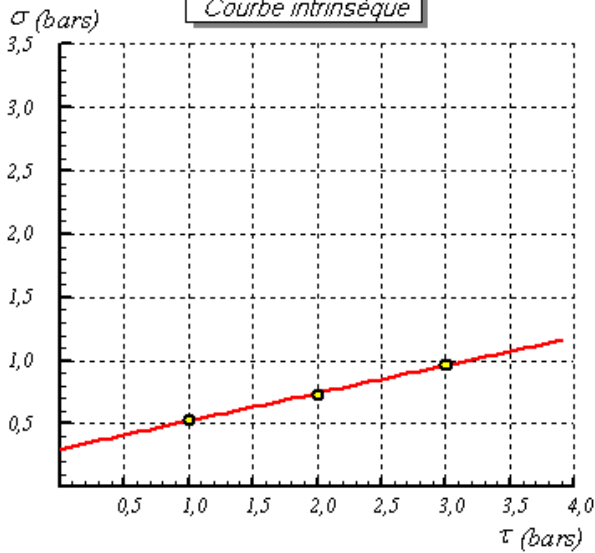
Etude : OA AU PK 252
Dossier N° : DUYES
N° Sond : 01
Prof : 3.1-3.4
Nature sol : ARGILE SABLEUSE

Date essai :
Type d'essai : UU
Vitesse de cisaillement : 1,2 mm/mn
Opérateur :

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



Cohésion = 0,3 bars
 Frottement = 12,49 degrés

$\sigma_1 = 1,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_1 = 0,53$
 $\sigma_2 = 2,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_2 = 0,73$
 $\sigma_3 = 3,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_3 = 0,97$

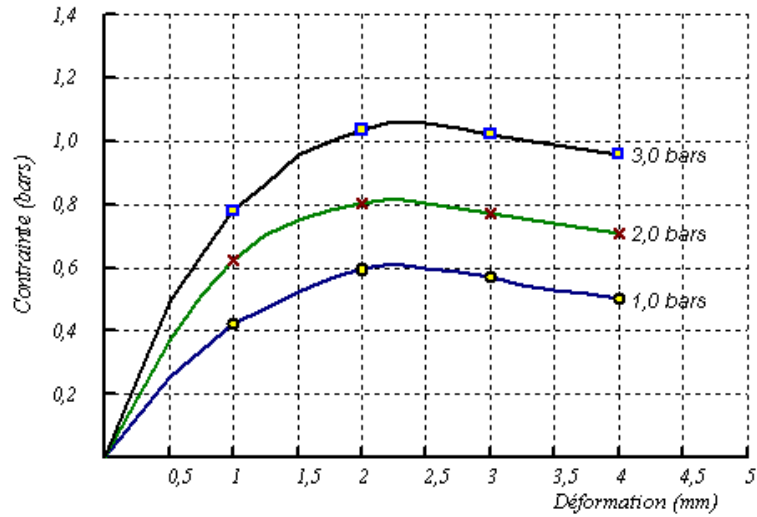
ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE

Selon NF P94-071-1

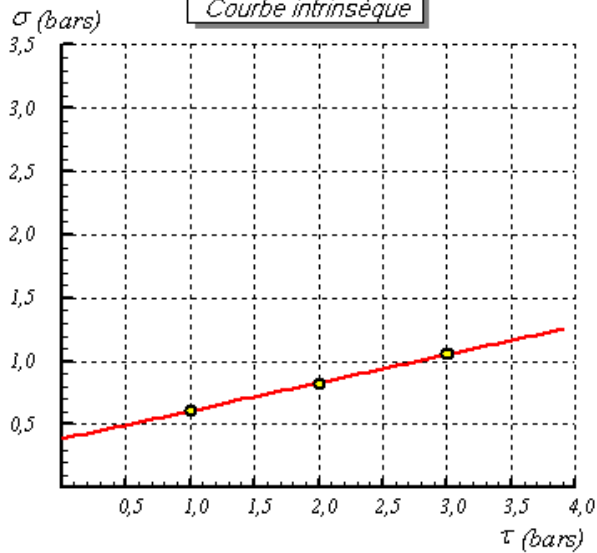
Etude : OA AU PK 252
Dossier N° : DUYES
N° Sond : 01
Prof : 6-6.2
Nature sol : ARGILE SABLEUSE

Date essai :
Type d'essai : UU
Vitesse de cisaillement : 1,2 mm/mn
Opérateur :

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



Cohésion = 0,39 bars
Frottement = 12,57 degrés

$\sigma_1 = 1,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_1 = 0,62$

$\sigma_2 = 2,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_2 = 0,82$

$\sigma_3 = 3,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_3 = 1,06$

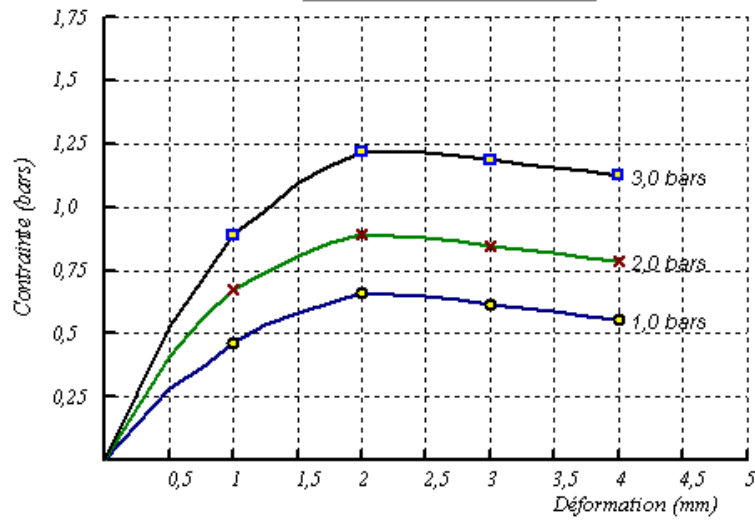
ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE

Selon NF P94-071-1

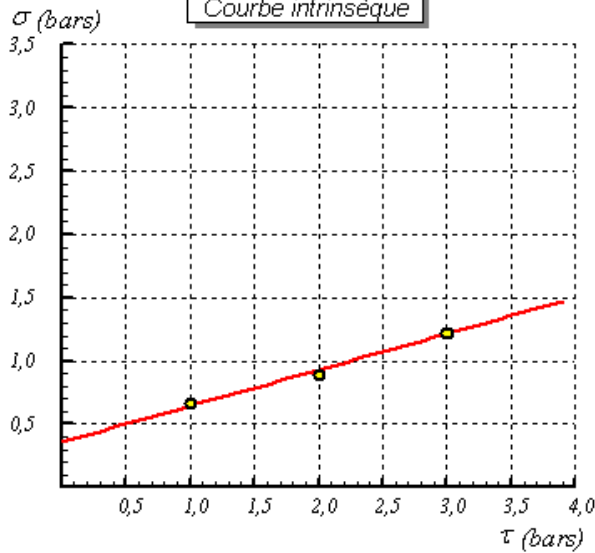
Etude : OA AU PK 252
Dossier N° : DUYES
N° Sond : 01
Prof : 7.1-7.4
Nature sol : ARGILE SABLEUSE

Date essai :
Type d'essai : UU
Vitesse de cisaillement : 1,2 mm/mn
Opérateur :

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



Cohésion = 0,36 bars
 Frottement = 15,93 degrés

$\sigma_1 = 1,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_1 = 0,66$

$\sigma_2 = 2,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_2 = 0,89$

$\sigma_3 = 3,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_3 = 1,22$

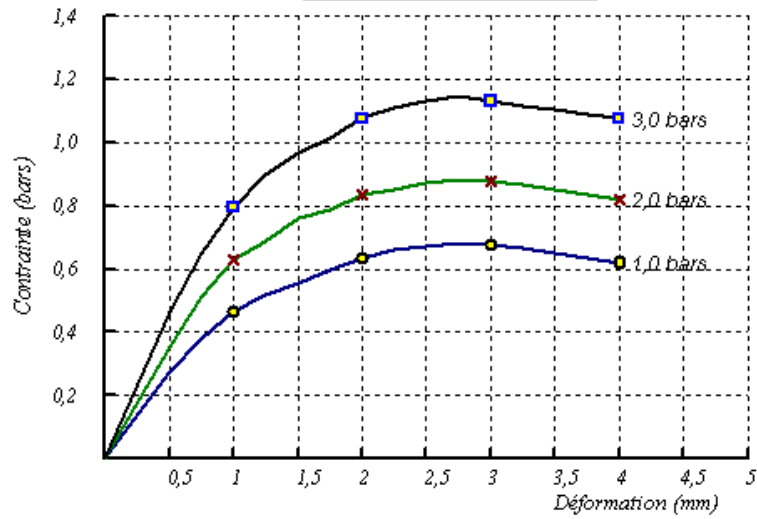
ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE

Selon NF P94-071-1

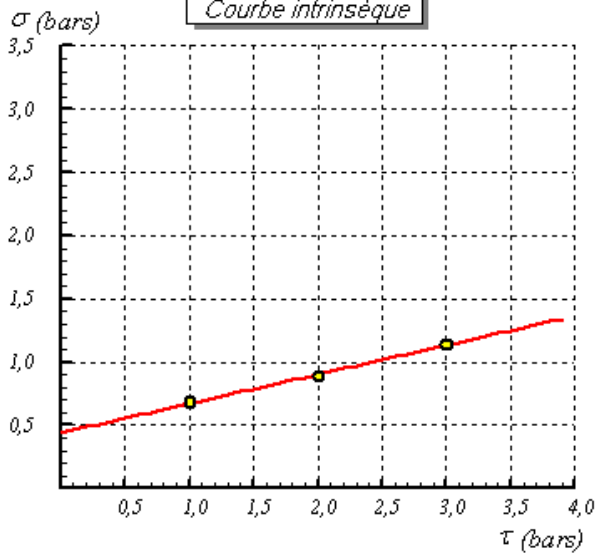
Etude : OA AU PK 252
Dossier N° : DUYES
N° Sond : 01
Prof : 8.2-8.5
Nature sol : ARGILE SABLEUSE

Date essai :
Type d'essai : UU
Vitesse de cisaillement : 1,2 mm/mn
Opérateur :

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



Cohésion = 0,44 bars
Frottement = 13,01 degrés

$\sigma_1 = 1,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_1 = 0,68$
 $\sigma_2 = 2,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_2 = 0,88$
 $\sigma_3 = 3,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_3 = 1,15$

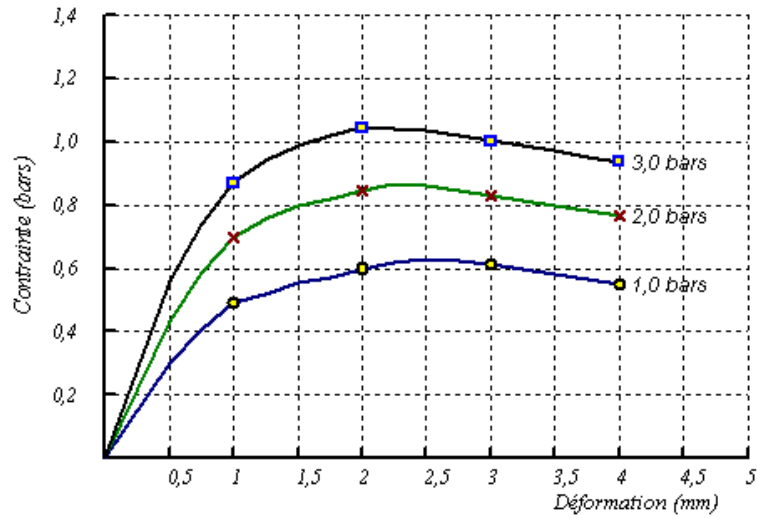
ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE

Selon NF P94-071-1

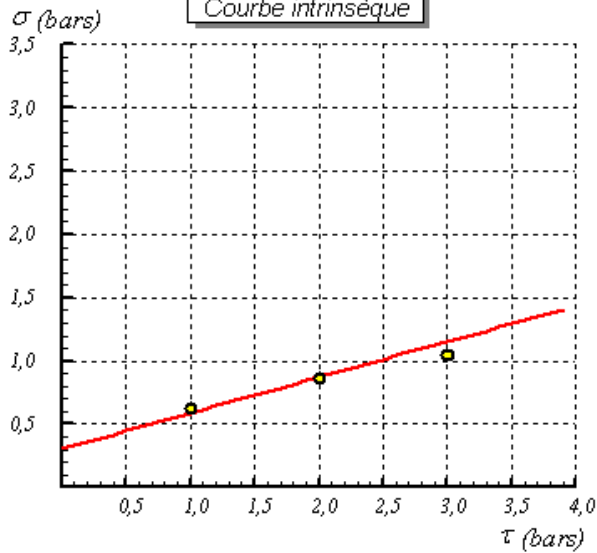
Etude : OA AU PK 252
 Dossier N° : DUYES
 N° Sond : 01
 Prof : 22.2-22.5
 Nature sol : TUF

Date essai :
 Type d'essai : UU
 Vitesse de cisaillement : 1,2 mm/mn
 Opérateur :

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



Cohésion = 0,31 bars
 Frottement = 15,78 degrés

$\sigma_1 = 1,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_1 = 0,63$

$\sigma_2 = 2,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_2 = 0,87$

$\sigma_3 = 3,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_3 = 1,05$

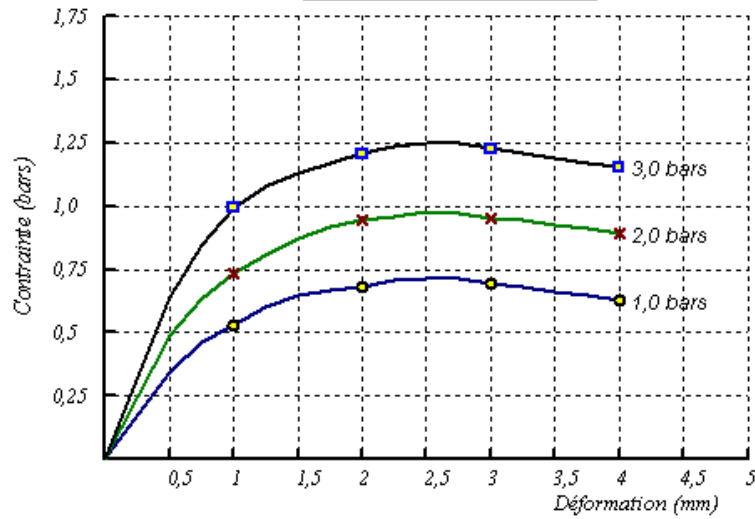
ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE

Selon NF P94-071-1

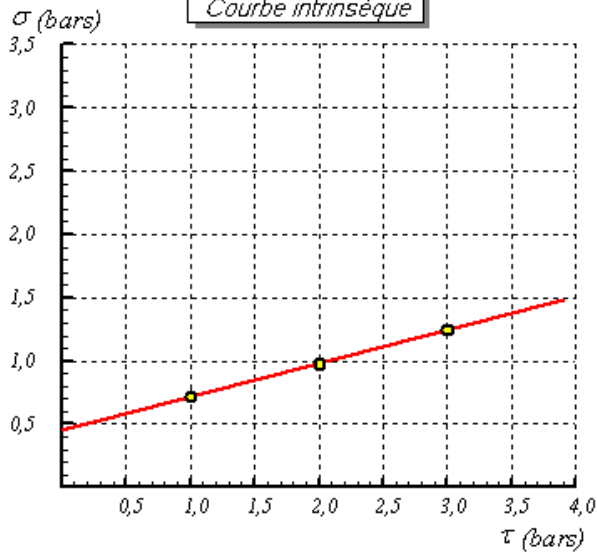
Etude : OA AU PK 252
Dossier N° : DUYES
N° Sond : 01
Prof : 26.5-26.8
Nature sol : ARGILE SABLEUSE

Date essai :
Type d'essai : UU
Vitesse de cisaillement : 1,2 mm/mn
Opérateur :

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



Cohésion = 0,45 bars
 Frottement = 14,98 degrés

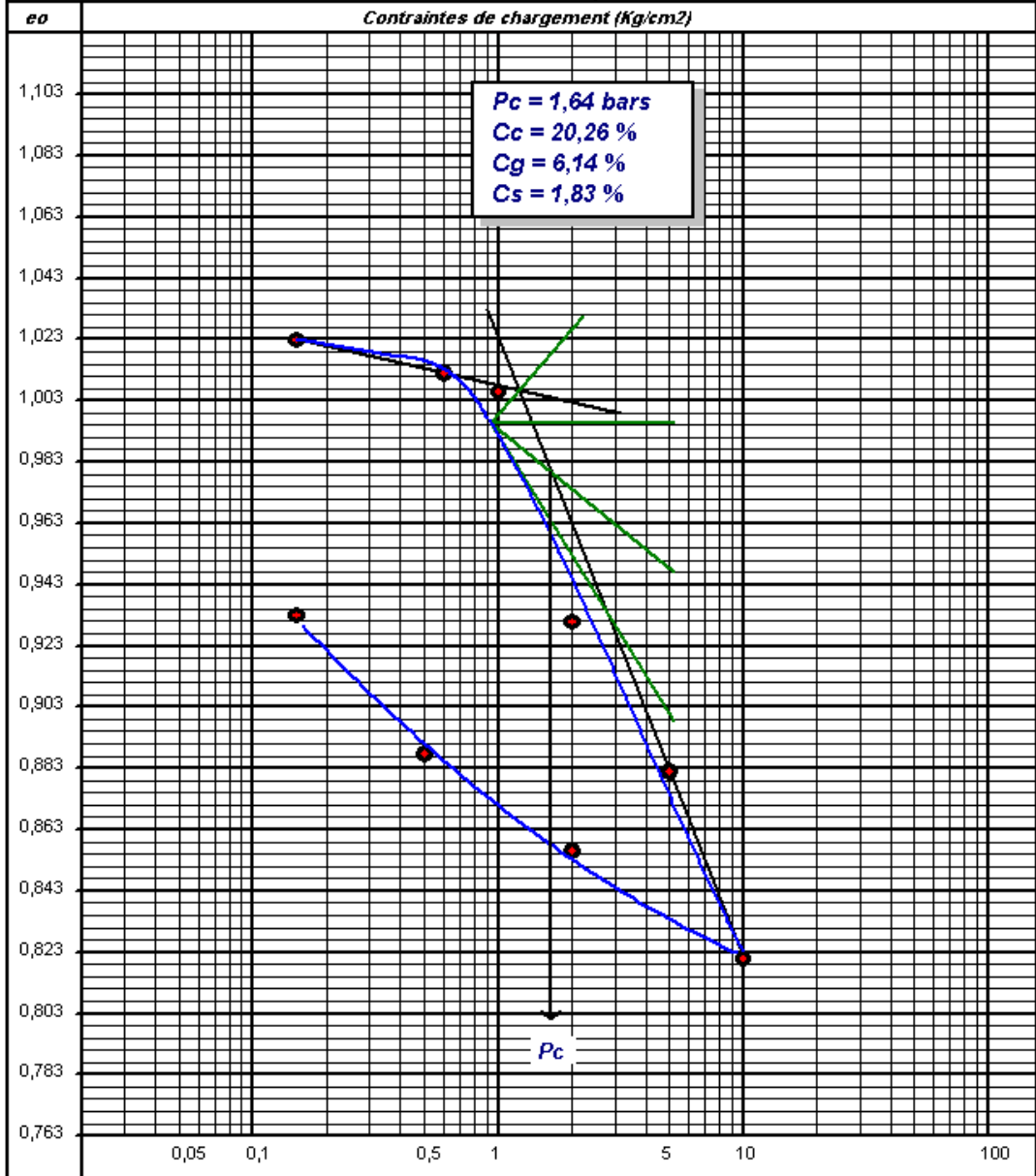
$\sigma_1 = 1,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_1 = 0,72$
 $\sigma_2 = 2,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_2 = 0,98$
 $\sigma_3 = 3,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_3 = 1,25$

ESSAI OEDOMETRIQUE

(Selon XP P 94-090-1)

Etude : OA AU P"K 252
 Lieu : RELIZANE
 Client : DUYES
 Nature : ARGILE SABLEUSE

Réf Sondage : SN 01
 Profondeur : 3,1-3,4
 Date essai :
 Opérateur :

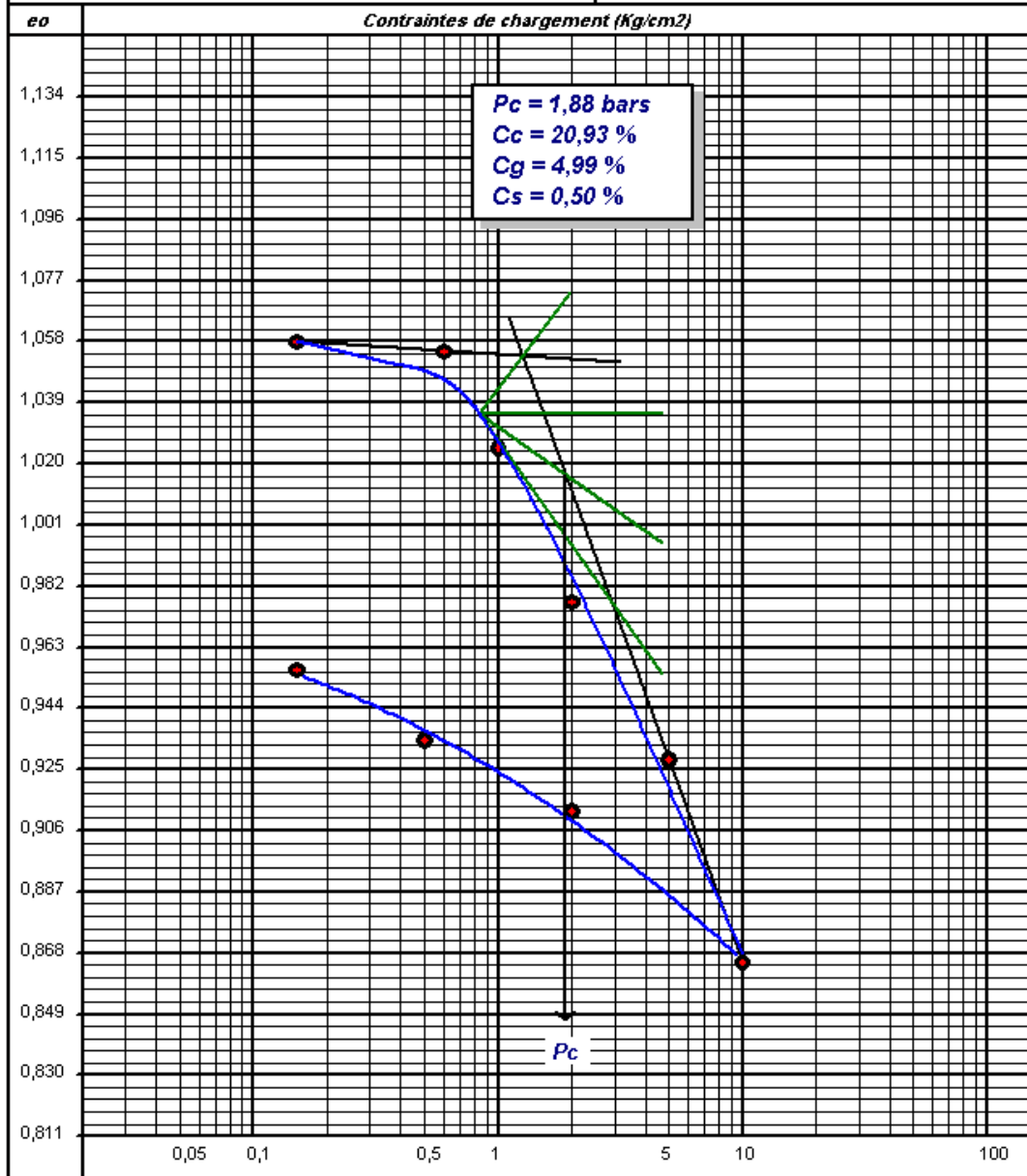


ESSAI OEDOMETRIQUE

(Selon XP P 94-090-1)

Etude : OA AU P^hK 252
 Lieu : RELIZANE
 Client : DUYES
 Nature : ARGILE SABLEUSE

Réf Sondage : SN 01
 Profondeur : 6,0-6,20
 Date essai :
 Opérateur :

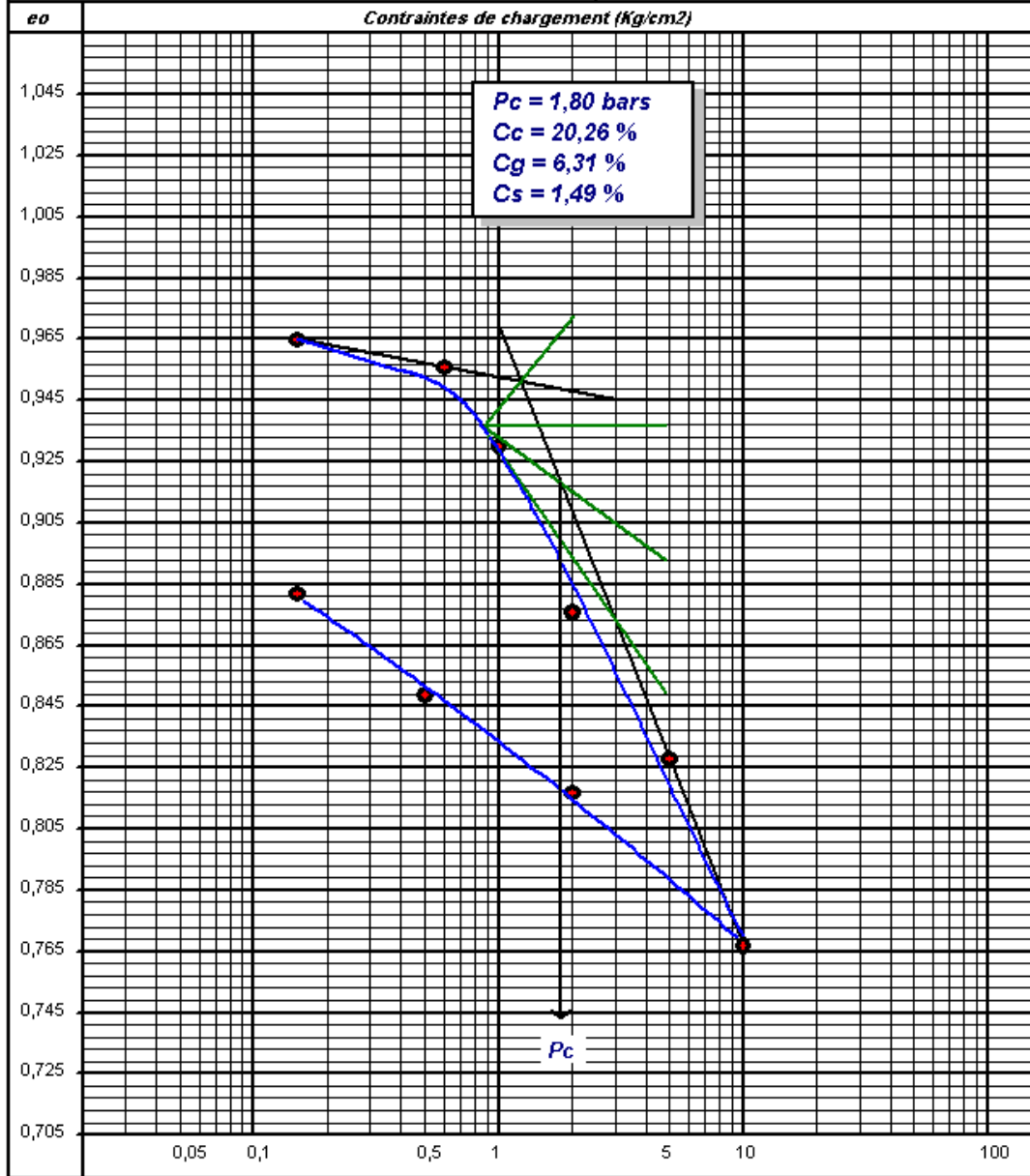


ESSAI OEDOMETRIQUE

(Selon XP P 94-090-1)

Etude : OA AU P'K 252
Lieu : RELIZANE
Client : DUYES
Nature : ARGILE SABLEUSE

Réf Sondage : SC 01
Profondeur : 7,1-7,4
Date essai :
Opérateur :

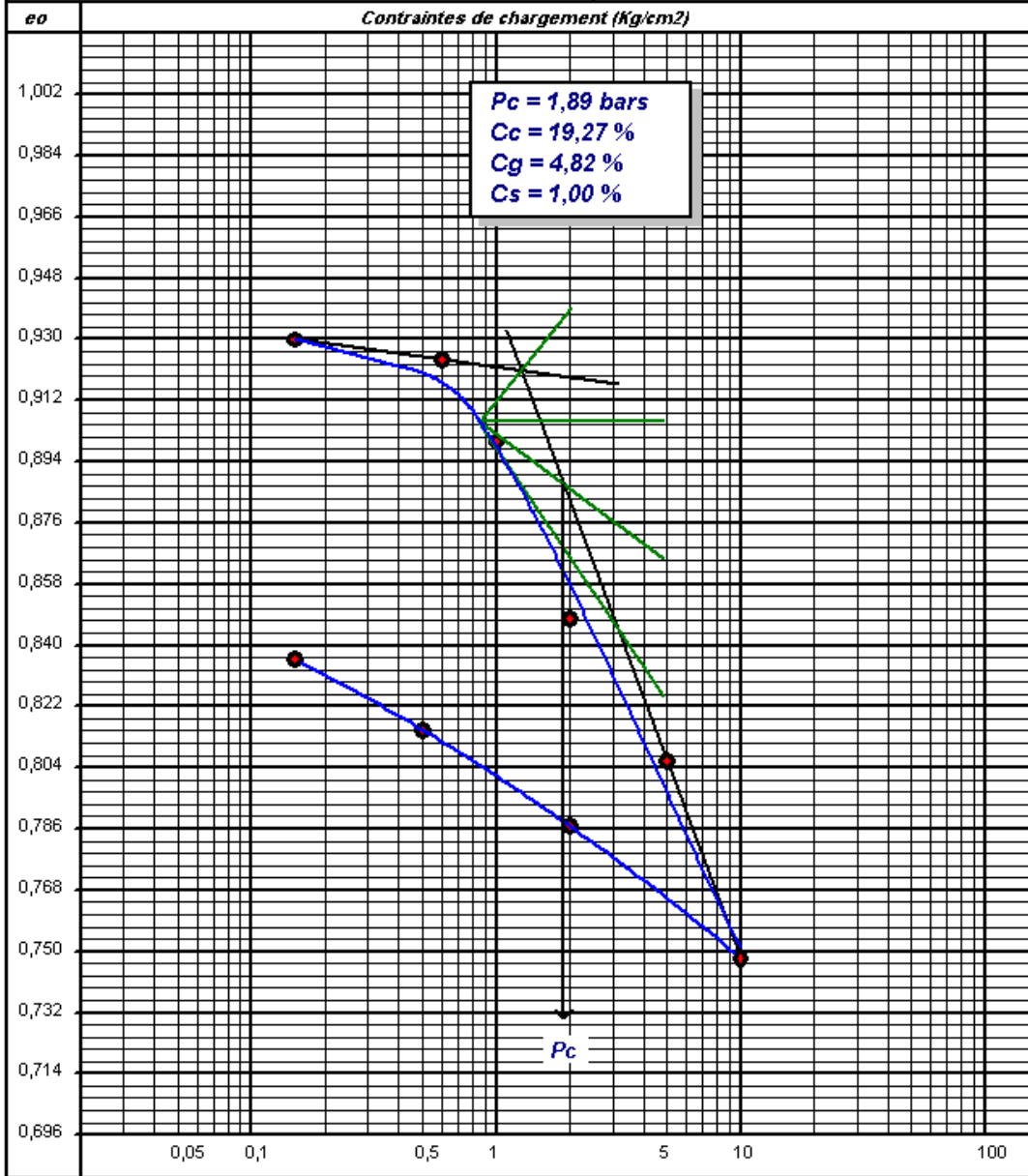


ESSAI OEDOMETRIQUE

(Selon XP P 94-090-1)

Etude : OA AU P'K 252
 Lieu : RELIZANE
 Client : DUYES
 Nature : ARGILE SABLEUSE

Réf Sondage : SC 01
 Profondeur : 8,2-8,5
 Date essai :
 Opérateur :

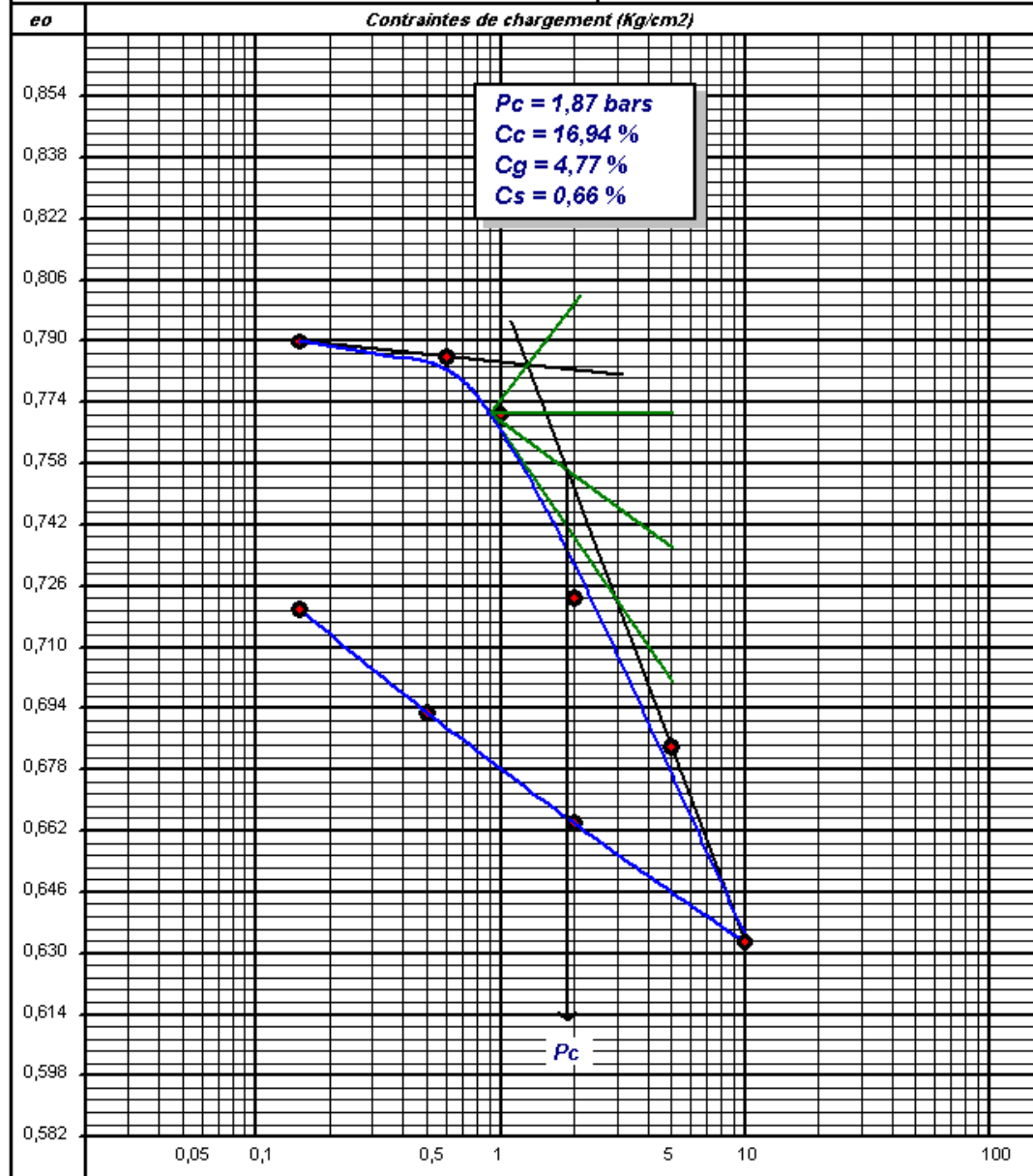


ESSAI OEDOMETRIQUE

(Selon XP P 94-090-1)

Etude : OA AU P"K 252
Lieu : RELIZANE
Client : DUYES
Nature : TUF

Réf Sondage : SC 01
Profondeur : 22,2-22,5
Date essai :
Opérateur :

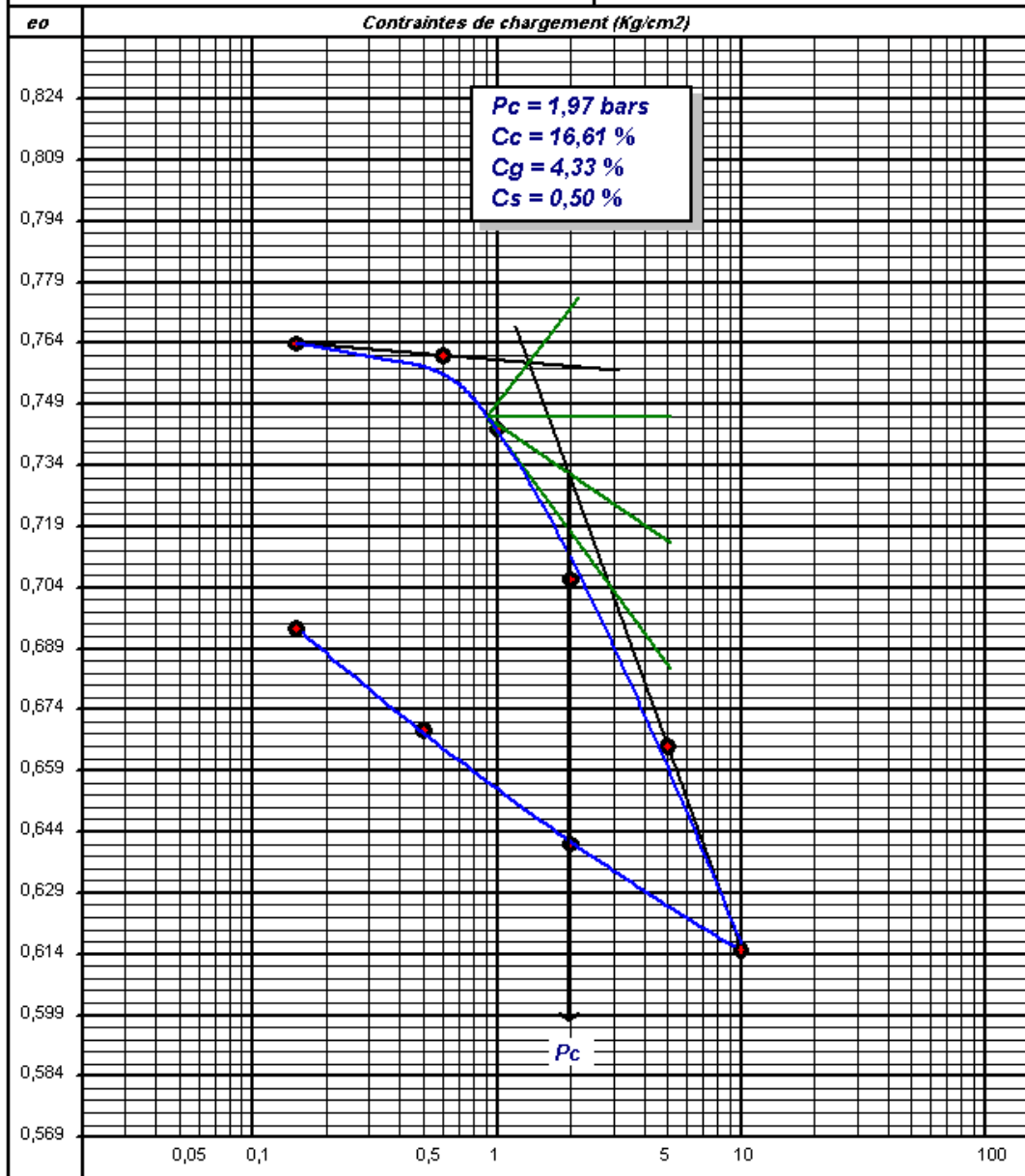


ESSAI OEDOMETRIQUE

(Selon XP P 94-090-1)

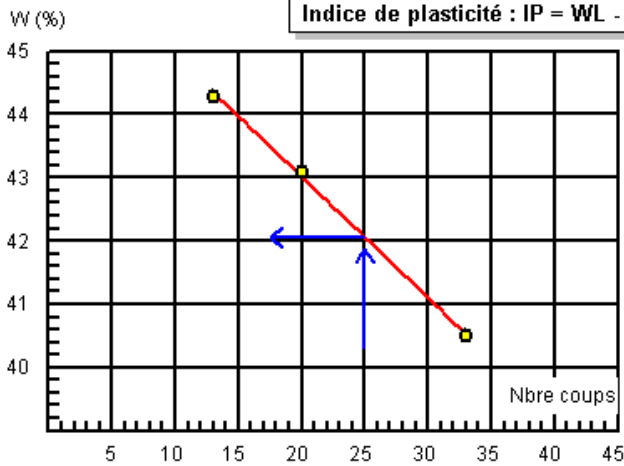
Etude : OA AU P^hK 252
 Lieu : RELIZANE
 Client : DUYES
 Nature : ARGILE SABLEUSE

Réf Sondage : SC 01
 Profondeur : 26,5-26,8
 Date essai :
 Opérateur :



Limites d'Atterberg

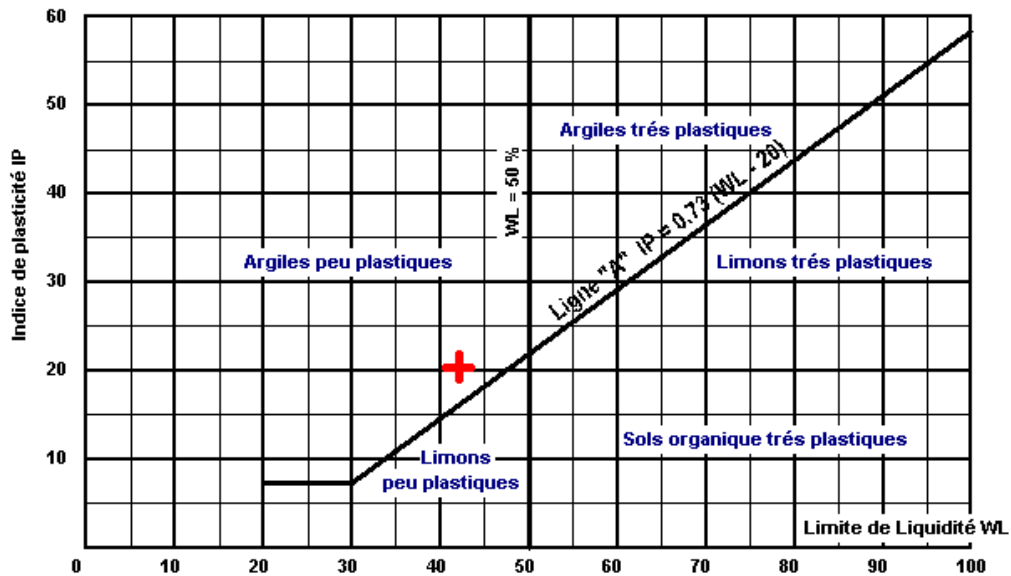
Etude : OA AU PK 252	Référence Sondage : 01
Lieu : RELIZANE	Profondeur : 3.1-3.4
Client: DUYES-RELIZANE	Date essai :
Nature : ARGILE SABLEUSE	Opérateur :



Limite de Liquidité (WL) = 42,06 %

**Limite de Plasticité
WP = 21,65 %**

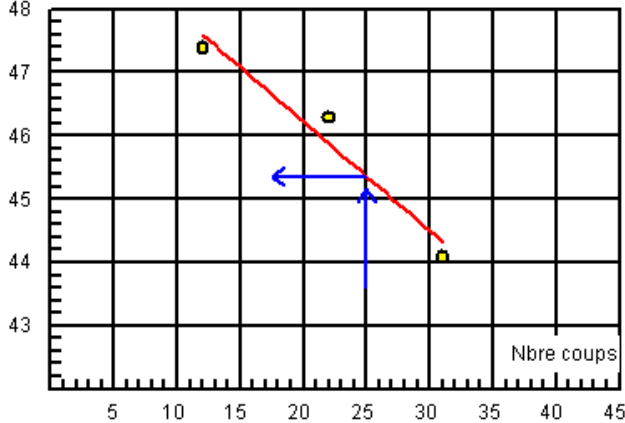
ABAQUE DE CASAGRANDE



Limites d'Atterberg

Etude : OA AU PK 252	Référence Sondage : 01
Lieu : RELIZANE	Profondeur : 6-6.2
Client: DUYES-RELIZANE	Date essai :
Nature : ARGILE SABLEUSE	Opérateur :

Indice de plasticité : $IP = WL - WP = 23,16\%$

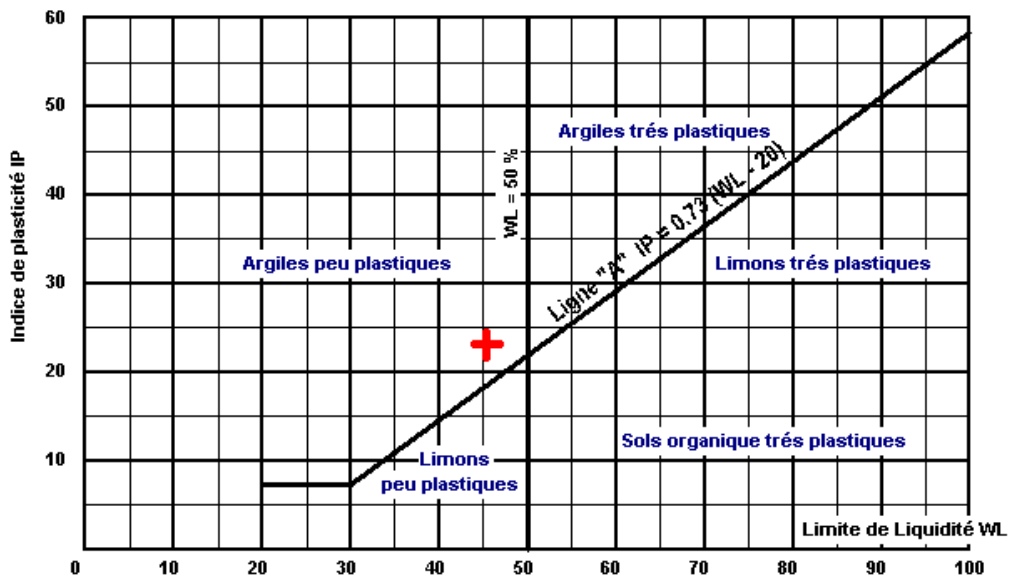


N°Essai	W (%)
1	22,4
2	22

Limite de Plasticité
WP = 22,2 %

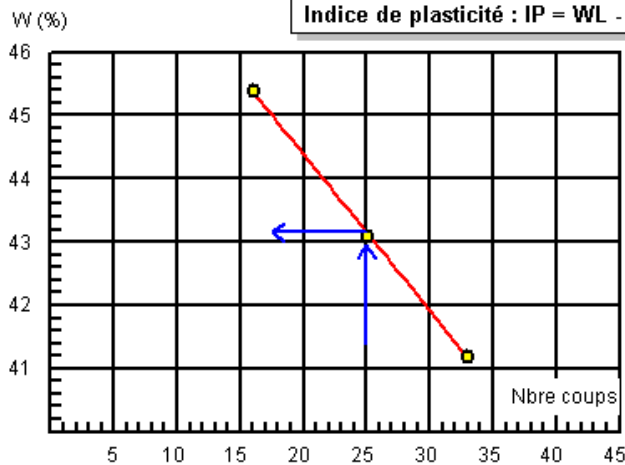
Limite de Liquidité (WL) = 45,36 %

ABAQUE DE CASAGRANDE



Limites d'Atterberg

Etude : OA AU PK 252	Référence Sondage : 01
Lieu : RELIZANE	Profondeur : 7.1-7.4
Client: DUYES-RELIZANE	Date essai :
Nature : ARGILE SABLEUSE	Opérateur :

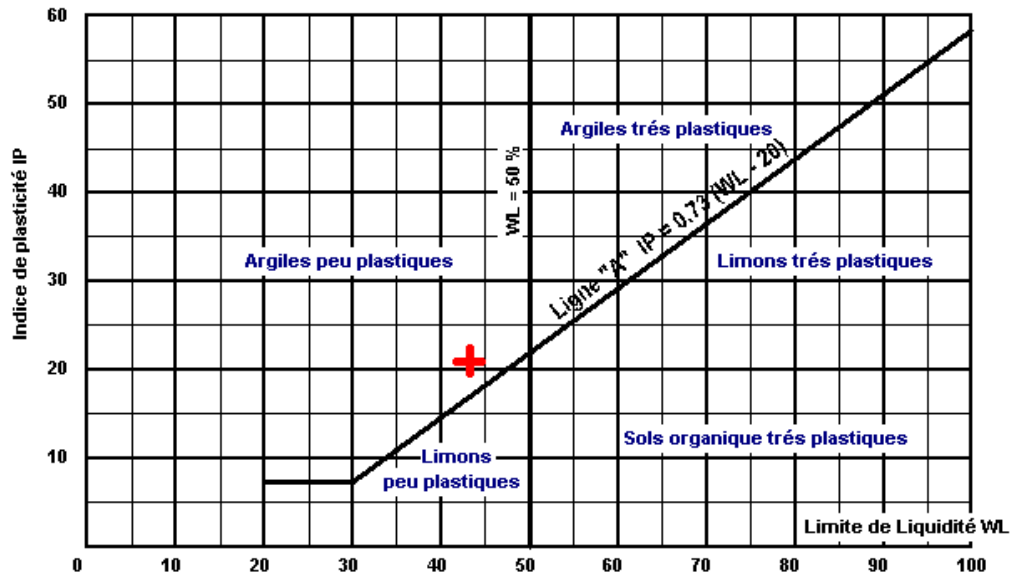


N°Essai	W (%)
1	22,4
2	21,9

**Limite de Plasticité
WP = 22,15 %**

Limite de Liquidité (WL) = 43,15 %

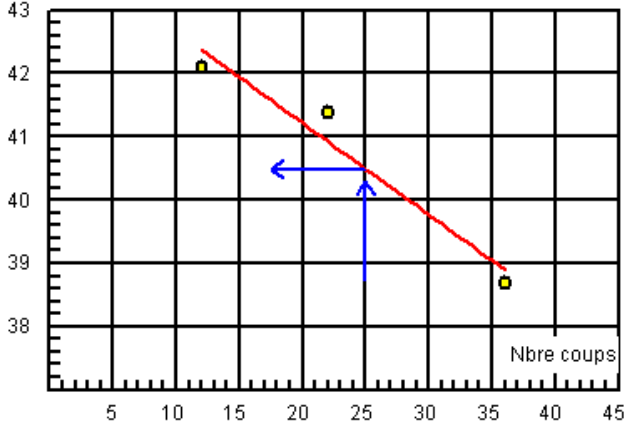
ABAQUE DE CASAGRANDE



Limites d'Atterberg

Etude : OA AU PK 252	Référence Sondage : 01
Lieu : RELIZANE	Profondeur : 8.2-8.5
Client: DUYES-RELIZANE	Date essai :
Nature : ARGILE SABLEUSE	Opérateur :

Indice de plasticité : $IP = WL - WP = 19,59\%$

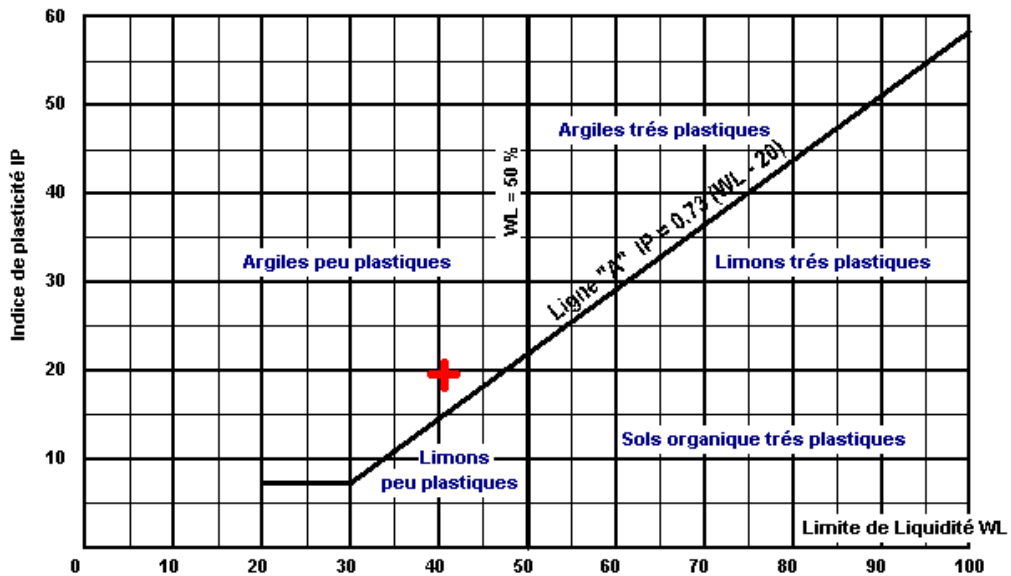


N°Essai	W (%)
1	21,1
2	20,7

**Limite de Plasticité
WP = 20,9 %**

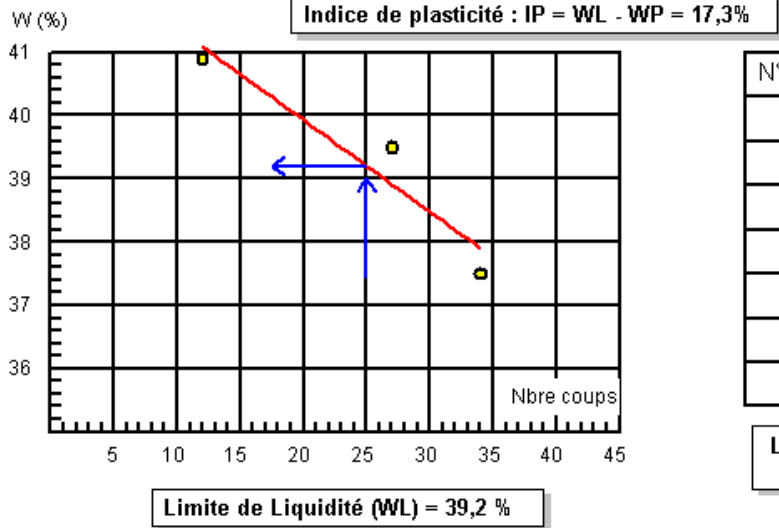
Limite de Liquidité (WL) = 40,49 %

ABAQUE DE CASAGRANDE

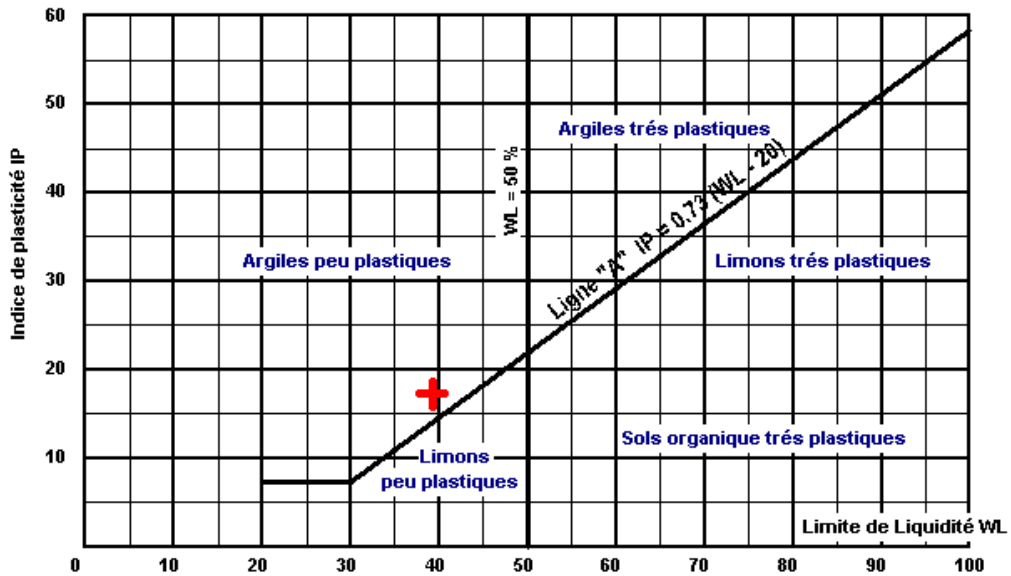


Limites d'Atterberg

Etude : OA AU PK 252	Référence Sondage : 01
Lieu : RELIZANE	Profondeur : 22.2-22.5
Client: DUYES-RELIZANE	Date essai :
Nature : TUF	Opérateur :

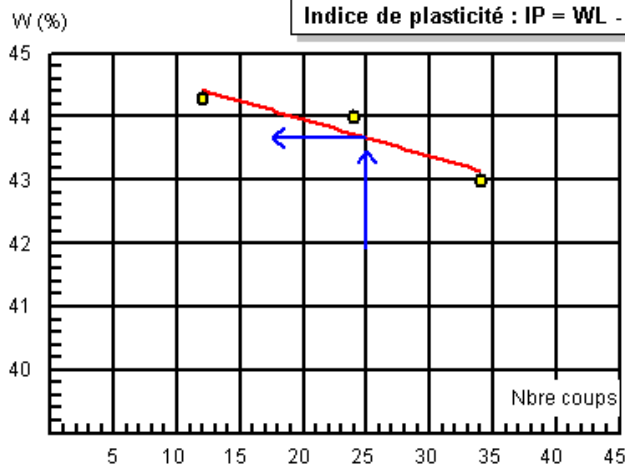


ABAQUE DE CASAGRANDE



Limites d'Atterberg

Etude : OA AU PK 252	Référence Sondage : 01
Lieu : RELIZANE	Profondeur : 26.5-26.8
Client: DUYES-RELIZANE	Date essai :
Nature : Argile sableuse	Opérateur :



Limite de Liquidité (WL) = 43,67 %

**Limite de Plasticité
WP = 19,45 %**

ABAQUE DE CASAGRANDE

