REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Géotechnique

Thème

Utilisation de python pour établir des corrélations en géotechnique. Application pour différents types de sols Algériens.

Présenté par :

LACHI Yacine **MEDDAHI Samir**

Proposé et Dirigé par :

Dr. KHIATINE Mohamed

Promotion Juin 2025

Remercîment

Ce mémoire est le fruit d'un long travail qui n'aurait pu aboutir sans le soutien et l'accompagnement de nombreuses personnes que nous tenons à remercier sincèrement.

Nous remercions avant tout Dieu, Le Tout-Puissant, qui nous a accordé la force, la santé et la patience nécessaires pour mener à bien ce travail.

Nous exprimons notre profonde gratitude à ***Mr Khiatine Mohamed*** *pour ses conseils éclairés, sa disponibilité, son écoute et son accompagnement tout au long de cette étude. Sa rigueur et son implication ont grandement enrichi notre réflexion.*

Nos remerciements vont également à tous nos enseignants ainsi qu'à l'ensemble de l'équipe pédagogique, pour la qualité de la formation dispensée tout au long de notre cursus.

Nous adressons un remerciement particulier à nos parents, pour leur amour, leur soutien moral et leurs innombrables sacrifices tout au long de notre parcours.

Nous profitons également de cette occasion pour remercier nos proches et amis qui nous ont encouragés et soutenus dans les moments de doute.

Enfin, nous exprimons notre reconnaissance à toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce mémoire.

Yacine et Samir

Dédicace :

Tout d'abord je tien à remercier ***Dieu*** *le tout puissant.*

A ***mon père*** *qui a toujours cru en moi et a mis à ma disposition tous les moyens nécessaires pour que je réussisse dans mes études. Mon modèle de labeur et de persévérance. Q'****ALLAH*** *le garde en bonne santé.*

A ***ma chère maman et ma grand-mère*** *qui ont pour moi une source de réconfort. Q'****ALLAH*** *le garde en bonne santé.*

A tous ***mes sœurs*** *et* ***mon frère*** *qui m'ont accompagné durant toutes mes études, je vous remercie vraiment.*

A tous ***ma famille*** *, et* ***mes amis*** *,(wassime , koukouz) Merci pour votre soutient et encouragement*

Sans oublier mon binôme ***samir*** *pour son soutien moral, sa patience et sa compréhension tout au long de ce projet.*

A Tous ***mes collègues*** *de la promotion 2025 Génie Civil Géotech.*

A toute la communauté estudiantine en Algérie et en particulier à Médéa.

Yacine

Dédicace :

Tout d'abord je tien à remercier ***Dieu*** *le tout puissant.*

A ***mon père*** *qui a toujours cru en moi et a mis à ma disposition tous les moyens nécessaires pour que je réussisse dans mes études. Mon modèle de labeur et de persévérance. Q'****ALLAH*** *le garde en bonne santé.*

A ***ma chère maman*** *qui est pour moi une source de réconfort. Q'****ALLAH*** *le garde en bonne santé.*

A tous ***mes sœurs*** *et* ***mes frères*** *qui m'ont accompagné durant toutes mes études, je vous remercie vraiment.*

A tous ***ma famille*** *, et* ***mes amis*** *(Riad ,Rina ,Habib ,Luce ,Ophé), Merci pour votre soutient et encouragement*

Sans oublier mon binôme ***Yacine*** *pour son soutien moral, sa patience et sa compréhension tout au long de ce projet.*

A Tous ***mes collègues*** *de la promotion 2025 Génie Civil Geotech.*

A toute la communauté estudiantine en Algérie et en particulier à Médéa.

Samir

Résumé :

Ce travail se concentre sur l'utilisation d'algorithmes Python pour analyser les corrélations géotechniques des sols, en particulier ceux qu'on trouve en Algérie. Les sols jouent un rôle fondamental dans la conception des ouvrages de génie civil comme les barrages, les routes ou encore les infrastructures. Ils doivent non seulement supporter les charges, mais aussi répondre aux critères de sécurité définis par les normes, en s'adaptant aux contraintes mécaniques et géologiques. Leur comportement est complexe et dépend des caractéristiques géologiques et rhéologiques propres à chaque type de sol.

Les corrélations géotechniques sont cruciales pour les ingénieurs à différentes étapes du projet : que ce soit pour estimer des paramètres lors des études préliminaires, contrôler et vérifier les mesures, ou encore interpréter les résultats des essais. Ce travail se base sur la création de modèles Python afin d'organiser et de traiter ces données de manière plus efficace et précise.

Les corrélations issues des travaux précédents sont mises à l'épreuve et adaptées aux sols algériens, dans le but d'affiner la compréhension de leurs propriétés et de faciliter le dimensionnement des structures.

Mots-clés : Python, Corrélations géotechniques, Analyse des sols, Algorithmes.

الملخص:

يتركز هذا العمل على استخدام خوارزميات بايثون لتحليل العلاقات الجيوتقنية للتربة، وخاصة تلك التي توجد في الجزائر. تلعب التربة دورًا أساسيًا في تصميم المنشآت الهندسية المدنية مثل السدود، الطرق، والبنى التحتية الأخرى. يجب أن تتحمل التربة الأحمال المقررة عليها، كما يجب أن تلبي معايير الأمان التي تحددها اللوائح، مع التكيف مع القيود الميكانيكية والجيولوجية. سلوك التربة معقد ويعتمد على الخصائص الجيولوجية ولرواسبيه الخاصة بكل نوع من التربة.

تعد العلاقات الجيوتقنية أمرًا حيويًا للمهندسين في مراحل مختلفة من المشروع: سواء كان ذلك لتقدير المعايير في الدراسات الأولية، أو للتحقق من القياسات والنتائج، أو حتى لتفسير نتائج الاختبارات. يعتمد هذا العمل على إنشاء نماذج بايثون لتنظيم ومعالجة هذه البيانات بطريقة أكثر كفاءة ودقة.

تم اختبار العلاقات المستخلصة من الدراسات السابقة وتكييفها مع التربة الجزائرية بهدف تحسين الفهم لخصائصها وتسهيل تصميم الهياكل.

الكلمات المفتاحية: بايثون، العلاقات الجيوتقنية، تحليل التربة، الخوارزميات.

Abstract:

This work focuses on the use of Python algorithms to analyze the geotechnical correlations of soils, particularly those found in Algeria. Soils play a fundamental role in the design of civil engineering structures such as dams, roads, and other infrastructure. They must not only support the applied loads but also meet the safety criteria defined by standards, adapting to mechanical and geological constraints. Their behavior is complex and depends on the geological and rheological characteristics specific to each type of soil.

Geotechnical correlations are crucial for engineers at various stages of the project: whether for estimating parameters during preliminary studies, controlling and verifying measurements, or interpreting test results. This work is based on the development of Python models to organize and process this data more efficiently and accurately.

Correlations from previous research are tested and adapted to Algerian soils, aiming to refine the understanding of their properties and facilitate the design of structures.

Keywords : Python, Geotechnical Correlations, Soil Analysis, Algorithms.

Sommaire

Introduction générale : 1
I.1 Introduction 2
I.2 Problématique 2
I.3 Objectifs 2
I.4 Méthodologie : 2
I.4.1 Collecte de données : 2
I.4.2 Traitement statistique des données : 3
I.4.3 Modélisation avec Python : 3
I.4.4 Validation des modèles : 3
I.5 Définition des corrélations 3
I.6 But des corrélations 4
I.7 L'importance des corrélations 4
I.8 conditions d'utilisation des corrélations 4
I.9 Domaines de validité des corrélations 5
I.10 Les différents paramètres caractérisant un sol 5
I.11 les paramètres physiques 6
I.11.1 Teneur en eau W 6
I.11.2 Masse volumique 6
I.11.3 Densité des grains solides 6
I.11.4 Analyse Granulométrique 6
I.11.5 Limites d'Atterberg 7
I.11.5.1 la procédure de l'essai 7
I.12 Les caractéristiques mécaniques 9
I.12.2 Gonflement à l'oedomètre 9
I.12.2.1 les courbes de compressibilité 10
I.12.2.2 les courbes de compressibilité des sols cohérents 10
I.12.2.3 Les courbes de compressibilité des sols pulvérulents 11
I.12.2.4 Les paramètres de compressibilité 11
I.12.3 la cohésion 12

I.12.4 l'angle de frottement 12
I.13 Les caractéristiques numériques 13
I.14 Rapport de corrélation : (coefficient de corrélation) 14
I.15 Coefficients de déterminations 15
Conclusion 15
II.1 Introduction 16
II.2 Définition et classification des sols 16
II.3 Différences physiques et mécaniques entre sols fins et sols grenus 17
II.4 Synthèse des classifications géotechniques des sols fins et grenus 18
II.5 Important corrélations dans les sols 20
II.5.1 corrélations pour les sols fin 20
II.5.1.2 Coefficient de courbure (Cc) vs. Indice de plasticité (PI) 21
II.5.1.3 Indice de plasticité (PI) vs. Résistance au cisaillement non drainé (su) 21
II.5.1.4 Limite liquide (LL) vs. Indice de compression (Cc) 22
II.5.1.5 Indice de plasticité (PI) vs. Cohésion (c) 22
II.5.1.6 Teneur en eau naturelle (w) vs. Limites d'Atterberg 22
II.5.1.7 Résistance au cisaillement non drainé (su) vs. Teneur en eau (w) 22
II.5.1.8 La pression de préconsolidation (σ'c) vs. La valeur N du Standard Pénétration Test (SPT) 23
II.5.1.9 Limite liquide (LL) vs. Indice de compression (Cc) 23
II.5.1.10 Indice de plasticité (PI) vs. Cohésion non drainée (Cu) 23
II.5.1.11 Nombre de coups SPT (N) vs. Indice de plasticité (PI) 23
II.5.1.12 Indice de plasticité (PI) vs. Indice de gonflement (Cg) 23
II.5.1.13 Module pressiomètrique Em vs. Cohésion non drainée (Cu) 23
II.5.1.14 Limite plastique (PL) vs. Cohésion non drainée (Cu) 23
II.5.1.15 Contrainte effective de préconsolidation (σ'c) vs. Module pressiométrique (Em) 24
II.5.2 corrélations pour les sols à gros grain 24
II.5.2.2 CBR vs. Teneur en eau optimale (Wopt) 24
II.5.2.3 CBR vs. Pourcentage de fines (passant au tamis 0,075 mm) 24
II.5.2.4 Densité apparente vs. Résistance du sol (indice de pénétration au cône) 24

II.5.2.5 Paramètres granulométriques (D10, D30, D60) vs. Perméabilité 24
II.5.2.6 Densité relative (Dr) vs. Paramètres de résistance au cisaillement (φ', c')..... 24
II.5.2.7 Densité sèche vs. Perméabilité 25
II.5.2.8 Valeur N du SPT vs. Densité relative (Dr)..... 25
II.5.2.9 Résistance à la pointe CPT vs. Résistance du sol..... 25
II.5.2.10 La valeur N du Standard Pénétration Test (SPT) et le module d'élasticité (E).... 25
II.5.2.11 Nombre de coups SPT (N) vs. Angle de frottement interne (φ)..... 25
II.5.2.12 Résistance au pénétrateur DPT (Rp) vs. Nombre de coups SPT (N)..... 26
II.5.2.13 Résistance au pénétrateur DPT (Rp) vs. Module pressiomètrique Em..... 26
II.5.2.14 Résistance au pénétrateur DPT (Rp) et Limite plastique (PL) 26
II.5.2.15 Contrainte verticale effective (σv') vs. Module pressiomètrique Em 26
II.5.2.16 Poids volumique sec (γd) vs. Nombre de coups SPT (N) 26
II.5.2.17 Poids volumique humide (γh) vs. Nombre de coups SPT (N) 26
Conclusion..... 26
III.1 Introduction..... 27
III.2 Situation du site..... 27
III.3 Caractéristiques & morphologie du site 28
III.4 Sismicité 28
III.5 Géologie..... 29
III.6 Programme de l'investigation du site 30
III.7 Reconnaissance d'investigation géotechnique sur site 30
III.7.1 Résultats Les essais In-situ 30
III.7.2 Résultats des essais de laboratoire..... 33
III.7.2.1 Essais physiques identifications 33
III.7.2.2 Résultats des essais mécaniques..... 35
Conclusion..... 36
IV.1 Introduction..... 37
IV.2 Introduction sur Python 37
IV.3 Python en géotechnique..... 37
IV.4 Fonctions non linéaires pour les corrélations en géotechnique 37

IV.4.1 Fonctions de corrélation non linéaires.....38
IV.5 Classifications des sols étudiés.....38
IV.6 Elaborations des équations de corrélations.....39
IV.7 les corrélations entre les caractéristiques physiques et caractéristiques mécaniques .39
Conclusion.....49
Conclusion Générale.....50

List des tableaux

Tableau I.1: Les paramètres utilisés dans les corrélations en fonctions de types de sol 5

Tableau I.2: L'indice de compression de différents types de sols 12

Tableau II.1: La différence entre les sols fin et les sols à gros grains 18

Tableau III.1: Niveaux piézométriques mesurés 32

Liste des figures

Figure I.1: Les essais in situ 4
Figure I.2: Les essais au Laboratoire 4
Figure I.3: Les matériels utilisés 7
Figure I.4: Le mortier malaxé 8
Figure I.5: Les confections du rouleau 9
Figure I.6: La fissuration et brisure du rouleau 9
Figure I.7: Le principe de l'essai œdométrique 10
Figure I.8: Courbe de compressibilité d'un sol fin 10
Figure I.9: Courbe de compressibilité d'un sol pulvérulent 11
Figure I.10: Schématisation des trois rapports de corrélations 15
Figure II.1: Argile (sols fin) 16
Figure II.2: Mix de graves et sable 17
Figure II.3: Classification des particules solides d'un sol 18
Figure II.4: Classification GTR des sols 19
Figure II.5: Diagramme de Casagrande 20
Figure II.6: Analyse des corrélations entre su/σv′ vs. PI 22
Figure II.7: La corrélation entre c' and IP 22
Figure III.1: Carte situation géographique de El Milia 27
Figure III.2: Zonage du Site Bellara 28
Figure III.3: Carte Géologique de la Région d'El Milia – Complexe de Bellara 29
Figure III.4: Des sondages carottés 31
Figure III.5: Résultats des essais SPT sur site 32
Figure III.6: Résultats des essais pressionnétriques sur site (PM 1-2) 33
Figure III.7: Teneur en eau en fonction de la profondeur 34
Figure III.8: La masse volumique sèche et humide en fonction de la profondeur 34
Figure III.9: Limites d'Atterberg en fonction de la profondeur 35
Figure III.10: Propriétés mécaniques de cisaillement du sol 35
Figure III.11: Propriétés mécaniques du sol mesurées par l'œdomètre 36

Figure IV.1: Corrélations γd et N 40
Figure IV.2: Corrélations γd et Cu 40
Figure IV.3: Corrélations γh et N 40
Figure IV.4: Corrélations γh et Cu 41
Figure IV.5: Corrélations IP et N 41
Figure IV.6: Corrélations IP et Cc 42
Figure IV.7: Corrélations IP et Cg 42
Figure IV.8: Corrélations IP et Cu 43
Figure IV.9: Corrélations W et φ 43
Figure IV.10: Corrélations R et N 44
Figure IV.11: Corrélations R et Em 44
Figure IV.12: Corrélations R et PL 45
Figure IV.13: Corrélations R et Cu 45
Figure IV.14: Corrélations N et E 46
Figure IV.15: Corrélations N et PL 46
Figure IV.16: Corrélations N et φ 47
Figure IV.17: Corrélations Cu et Em 47
Figure IV.18: Corrélations Cu et PL 48
Figure IV.19: Corrélations σ'c et Em 48

Liste des Symboles, Unités et Abréviations :

Symboles :

W : Teneur en eau (Water content)

W_L : Limite de liquidité (Liquid limit)

W_P : Limite de plasticité (Plastic limit)

IP : Indice de plasticité (Plasticity index)

γ_d : Poids volumique sec (Dry unit weight)

γ_h : Poids volumique humide (Wet unit weight)

C : Cohésion (Cohesion)

ϕ : Angle de frottement (Angle of internal friction)

Cu : Résistance au cisaillement non drainée (Undrained shear strength)

$\sigma c'$: Pression de préconsolidation (Preconsolidation pressure)

Cc : Indice de compression (Compression index)

Cg : Indice de gonflement (Swelling index)

N : Nombre de coups SPT (Standard Penetration Test blow count)

Em : Module pressiométrique (Pressuremeter modulus)

PL : Pression limite (Limit pressure)

E : Module de Young (Young's modulus)

R : Résistance de pointe (Cone resistance, DPT)

R : Coefficient de corrélation (Correlation coefficient)

R^2 : Coefficient de détermination (Coefficient of determination)

Unités :

(°) : Degré.

m : Mètre.

KN: le kilo Newton (1 kN 1000 N).

KPa : le kilo Pascal (1 kPa = 1000 Pa).

KN/m^3 : le kilo Newton par mètre cube (1 kN/m3 = 1000 N/m^3 = 0.1 tonne).

MPa : le Méga Pascal (1 Mpa = 106 Pa).

$\boldsymbol{m2}$: unité de surface, le mètre carré.

m/$\boldsymbol{s2}$: le mètre par second.

bar : le bar (1 bar = 100 kPa = 0.1 MPa)

Abréviations:

SPT : Standard Penetration Test

PMT : Pénétromètre Ménard (Ménard Pressuremeter Test)

CPT : Cone Penetration Test

DPT : Dynamic Penetration Test

CBR : California Bearing Ratio

RPA : Règlement Parasismique Algérien (Algerian Seismic Code)

CGS : Centre Algérien de Recherche Appliquée en Génie Parasismique

GTR : Guide Technique pour la Réalisation des remblais

USCS : Unified Soil Classification System

LPC : Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

Introduction générale :

L'étude géotechnique constitue une étape incontournable dans tout projet de génie civil. Son objectif ? Comprendre au mieux la nature du sol, en analysant ses caractéristiques physiques et mécaniques. Ces dernières sont en effet déterminantes pour garantir la stabilité et la pérennité des ouvrages à construire. Or, le sol, par définition, est un matériau naturel, donc variable, parfois capricieux, souvent imprévisible. C'est précisément cette hétérogénéité qui rend l'investigation géotechnique si indispensable.

Pour y parvenir, les ingénieurs s'appuient sur une combinaison d'essais réalisés sur le terrain comme les essais pressiométriques ou les essais de pénétration et d'analyses conduites en laboratoire, telles que les essais de classification ou de résistance. Ces données, une fois récoltées, ne parlent pas d'elles-mêmes : encore faut-il les interpréter avec rigueur. C'est là que se joue une part essentielle du travail, car une mauvaise lecture des résultats peut entraîner des erreurs coûteuses, voire dangereuses.

Dans ce processus, les corrélations entre les différents paramètres mesurés jouent un rôle central. Elles permettent non seulement de vérifier la cohérence globale des données, mais aussi de combler certaines absences ou imprécisions, ce qui peut s'avérer bien pratique quand des mesures font défaut. Mieux encore : une bonne exploitation de ces corrélations permet souvent d'ajuster le programme d'investigation, en réduisant les coûts sans sacrifier la fiabilité des modèles géotechniques. Cela dit, il ne faut pas tomber dans le piège de l'automatisme : ces corrélations ne sont pas universelles. Elles varient d'un sol à l'autre, et leur usage exige une connaissance fine du contexte local. En géotechnique, rien ne remplace l'œil et le jugement de l'ingénieur.

Ce travail se compose de quatre chapitres qui sont structurés de la manière suivante :

Chapitre 1 : Notions sur les corrélations

Chapitre 2 : Les corrélations sur les sols cohérents & les corrélations sur les sols pulvérulents.

Chapitre 3 : Présentation de l'assiette du Bellara.

Chapitre 4 : des corrélations sur les sols de la région de Bellara

Chapitre I :
Notion sur les corrélations.

I.1 Introduction

En ingénierie géotechnique, les corrélations empiriques entre différentes propriétés du sol jouent un rôle crucial dans l'estimation des propriétés mécaniques et physiques des sols, en particulier lorsque les données directes sont incomplètes ou insuffisantes. Ces corrélations permettent de synthétiser les informations issues d'essais en laboratoire ou sur le terrain (généralement réalisés sur un nombre limité d'échantillons) afin de mieux caractériser le sol et de réduire les risques liés à la conception des ouvrages géotechniques.

I.2 Problématique

Comment utiliser Python pour mieux comprendre les liens entre les différentes caractéristiques des sols en Algérie ? Les sols algériens sont un mélange d'argiles, de sables et de limons, et les conditions locales peuvent beaucoup varier. Nous devons trouver des relations fiables entre ces paramètres du sol, qui nous permettraient de réduire les coûts des études géotechniques et de les rendre plus précises.

En résumé, nous voulons utiliser Python pour créer des corrélations statistiques solides qui nous permettent de vérifier et d'enrichir les résultats des essais sur les sols, que ce soit sur le terrain ou en laboratoire. Nous devons faire cela en tenant compte de la diversité des sols algériens et du fait que les méthodes traditionnelles d'estimation des propriétés des sols ne sont pas toujours fiables à elles seules.

I.3 Objectifs

- Développer des modèles de corrélation adaptés aux sols algériens, incluant :
  - Des modèles linéaires classiques, basés sur les relations statistiques entre paramètres physiques et mécaniques des sols.
  - Des modèles non linéaires, capables de capturer des relations complexes non directement proportionnelles.
  - Des modèles basés sur l'apprentissage automatique (machine learning), pour exploiter efficacement les grandes bases de données et améliorer la prédiction des paramètres géotechniques.
- Appliquer ces modèles aux données spécifiques des sols algériens, en tenant compte des différentes catégories granulométriques (argiles, sables, limons) et des paramètres caractéristiques tels que la teneur en eau, la densité, les limites d'Atterberg, la granulométrie, la cohésion, l'angle de frottement, etc.

I.4 Méthodologie :

I.4.1 Collecte de données :

Nous allons rassembler un maximum de données sur les sols algériens. Cela inclut les résultats d'essais réalisés directement sur le terrain (comme les tests SPT et pressiométriques) et ceux effectués en laboratoire (limites d'Atterberg, analyse de la taille des grains, essais de compression, etc.). Le but est d'avoir une base de données solide et représentative.

I.4.2 Traitement statistique des données :

Une fois les données collectées, nous allons les nettoyer et les organiser. Cela implique de vérifier leur cohérence, de supprimer les valeurs qui semblent incorrectes (les valeurs aberrantes), et de calculer des statistiques de base pour comprendre les données. Nous examinerons également comment les différents paramètres sont liés entre eux, à la fois de manière simple (linéaire) et plus complexe (non linéaire), afin de guider la modélisation.

I.4.3 Modélisation avec Python :

Nous allons créer des modèles de corrélation, à la fois linéaires et non linéaires, en utilisant des outils scientifiques comme **NumPy**, **SciPy** et **pandas**.

Nous pouvons utiliser des techniques d'apprentissage automatique, telles que les régressions multiples, les forêts aléatoires et les réseaux neuronaux, en utilisant des bibliothèques comme **scikit-learn** et **PyTorch** pour optimiser la prédiction des paramètres du sol, mais nous ne l'avons pas fait pour ce modèle en raison du besoin d'un grand ensemble de données.

Pour nous assurer que nos modèles sont fiables, nous allons utiliser des méthodes de validation croisée et des mesures de performance (R^2, RMSE, MAE) pour évaluer leur précision.

I.4.4 Validation des modèles :

Enfin, nous allons vérifier si nos modèles fonctionnent bien dans la réalité. Nous comparerons les résultats des modèles avec de nouvelles données, indépendantes de celles utilisées pour les créer. Nous vérifierons si les modèles sont valides pour différents types de sols (argiles, sables, limons) et différentes conditions (humidité, compacité, plasticité)."

I.5 Définition des corrélations

La corrélation est un concept issu de la biologie. C'est par le biais des travaux de Francis Galton que la corrélation devient un concept statistique. Toutefois pour Galton, la notion de corrélation n'est pas définie précisément et il l'assimile dans un premier temps à la droite de régression d'un modèle de régression linéaire. En 1896 Karl Pearson à proposer une formule mathématique pour la notion de corrélation. La corrélation est introduite en économie avec l'ouvrage de Bowley Eléments of Statistiques en 1902 et l'intervention de George Udny Yule en 1909. Yule introduit notamment la notion de corrélation partielle.

Les essais in situ permettent de mesurer divers paramètres sans nécessité de prélèvement d'échantillons, ce qui évite les risques associés à la collecte et à la manipulation des échantillons, comme la détérioration des caractéristiques pendant le forage ou au laboratoire. Ces essais permettent d'appliquer des contraintes au sol dans son environnement naturel tout en mesurant sa réponse en termes de contraintes et de déformations. À partir des années 1950, des recherches ont été menées pour améliorer l'équipement de mesure in situ et les méthodes d'interprétation des données, notamment pour le dimensionnement des fondations des ouvrages géotechniques. Parmi les essais in situ les plus couramment utilisés, on trouve le pénétromètre standard (SPT) et le pressiomètre Ménard (PMT). (Figure I.1)

Les essais au laboratoire sont à l'intersection de différents métiers, géologue, géotechnicien, géophysicien, hydrogéologue... et sont un élément essentiel des programmes de reconnaissance du sous-sol pour définir le modèle géotechnique nécessaire au projet de génie civil. (Figure I.2).



Figure I.1 : les essais in situ (pressiométriques et DPT)



Figure I. 2 : Les essais au Laboratoire (essai CBR)

I.6 But des corrélations

L'étude des corrélations offre aux ingénieurs en mécanique des sols un outil simple et éprouvé pour contrôler les résultats des investigations géotechniques, que ce soit in situ ou en laboratoire. Elle permet également de générer de nouvelles valeurs complémentaires à partir de données déjà connues, ce qui est particulièrement utile lorsque certaines propriétés ne sont pas directement mesurées.

I.7 L'importance des corrélations

L'étude des corrélations joue un rôle crucial en géotechnique, car elle permet de contrôler les résultats des investigations, d'utiliser des valeurs caractéristiques représentatives et de générer de nouvelles valeurs manquantes. Cela conduit à une optimisation significative des programmes d'investigation, réduisant ainsi leurs coûts.

Le but des corrélations entre diverses caractéristiques des sols est avant tout pratique, il s'agit de mettre à la disposition des projeteurs des corrélations qui leur permettent de contrôler ou évaluer les paramètres géotechniques qu'ils devront utiliser dans leurs projets. En particulier, si les résultats d'une reconnaissance géotechnique sont à disposition et que des essais en laboratoire ou in situ ont permis de déterminer ces paramètres sur un nombre réduit d'échantillons. Ces corrélations permettront de valider les valeurs provenant de la reconnaissance.

I.8 conditions d'utilisation des corrélations

L'utilisation des corrélations nécessite une attention particulière et une analyse critique, il est important de s'assurer que les paramètres faisant l'objet de l'étude de corrélations sont des valeurs

caractéristiques et représentatives, les valeurs des résultats à utiliser doivent dériver de sols de même nature et dans de même conditions (état hydrique, état compacité, plasticité..)

I.9 Domaines de validité des corrélations

Les corrélations que l'on peut établir entre les paramètres physiques et mécaniques des sols sont plus ou moins générales suivant les paramètres concernés. Habituellement, la validité d'une corrélation est limitée à la nature du sol étudié : les propriétés des sables, des tourbes, ou des argiles n'obéissent pas aux mêmes lois, elles sont d'ailleurs souvent décrites par des paramètres spécifiques et il n'est pas étonnant que les corrélations établies pour un type de sol ne soient pas valable pour les mêmes propriétés d'un autre type de sol.

Sous réserve d'une certaine prudence quant à la généralisation des corrélations établies sur un site ou reste du site, l'utilisation de corrélations constitue une technique très utile dans les études géotechniques des terrains et leur usage peut être recommandé tant pour compléter des données que pour contrôler la vraisemblance des résultats des essais réalisés en place comme en laboratoire : les données conformes aux corrélations tant générales qu'établies sur le site, sont en effet plus plausibles que celles qui sont trop éloignées et pour lesquelles des vérifications complémentaires sont toujours souhaitables.

I.10 Les différents paramètres caractérisant un sol

Dans la géotechnique on utilise plusieurs paramètres pour décrire les propriétés physiques et mécaniques des sols, ces paramètres sont les suivants : -Les paramètres Physiques & chimiques: porosité, indice des vides, densité, limites d'Atterberg, perméabilité, teneur en carbonate, teneurs en chlorure, teneur en sulfate… etc. -Les paramètres de déformation : indice des compressions, indice de gonflement, module œdométrique ….. - Les paramètres de déformations mécaniques : cohésion, angle de frottement interne, pression limite ……. . Ces différents paramètres vont être utilisés dans les différents calculs des corrélations suivant le type de sol, le tableau ci-dessous résume les paramètres utilisés dans les corrélations :

Tableau I.1 : les paramètres utilisés dans les corrélations en fonctions de types de sols.

(Boutonnier, 2007).

Auteurs	**Type de sol**	**Paramètres utilisés dans les corrélations**
Fleureau et al (2002)	Sol fins	-W_l -w_{opt} (pour Proctor normal et modifier).
Aubertin et al (2003)	Sol granulaires	-indice des vides e -D10 (passant à 10%) -Cu
Aubertin et al (2003)	Sol fins	-indice des vides e - wl -ρs
Coté et Kounard (2003)	Matériaux granulaires avec faible pourcentage de fines	-la porosité n -la courbe granulométrique - la surface spécifique de la fraction fine.

I.11 les paramètres physiques

Les paramètres physiques d'un sol se mesurent spécifiquement sur échantillons éventuellement remaniés par des essais d'identification**.**

I.11.1 Teneur en eau W

L'échantillon de matériau est pesé, puis placé dans une étuve. Une fois la dessiccation réalisée (si la masse de la prise d'essai n'a pas varié de plus de 2/1000 entre deux pesées), l'échantillon est pesé à nouveau; les deux pesées donnent par différence la masse d'eau évaporée. Généralement, les étuves sont portées à 105°C pour les matériaux insensibles à la chaleur et à50°C pour ceux sensibles à la chaleur [1].

L'intervalle entre deux prises de poids est au minimum :

De 4h dans le cas d'un étuvage à 105°C.

De 8h dans le cas d'un étuvage à 50°C.

I.11.2 Masse volumique

La masse volumique est obtenue par mesures successives des paramètres de masse (par pesée) et de volume (volume de la trousse coupante) qui caractérise un même échantillon de sol [2].

I.11.3 Densité des grains solides

L'échantillon de sol est séché à l'étuve puis pesés Le volume des particules est déduit par pesée à l'aide d'un pycnomètre en substituant l'eau de masse volumique connu aux particules solides [3].

On peut également déduire de ces trois essais

*La masse volumique de sol sec $\rho d = \frac{\rho}{\omega+1}$

*La masse volumique du sol saturé

*L'indice des vides $\rho\text{sat} = \rho d\ (1 - \frac{\rho w}{\rho s})$

*La porosité

*Le degré de saturation

I.11.4 Analyse Granulométrique

Cet essai permet de déterminer la distribution dimensionnelle des grains. Il consiste à séparer les grains agglomérés d'une masse connue des matériaux par brossage sous l'eau à fractionner ce sol, une fois séché, au moyen d'une série de tamis et à peser successivement le refus cumulé sur chaque tamis. La masse de refus cumulé sur chaque tamis est rapportée à la masse totale séchée de l'échantillon soumis à l'analyse.

- Peser le refus du tamis ayant la plus grande maille : soit R1 la masse de ce refus.
- Poursuivre la même opération avec tous les tamis de la colonne pour obtenir les masses des différents refus cumulés.

- Les masses des différents refus cumulés Ri sont rapportées à la masse totale de l'échantillon
- Les pourcentages de refus cumulés ainsi obtenus, sont inscrits sur la feuille d'essai le pourcentage des tamisas cumulés sera déduit.
- Enfin on trace La courbe granulométrique sur une échelle semi-logarithmique (le pourcentage des passants en fonction de l'ouverture du tamis correspondant).

I.11.5 Limites d'Atterberg

Les limites d'ATTERBERG consistent en des teneurs en eau limites qui marquent la transition entre deux états de consistance d'un sol cohérent. C'est pourquoi, on distingue trois états dans la consistance des argiles (les états liquide, plastique et solide) [4].

La transition d'un état à l'autre est très progressive, c'est pourquoi toute tentative pour fixer la limite entre deux états comporte une part d'arbitraire, on utilise généralement les limites définies par Atterberg et précisées ensuite par Casagrande. [4].

Limite de liquidité (wL)= l'état liquide vers l'état plastique

Limite de plasticité (wP)= l'état plastique vers l'état solide

a) Limite de liquidité :

La limite de liquidité est une teneur en eau qui sépare l'état liquide de l'état plastique. Elle est fixée conventionnellement comme la valeur de la teneur en eau. Exprimée en pourcentage, pour laquelle une rainure de dimensions normalisées se ferme sur une longueur de 1 cm sous l'effet de 25 chocs applique au moyen de l'appareil de Casagrande. [4]

b) Limite de plasticité :

La teneur en eau (exprimée en %) du rouleau qui se brise en petits tronçons de 10 à 20 mm de longueur au La limite de plasticité wp est moment où son diamètre atteint 3 mm [4]

I.11.5.1 la procédure de l'essai

L'essai s'effectue en deux phases :

-la recherche de la limite de liquidité, à la coupelle ;

-la recherche de la limite de la plasticité, au rouleau. [4]



Figure I.3 : les matériels utilisés

Pour la préparation du mortier, une masse de sol, prise après échantillonnage et homogénéisation par brassage, est mise à imbiber dans un récipient d'eau pendant 24h et tamisée humidification au tamis de 400µm. L'eau de lavage et le tamisât sont recueillis dans un bac, une fois décantée, l'eau claire est siphonnée sans entrainer les particules solides .

L'eau excédentaire est mise à évaporer, à une température 50°C [4].

a) la détermination de la limite de liquidité

L'essai est réalisé à l'aide d'un appareil standardisé, appelé coupelle de Casagrande. Cet appareil se compose d'une coupelle d'environ dix centimètres de diamètre, d'un socle rigide et d'une hauteur de chute fixée à 10 mm, avec une cadence de deux chocs par seconde. Après avoir vérifié le fonctionnement de l'appareil et la pointe de l'outil à rainurer, qui doit être inférieure à 2,2 mm, on ajuste la hauteur de chute de la coupelle. Ensuite, on malaxe l'ensemble du tamisât pour obtenir une pâte homogène, comme illustré dans la figure I.4. [4]



Figure I.4 : le mortier malaxé

Avec une spatule, on étale une masse de pâte sur la coupelle, qui doit être propre et sèche. La pâte est répartie en plusieurs couches pour éviter de piéger des bulles d'air, ce qui donne un aspect symétrique à l'opération [4].

Ensuite, on trace une rainure en forme de V à l'aide de l'outil à rainurer. La coupelle est soumise à une série de chocs tout en comptant le nombre de coups nécessaires, qui doit être compris entre 15 et 35, pour que les lèvres de la rainure se rejoignent sur une longueur d'environ 1 cm. Finalement, on prélève une quantité de mortier de chaque côté des lèvres de la rainure et à proximité du point où elles se sont refermées, afin de déterminer la teneur en eau. L'essai est répété six fois pour différentes teneurs en eau, obtenues par ajout d'eau, afin de couvrir une plage de coups allant de 15 à 35. [4]

b) la détermination de la limite de plasticité

Pour déterminer la limite de plasticité, on forme une boulette à partir de la pâte préparée à l'aide de la paume de la main, on roule la boulette sur une plaque lisse de façon à lui donner la forme d'un rouleau, sans creux, qui s'amincit progressivement jusqu'à ce qui l'atteigne 3mm± 0.5 mm de diamètre et une longueur de 10cm (figure I.5) [4].



Figure I.5 : les confections du rouleau

On estime arbitrairement que le sol a atteint la limite de plasticité lorsque la cylindre se brise en deux segments en le soulevant du milieu sur une hauteur variant de 15 à 20 mm (figure I.6) on pèse alors ces derniers sans tarder et on mesure la teneur en eau. On refait l'opération quatre fois pour chacun de ces échantillons. La limite de plasticité Wp exprimée en pourcentage correspond à la moyenne arithmétique des quatre teneurs en eau obtenues [4].

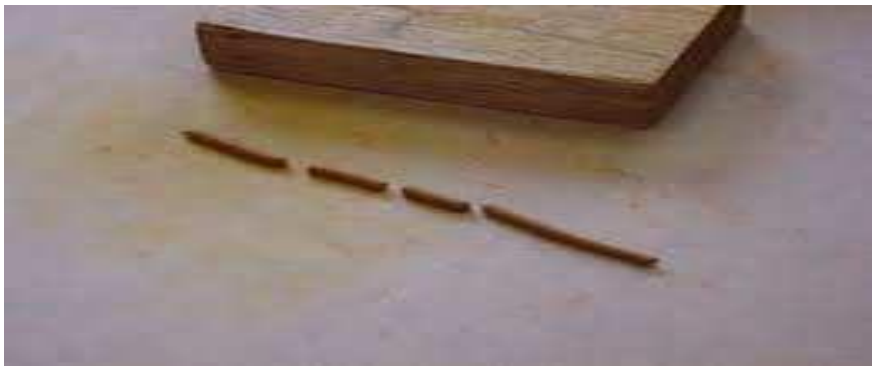


Figure I.6 : la fissurations et brisure du rouleau

I.12 Les caractéristiques mécaniques

Les paramètres mécaniques sont les variables des formules de calcul de stabilité des talus, fondations... Ils sont spécifiques d'une théorie, d'une méthode de calcul et d'un essai (matériel et processus), de sorte qu'il n'est pas possible d'établir leurs corrélations numériques pour un même sol. On les mesure spécifiquement sur échantillons dits « intacts ».

I.12.2 Gonflement à l'oedomètre

L'essai œdométrique permet également de déterminer la pression de gonflement (pression en laquelle le sol gonfle lorsqu'on le mettent présence d'eau) et le coefficient de gonflement C_g **.** Pour cela, quatre éprouvettes au moins sont découpées dans le même échantillon, sensiblement à même niveau. L'essai consiste à appliquer une fort différent mais maintenu constant sur chacune des éprouvettes, et à mesurer la déformation axiale correspondante.

La pression de gonflement est obtenue en traçant la courbe de la déformation de chaque éprouvette en fonction du logarithme des contraintes appliquées. La pression de gonflement correspond à une déformation nulle. Et a mesuré les variations Δh de sa hauteur h_0 au cours du temps. L'éprouvette est drainée en haut et en bas et maintenue saturée pendant l'essai. La charge est appliquée par paliers maintenus constants et successivement croissante et décroissante suivant

un programme défini. Les variations de la hauteur de l'éprouvette sont mesurées pendant l'essai et ce en fonction de la durée d'application de la charge.

Le tassement de l'éprouvette dans un essai œdométrique est dû, dans un premier temps à la variation de la contrainte effective dans l'éprouvette (consolidation première) et ou fluage (consolidation secondaire), dans un deuxième temps, qui est causé par le réarrangement du squelette granulaire du sol [5].

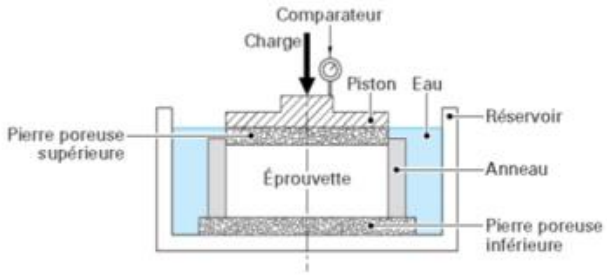


Figure I.7 : le principe de l'essai œdométrique

I.12.2.1 les courbes de compressibilité

D'une manière générale, les courbes compressibilités traduisent les variations de l'indice des vides du sol mesuré à la fin de chaque palier de chargement, et ceci en fonction de la contrainte verticale effective correspondante [5].

I.12.2.2 : les courbes de compressibilité des sols cohérents

La perméabilité faible des sols fins empêche l'écoulement immédiat de l'eau à travers leurs pores.

Ceci se traduit alors par le fait que les charges appliquées à la surface d'une éprouvette confectionnée à partir de ces sols se transmettent d'abord à l'eau puis progressivement au squelette solide, au fur et à mesure que l'eau sorte du sol. Les déformations obtenues dépendent dans le temp.

La courbe est composée de deux parties sensiblement rectilignes, (CD) à faible pente et (AB) à forte pente, raccordées par une partie courbe (BC). On constate en outre, lors d'un cycle de chargement – déchargement DEFGH, que le matériau n'a pas un comportement élastique et présente une boucle d'hystérésis [5].

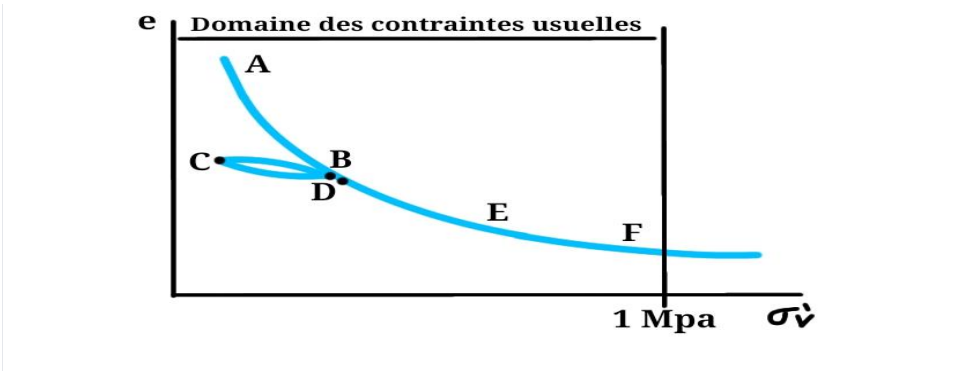


Figure I.8 : Courbe de compressibilité d'un sol fin (MAGNAN Jean-Pierre, 2000)

I.12.2.3 Les courbes de compressibilité des sols pulvérulents

La courbe de compressibilité œdométrique d'un sol pulvérulent a l'allure générale indiquée sur la figure (I.9) dans la partie AB de la courbe, la variation de volume est notable et provient surtout du réarrangement des grains. Dans la partie EF, cette variation est faible et rechargée, le comportement du sol est irréversible (trajets BC.CD), seule la partie liée à la déformation élastique des grains et récupérée. En pratique, l'essai œdométrique est peu utilisé pour les sables [5].

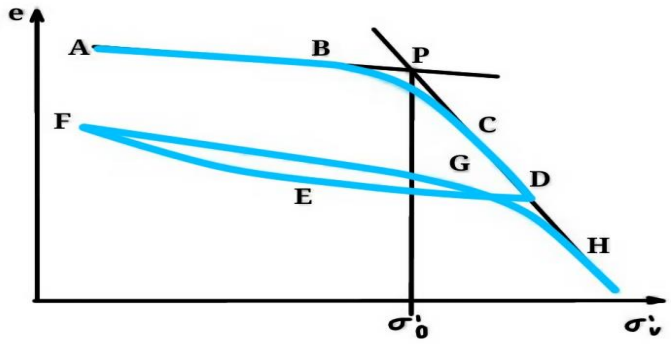


Figure I.9 : Courbe de compressibilité d'un sol pulvérulent

I.12.2.4 Les paramètres de compressibilité

Les courbes de compressibilités caractérisées par la pression de préconsolidation σ_p , l'indice de gonflement Cg et l'indice de compression Cc.

a) La pression de préconsolidation

La pression de préconsolidation est notée σ_p, correspond au coude de courbe œdométrique. Autrement dit, c'est l'abscisse du point d'intersection des deux parties rectilignes de la courbe de compressibilité œdométrique, cette contrainte est très importante en géotechnique. Elle donne une indication sur la pression verticale effective maximale que le sol a subie au cours de son histoire géologique [6].

La pression de préconsolidation n'est pas nécessairement égale à la contrainte effective initiale existant actuellement dans le sol d'où on a prélevé l'échantillon testé, au cours de son histoire, le sol a pu être soumis au poids de couches de terrains ou de glace qui ont disparu par la suite. Lorsque la pression de préconsolidation est supérieure à la contrainte effective verticale actuelle, on dit que le sol est consolidé. Si les deux contraintes sont égales, le sol est dit normalement consolidé. La pression de préconsolidation ne peut être inférieure à la contrainte effective verticale actuelle [5].

b) L'indice de gonflement

La pente de la partie initiale de la courbe, notée Cg et appelée indice de gonflement, reflète le gonflement du sol lors du déchargement. Cet indice est une mesure importante qui traduit l'importance de la déformation de gonflement induite par un déchargement par rapport à un état de contraintes donné. Il est souvent utilisé pour évaluer le potentiel de gonflement des sols, notamment dans le contexte des essais œdométriques

c) L'indice de compression

On appelle indice de compression Cc la pente de la partie finale de la courbe BC il traduit la compression du sol en phase de chargement

Tableau I.2 : l'indice de compression de différents types de sols

Type de sol	Compressibilité	Ordre de grandeur de CC
Sable	Incompressible	0.01<Cc<0.02
	Très peu compressible	0.02<Cc <0.05
	Peu compressible	0.05<Cc<0.10
Argile raide (kaolinites)	Moyennement compressible	0.10<Cc<0.25
Argile moyenne (Illites)	Assez fortement compressible	0.25<Cc<0.30
	Très compressible	0.30<Cc<0.80
Argile molle (montmorillonite)	Extrêmes compressible	0.80< Cc <2.20

Le tableau I.2 décrit l'ordre de grandeur de l'indice de compression de différents types de sols et le tableau I.3 décrit la variation de la compressibilité de certain minéraux argileux.

I.12.3 la cohésion

Elle exprime la résistance au cisaillement du sol sous contrainte normale indépendamment de la contrainte normale. Elle constitue la résistance propre de la structure due essentiellement aux liaison de type physico-chimique pouvant exister entre les grains et créées par la cimentation .La cohésion est nulle dans les sables étant donné qu'ils ne possèdent pas de telles liaisons .En revanche , cette dernière apparait dans les sables humides ou légèrement cimentés en raison des ménisques d'eau existant aux points de contact entre les grains créant ainsi une certaine adhérence entre ces derniers et qui disparait des que la teneur en eau du sable augmente [7] .

La cohésion est relativement élevée pour le sol cohérent, surtout dans les sols fortement sur consolidés. Mais celle-ci disparait dès que les liaisons sont cassées par le cisaillement, ce qui correspond approximativement au maximum de la courbe de rupture [8].

I.12.4 l'angle de frottement

L'angle de frottement représente la capacité d'un sol à résister au cisaillement lorsqu'il est soumis à un effort normal. En laboratoire, cet angle peut être mesuré à l'aide d'essais spécifiques, tels que l'essai à la boîte de Casagrande (cisaillement rectiligne) ou l'essai triaxial (compression sur éprouvette cylindrique soumise à une pression de confinement donnée). Ces essais permettent d'évaluer la résistance au cisaillement du s L'angle de frottement représente la capacité d'un sol à résister au cisaillement lorsqu'il est soumis à un effort normal. En laboratoire, cet angle peut être mesuré à l'aide d'essais spécifiques, tels que l'essai à la boîte de Casagrande (cisaillement rectiligne) ou l'essai triaxial (compression sur éprouvette cylindrique soumise à une pression de

confinement donnée). Ces essais permettent d'évaluer la résistance au cisaillement du sol sous différentes conditions de contrainte [9].

I.13 Les caractéristiques numériques

Pour résumer l'information contenue dans une suite de « n » observations d'un caractère quantitatif en calcule les caractéristiques :

- Paramètres de tendance centrale
- Paramètres de dispersion.
- Paramètres de position.

a) Paramètres de tendances centrale

- **La moyenne arithmétique**

La moyenne empirique d'un échantillon est la somme de ses éléments devisée par leur nombre.

$$\mathrm{X} = \frac{x1+x2+x3+\cdots..+xn}{N} = \sum_{n=1}^{n} xn \,.\frac{1}{N}$$

La moyenne peut être calculer à partir des valeurs distinctes et des effectifs

$$\mathrm{X} = \frac{\sum_{1}^{n} xini}{N}$$

b) Paramètres de dispersion

- **La variance**

La variance empirique d'un échantillon c'est la somme des carrés d'écarts à la moyenne divisé par le nombre d'observation on la note .

$$V_{(x)} = \frac{1}{N} \sum xi \,(xi - X)^2$$

- **L'écart type**

L'écart type empirique d'un échantillon est la racine carrée de la variance on la note $\delta_{(x)}$

$$\delta_{(x)} = \sqrt{v(x)}$$

- **Covariance**

la covariance de deux caractères dans un échantillon bidimensionnel est la moyenne empirique du produit des deux cordonnées

$$\mathrm{Cov}\,(\mathrm{x},\mathrm{y}) = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}(xi - \bar{\mathrm{x}})(y_i - \mathrm{y})$$

- **Régression**

C'est une opération consiste à mesurer la relations moyenne entre deux variable et on à deux types sont les suivant :

- Régression multiple.
- Régression linéaire.

- **Régression multiple**

Est l'outil statistique le plus habituellement mis en œuvre pour l'étude des données multi dimensionnelles.

- **Régression linéaire**

Est l'outil statistique qui s'intéresse à une fonction de la forme

Y=aX+b

Avec : Y : variable dépendante

X : variable indépendante

Cas d'une relation →linéaire équation de droite

Cas d'une fonction puissance :

$y=b\ x^a$

$Ln\ y= ln\ b\ x^a$

$Ln\ y= ln\ b + ln\ x^a$

Ln y= ln b + a ln x

On pose : ln y= Y , ln b=B , a=A , ln x = X

On obtient la forme linéaire : Y=AX+B

I.14 Rapport de corrélation : (coefficient de corrélation)

C'est un rapport sans dimension compris entre -1 et +1 destiné à chiffrer l'intensité de la liaison statistique entre deux variables sans hypothèse sur la nature de cette liaison ce rapport est défini par :

R(x, y) = Cov (x, y) / $\sigma x * \sigma y$

Cov(x, y) : covariance de x et de y.

$\sigma x * \sigma y$: Écart type de x et y.

S'il existe une relation linéaire entre x et y : alors R(x , y) = ±1

R=-1 représente une corrélation négative parfaite

R=+1 représente une corrélation positive parfaite

R=0 représente un manque de corrélation.

La figure I.10 donne une illustration des 3 rapports de corrélation :

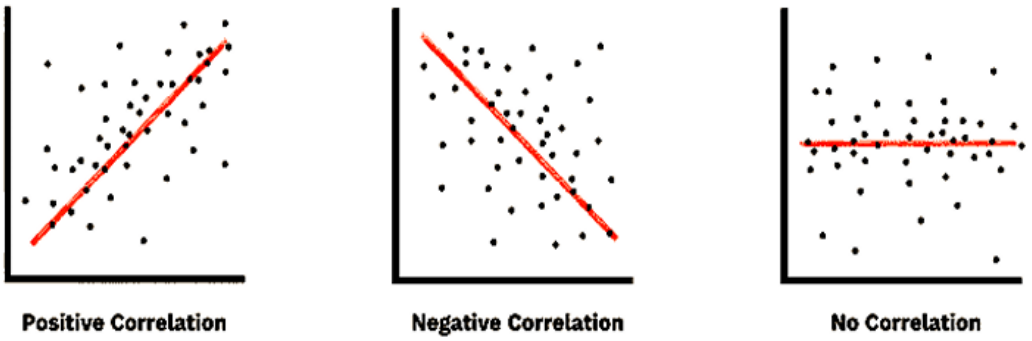


Figure I.10 : Schématisation des trois rapports de corrélations

I.15 Coefficients de déterminations

Symbolisé par R2 le coefficient de détermination est à angle droit du coefficient de corrélation .il peut avoir seulement des valeurs positives qui s'étendent de R^2 =+1 vers le bas à R2= 0.

R^2= +1 corrélation parfaite positive ou négative.

R^2= 0 absence complète de corrélation.

L'utilité de de ces coefficients est que :

R : fournit la direction positive ou négative de la corrélation

R^2 : fournit une mesure de la force de corrélation.

L'interprétation des valeurs du coefficient de corrélation est donnée comme suit :

Si R=0 : corrélation nulle

Si -0.4<R < +0.4 : corrélation très faible

Si +0.4< R <0.6 : corrélation faible

Si 0.6 < R< 0.75 : corrélations moyenne

Si 0.75 < R< 1 : corrélation forte.

Conclusion

Ce chapitre discute des bases théoriques des corrélations en géotechnique, en retraçant leurs débuts dans les statistiques et leur développement dans le secteur du génie civil. Nous explorons les divers types de corrélations ainsi que les objectifs et les paramètres liés aux aspects physiques, mécaniques et statistiques qu'elles impliquent.

L'analyse met en lumière l'importance des corrélations dans l'estimation ou le contrôle des propriétés des sols, que ce soit à travers des tests en laboratoire ou in situ, tout en soulignant les précautions qu'il faut prendre lors de leur utilisation. Il a également été précisé quel est leur champ d'application, leurs limites, ainsi que les conditions nécessaires pour éviter des erreurs d'interprétation. En conclusion, les corrélations représentent un outil efficace et économique pour améliorer les études en géotechnique.

Chapitre II :

Les corrélations sur les sols cohérents & les corrélations sur les sols pulvérulents.

II.1 Introduction

L'étude des propriétés mécaniques des sols est essentielle en géotechnique pour la conception des fondations, des ouvrages de soutènement et des remblais. Les sols peuvent être classés en deux grandes catégories : les sols cohérents (ou sols fins, comme les argiles et les limons) et les sols frottants (ou pulvérulents, comme les sables et les graviers). Pour estimer leurs caractéristiques (résistance au cisaillement, compressibilité, perméabilité, etc.), des corrélations empiriques sont souvent utilisées, permettant de relier des paramètres faciles à mesurer (indice des vides, teneur en eau, limites d'Atterberg) à des propriétés plus complexes (cohésion, angle de frottement, module élastique).

Dans les sols cohérents, les corrélations reposent souvent sur la sensibilité, la consistance ou les limites d'Atterberg, car leur comportement est dominé par les forces interparticulaires et la cohésion et dans les sols pulvérulents, les corrélations se basent principalement sur la densité relative, la granulométrie et l'angle de frottement interne, puisque leur résistance provient surtout de l'emboîtement des grains.

II.2 Définition et classification des sols

En géotechnique, on distingue principalement deux types de sols :

a) Les sols fins :

Les sols fins regroupent les particules dont le diamètre est inférieur à 80 µm, avec une distinction plus fine entre argiles (< 2 µm) et limons (2 à 20 µm). Ces sols sont dits cohérents du fait des forces interparticulaires électrostatiques et physico-chimiques qui créent une cohésion notable. Leur classification s'appuie principalement sur les limites d'Atterberg (limite de liquidité, limite de plasticité) qui caractérisent leur plasticité et leur comportement à l'eau. Les sols fins présentent une grande surface spécifique, ce qui influence fortement leur capacité à retenir l'eau et les ions, et leur comportement mécanique dépend largement de leur teneur en eau [10].



Figure II.1 : Argile (sols fin)

b) Les sols à grenus :

Les sols grenus, ou sols pulvérulents, comprennent les particules dont le diamètre est supérieur à 80 µm, notamment les sables (80 µm à 2 mm) et les graviers (2 mm à 20 cm). Ces sols sont

caractérisés par l'absence de cohésion significative, leur résistance mécanique étant principalement due au frottement intergranulaire et à l'imbriquement des grains. Leur classification repose sur l'analyse granulométrique par tamisage, avec des coefficients tels que le coefficient d'uniformité (Cu) et le coefficient de courbure (Cc) qui renseignent sur la distribution granulométrique et la compacité potentielle du sol [10].



Figure II.2 : mélange de graves et sable

II.3 Différences physiques et mécaniques entre sols fins et sols grenus

Les différences fondamentales entre sols fins et sols grenus se manifestent tant au niveau physique que mécanique, influençant directement leur comportement géotechnique.

a) Physiques :

- Taille des particules : Les sols fins ont des particules inférieures à 80 µm, souvent invisibles à l'œil nu, alors que les sols grenus ont des particules visibles, supérieures à 80 µm.
- Surface spécifique : Les sols fins possèdent une surface spécifique élevée, favorisant les interactions physico-chimiques et la rétention d'eau, contrairement aux sols grenus où la surface spécifique est faible.
- Perméabilité : Les sols grenus sont généralement très perméables, permettant un drainage rapide, tandis que les sols fins ont une perméabilité faible due à leur texture serrée.

b) Mécaniques :

- Cohésion : Les sols fins présentent une cohésion significative liée aux forces interparticulaires (électrostatiques, Van der Waals), absente dans les sols grenus.
- Résistance au cisaillement : Pour les sols grenus, la résistance est principalement due au frottement entre grains, alors que pour les sols fins, elle dépend aussi de la cohésion et de la teneur en eau.
- Sensibilité à l'eau : Les propriétés mécaniques des sols fins varient fortement avec la teneur en eau (comportement plastique, fluage), alors que les sols grenus sont peu influencés par l'eau sauf en présence de fines.
- Déformation : Les sols fins peuvent présenter des déformations plastiques importantes, voire thixotropes, tandis que les sols grenus ont un comportement principalement élastique jusqu'à rupture.

Tableau II.1 : la différence entre les sols fin et les sols a gros grains

Caractéristique	Sols fins	Sols grenus
Taille des particules	< 80 µm	> 80 µm
Surface spécifique	Elevée	Faible
Perméabilité	Faible	Elevée
Résistance au cisaillement	Cohésion + frottement	Frottement seul
Cohésion	Présente	Absente
Sensibilité à l'eau	Forte	Faible
Type de déformation	Plastique	Elastique

Ces différences expliquent pourquoi les sols fins sont souvent qualifiés de sols cohérents, alors que les sols grenus sont dits pulvérulents [11].

II.4 Synthèse des classifications géotechniques des sols fins et grenus

La classification géotechnique des sols est une étape cruciale pour comprendre et prévoir leur comportement mécanique, hydrique et physique dans des sols. Elle repose principalement sur la granulométrie, la plasticité, et la teneur en fines, permettant de distinguer les sols fins des sols grenus, mais aussi d'identifier les sols intermédiaires et organiques.

a) Principes fondamentaux de classification

- **Granulométrie :** La taille des particules est le premier critère. On considère généralement que les sols fins contiennent plus de 50 % de particules inférieures à 80 µm, tandis que les sols grenus en contiennent moins de 50 % [12].
- **Plasticité :** Pour les sols fins, la plasticité est un paramètre clé, évalué à partir des limites d'Atterberg (limite de liquidité LL, limite de plasticité LP) et de l'indice de plasticité (IP). Ces paramètres permettent de différencier les argiles, limons plastiques et limons non plastiques [12].
- **Composition :** La présence de matières organiques ou de composants rocheux peut aussi influencer la classification, avec des catégories spécifiques pour les sols organiques ou les matériaux rocheux [12].

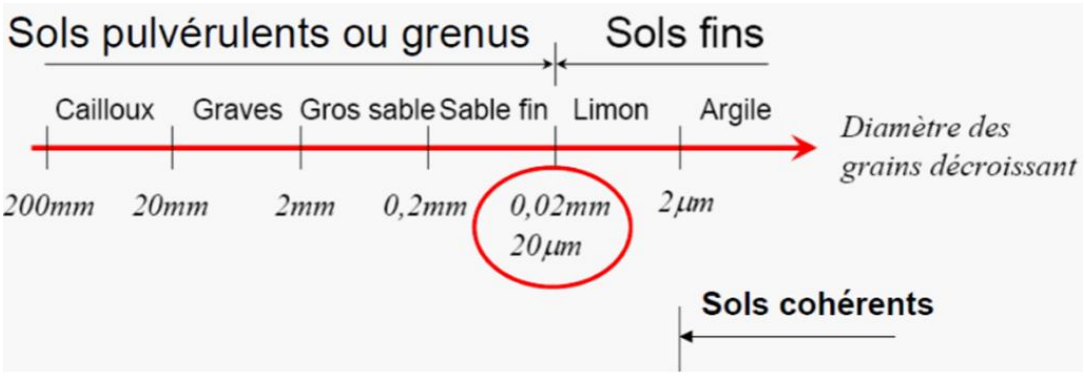


Figure II.3 : Classification des particules solides d'un sol

b) Systèmes de classification couramment utilisés

- **Classification LPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées)** : Adaptée aux sols rencontrés en Afrique francophone, elle combine granulométrie et plasticité. Elle distingue trois grands groupes : sols fins (> 50 % de fines), sols grenus (> 50 % de gros grains), et sols organiques. Chaque groupe est subdivisé en sous-classes selon les propriétés granulométriques et limites d'Atterberg [12].
- **Classification GTR (Guide Technique pour la Réalisation des remblais)** : Utilisée dans les travaux de terrassement, cette classification pratique regroupe les sols en classes selon leur granulométrie et leur aptitude au compactage. Elle est très utilisée pour les matériaux de remblais et couches de forme [13].
- **USCS (Unified Soil Classification System) :** Système international qui attribue des symboles à deux lettres indiquant la nature principale du sol (sable, argile, limon, etc.) et sa plasticité ou granulométrie. Par exemple, « CL » désigne une argile de faible plasticité, « SP » un sable propre [12].
- **Classification AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Official) :**
  Utilisée principalement pour la conception et la construction des routes, cette classification regroupe les sols en sept grandes classes (A-1 à A-7) basées sur la granulométrie, la plasticité et la capacité portante. Elle distingue notamment les sols granulaires (A-1, A-2) et les sols fins (A-4 à A-7), avec des sous-classes indiquant la nature spécifique du sol (argile, limon, sable, etc.). Cette classification aide à évaluer la qualité des sols pour les couches de fondation et remblais en génie civil.

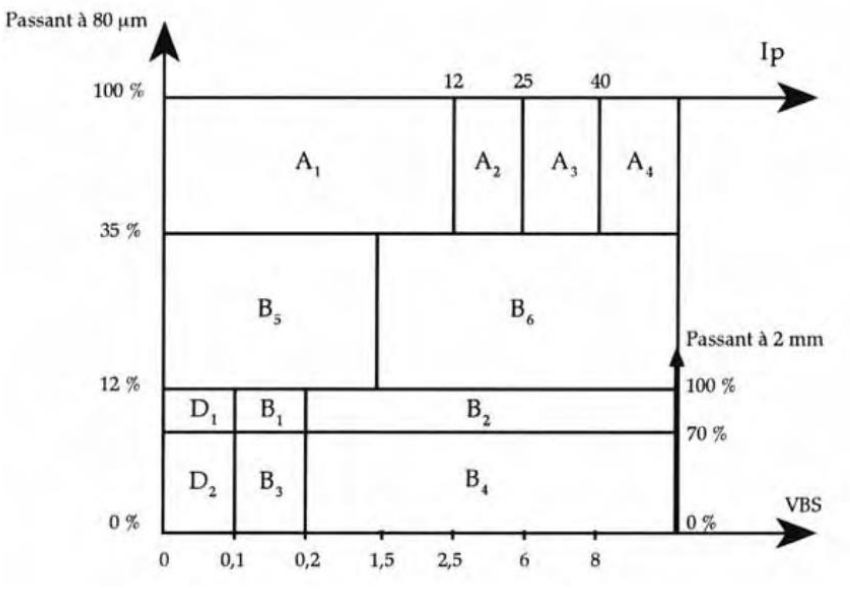


Figure II.4 : Classification GTR des sols.

c) Classification des sols fins

Les sols fins sont classés en fonction de leur plasticité et de leur granulométrie, ce qui permet de distinguer :

- **Argiles (C) :** sols fins plastiques avec forte cohésion et plasticité élevée.

- **Limons plastiques (ML) :** sols fins avec plasticité modérée, comportement intermédiaire.
- **Limons non plastiques (ML ou ML-CL) :** sols fins peu plastiques ou non plastiques, avec faible cohésion368.

Le diagramme de plasticité (**diagramme de Casagrande « Figure II.5 »**) est un outil essentiel pour cette classification, permettant de positionner un sol selon ses limites d'Atterberg et ainsi prédire son comportement mécanique et hydrique [13].

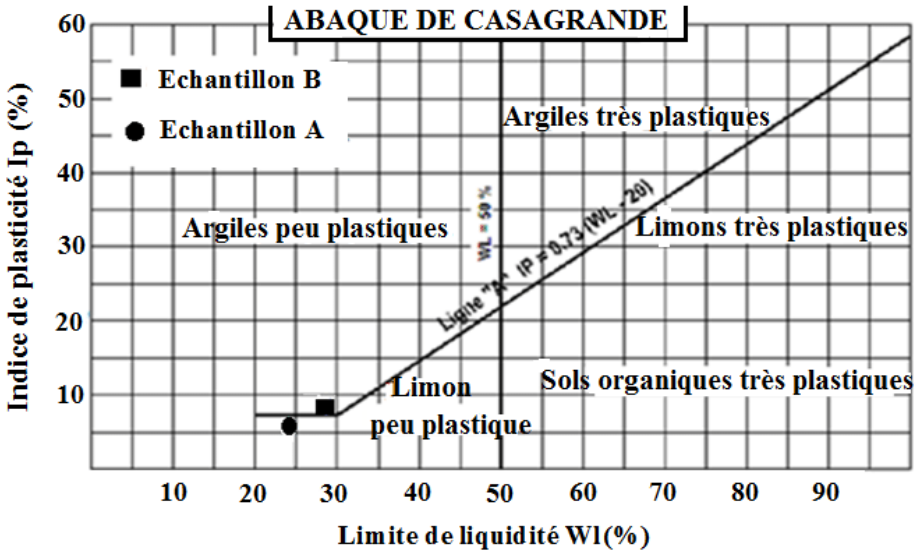


Figure II.5 : Diagramme de Casagrande.

d) Classification des sols grenus

Les sols grenus sont classés selon leur granulométrie et la proportion de fines :

- **Graviers (G) :** particules supérieures à 2 mm, subdivisés en graviers propres (GW) et graviers avec fines (GP).
- **Sables (S) :** particules entre 0,063 mm et 2 mm, subdivisés en sable propre (SW) et sable avec fines (SP).
- **Sols mélangés :** sols contenant à la fois une proportion significative de gros grains et de fines, classés selon la proportion relative et les propriétés des fines568.

Les coefficients granulométriques (coefficient d'uniformité Cu, coefficient de courbure Cc) sont utilisés pour qualifier la distribution granulométrique et la compacité potentielle des sols grenus [13].

II.5 : Important corrélations dans les sols

II.5.1 : corrélations pour les sols fin

II.5.1.1 : Coefficient d'uniformité (C_u) vs. Limite liquide (LL)

Le coefficient d'uniformité (C_u) mesure l'étendue des tailles de particules dans un échantillon de sol, calculé comme le rapport entre le diamètre des particules passant à 60 % (D60) et celui à 10 % (D10). La limite liquide (LL) correspond à la teneur en eau à laquelle le sol passe d'un comportement plastique à liquide, reflétant la plasticité et la minéralogie du sol. Les sols avec un Cu élevé ont souvent une gamme plus large de tailles de particules, incluant une fraction

importante de fines, ce qui augmente la limite liquide en raison de la plus grande surface spécifique et de l'affinité à l'eau des particules fines. Cette corrélation aide à la classification préliminaire des sols et à l'estimation de la plasticité à partir des données granulométriques [14].

$$\boldsymbol{Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}}}$$

II.5.1.2 : Coefficient de courbure (C_c) vs. Indice de plasticité (PI)

Le coefficient de courbure (C_c) décrit la forme de la courbe de distribution granulométrique et se calcule à partir des diamètres D10, D30 et D60. Les sols avec certaines formes de courbe (Cc élevé) ont des arrangements particulaires plus complexes et peuvent présenter un indice de plasticité (PI) plus élevé, qui mesure la plage de teneurs en eau où le sol se comporte plastiquement. Cette corrélation est particulièrement pertinente pour les sols à grains mélangés et contenant de l'argile [15].

$$\boldsymbol{Cc = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}}$$

II.5.1.3 : Indice de plasticité (PI) vs. Résistance au cisaillement non drainé (su)

L'indice de plasticité (PI) reflète la teneur en argile et la minéralogie du sol, qui influencent fortement la résistance au cisaillement non drainé (su). En général, lorsque PI augmente, su diminue pour une teneur en eau donnée, car les sols plus plastiques retiennent plus d'eau et ont une résistance au cisaillement plus faible. Une corrélation empirique de Skempton pour les argiles normalement consolidées relie su normalisé par la contrainte verticale effective $\sigma v'$ à PI.[15]

$$\boldsymbol{\frac{su}{\sigma v'} = 0,11 + 0,0037 \times PI}$$

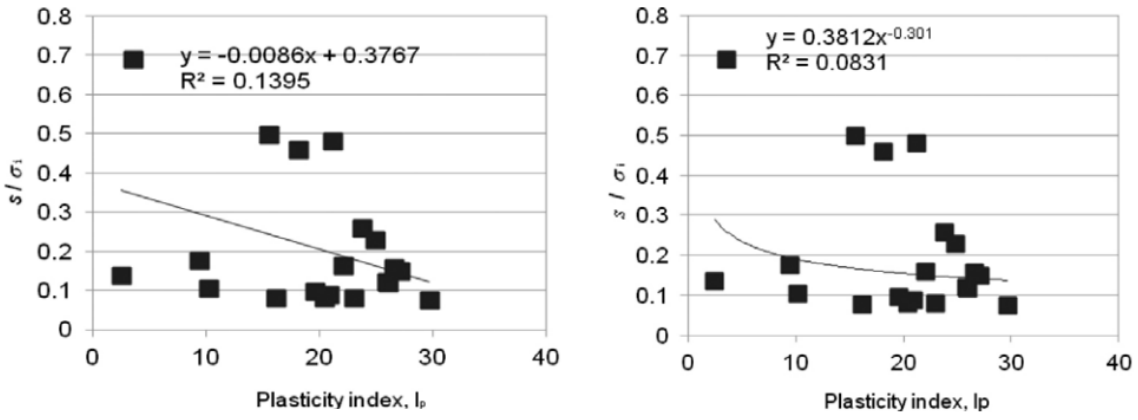


Figure II.6 : analyse des corrélations entre su/ σv′ vs. PI

II.5.1.4 : Limite liquide (LL) vs. Indice de compression (C_c)

L'indice de compression (C_c) quantifie la compressibilité du sol, surtout pour les argiles. Il existe une forte corrélation linéaire positive entre LL et C_c, indiquant que les sols avec une limite liquide plus élevée sont généralement plus compressibles [15].

$$\boldsymbol{Cc = 0,007 \times (LL - 7)}$$

II.5.1.5 : Indice de plasticité (PI) vs. Cohésion (c)

La cohésion (c) dans les sols fins augmente avec l'indice de plasticité (PI), car un PI plus élevé indique des argiles plus actives et des forces d'adhésion interparticulaires plus fortes. Une relation empirique permet d'estimer la cohésion à partir de PI [15].

$$\boldsymbol{C = k \times PI}$$

''Où k est une constante empirique dépendant du type de sol.''

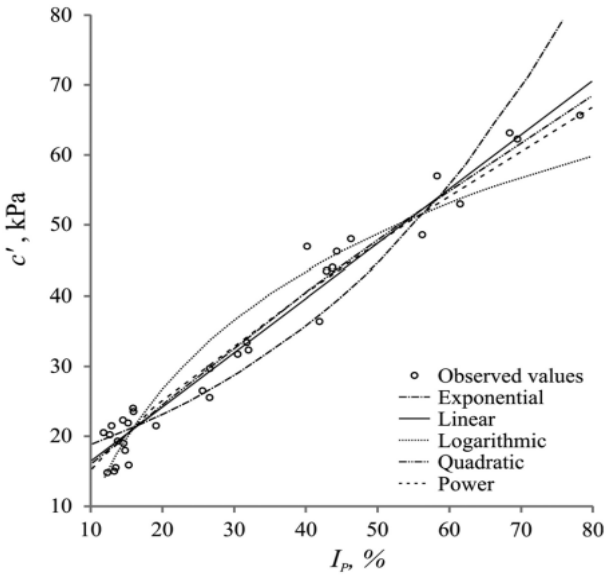


Figure II.7 : la corrélation entre c′ and IP.

II.5.1.6 : Teneur en eau naturelle (w) vs. Limites d'Atterberg

La teneur en eau naturelle (w) se situe souvent entre la limite plastique (PL) et la limite liquide (LL) et est corrélée à ces limites pour indiquer l'état de consistance du sol in situ. Un sol avec une teneur proche de LL est mou ou liquide, tandis qu'un sol proche de PL est rigide ou semi-solide [15].

II.5.1.7 : Résistance au cisaillement non drainé (su) vs. Teneur en eau (w)

La résistance au cisaillement non drainé (su) diminue exponentiellement lorsque la teneur en eau (w) augmente dans les argiles. Une relation empirique lie su à w par une décroissance exponentielle [15].

$$\boldsymbol{su = su_{ref} \times e^{(w - w_{ref})}}$$

Où $\mathbf{su_{ref}}$ et $\mathbf{w_{ref}}$ sont des valeurs de référence.

II.5.1.8 : La pression de préconsolidation (σ'_c) vs. La valeur N du Standard Pénétration Test (SPT)

Mayne et Kemper (1988) ont analysé les résultats du test de pénétration standard (SPT) réalisés sur 50 dépôts argileux différents, en les comparant aux résultats d'essais oedométriques effectués sur des échantillons prélevés avec des tubes à paroi mince. Leur étude a permis d'établir une corrélation entre la pression de préconsolidation effective du sol, notée σ'ᵒc, et la valeur N du SPT. Cette pression de préconsolidation représente la contrainte maximale que le sol a subie dans son histoire avant d'être déformé de manière plastique [14].

$$\frac{\sigma' c}{pa} = 67 \times N^{0,83}$$

Avec "**pa**" est la pression atmosphérique (en général 101,3 kPa).

II.5.1.9 : Limite liquide (LL) vs. Indice de compression (C_c)

L'indice de compression (Cc) quantifie la compressibilité des sols fins, en particulier des argiles. Une forte corrélation linéaire positive existe entre la limite liquide (LL) et Cc, ce qui signifie que plus la limite liquide est élevée, plus le sol est compressible [14].

$$\mathbf{Cc = 0,007 \times (LL - 7)} \boldsymbol{Cc = 0,007 \times (LL - 7)}$$

II.5.1.10 : Indice de plasticité (PI) vs. Cohésion non drainée (C_u)

La cohésion non drainée (C_u) augmente généralement avec l'indice de plasticité (PI), car un PI plus élevé indique une argile plus active avec des forces interparticulaires plus importantes. Cette relation empirique permet d'estimer C_u à partir de PI [14].

$$Cu = k \times PI \times Cu = k \times PI$$

Avec k coefficient empirique dépendant du type d'argile.

II.5.1.11 : Nombre de coups SPT (N) vs. Indice de plasticité (PI)

Dans les sols fins, le nombre de coups du SPT tend à diminuer avec l'augmentation de l'indice de plasticité, reflétant une plus faible résistance mécanique des sols argileux plastiques. Une corrélation inverse est souvent observée, utile pour estimer la plasticité à partir du SPT [14].

II.5.1.12 : Indice de plasticité (PI) vs. Indice de gonflement (C_g)

L'indice de gonflement C_g est aussi corrélé positivement à Ip, indiquant que les sols plus plastiques ont un potentiel de gonflement plus élevé [16].

II.5.1.13 : Module pressiomètrique E_m vs. Cohésion non drainée (C_u)

Le module pressiomètrique E_m est proportionnel à la cohésion C_u dans les sols fins [16].

II.5.1.14 : Limite plastique (P_L) vs. Cohésion non drainée (C_u)

La limite plastique P_L est liée à la cohésion C_u, car un P_L plus élevé indique des argiles plus cohésives [16].

II.5.1.15 : Contrainte effective de préconsolidation (σ'_c) vs. Module pressiométrique (E_m)

La contrainte effective de préconsolidation σ'_c, déterminée à partir de l'essai œdométrique, représente la contrainte maximale historiquement subie par le sol. Elle caractérise l'état de consolidation et influence la compressibilité du sol. Le module pressiométrique Em, mesuré in situ, quantifie la rigidité du sol sous chargement radial [16].

II.5.1.16 : Poids volumique sec (γd) vs. Résistance au cisaillement non drainée (Su)
Une relation existe entre le poids volumique sec et la résistance au cisaillement non drainée (Su), bien que la corrélation soit faible. Cela reflète l'influence modérée de la compacité sur la résistance des sols fins [16].

II.5.1.17 : Poids volumique humide (γh) vs. Résistance au cisaillement non drainée (Su)
La corrélation entre γh et Cu est faible, indiquant que l'humidité du sol n'est pas un facteur déterminant direct de la résistance non drainée [16].

II.5.2 : corrélations pour les sols à gros grain

II.5.2.1 : California Bearing Ratio (CBR) vs. Densité sèche maximale (MDD)

Le CBR mesure la capacité portante du sol. Il augmente avec la densité sèche maximale (MDD), car les sols plus denses offrent une plus grande résistance à la pénétration [14].

II.5.2.2 : CBR vs. Teneur en eau optimale (Wopt)

Le CBR varie avec la teneur en eau optimale (Wopt). Une humidité modérée améliore le compactage et la résistance, mais un excès d'eau réduit le CBR. La relation est généralement parabolique [15].

II.5.2.3 : CBR vs. Pourcentage de fines (passant au tamis 0,075 mm)

La proportion de fine influence le CBR. Une quantité modérée de fines remplit les vides et améliore la résistance, tandis qu'un excès réduit le drainage et diminue le CBR [15].

II.5.2.4 : Densité apparente vs. Résistance du sol (indice de pénétration au cône)

La densité apparente est positivement corrélée à la résistance du sol ; les sols plus denses résistent mieux à la pénétration [15].

II.5.2.5 : Paramètres granulométriques (D10, D30, D60) vs. Perméabilité

La perméabilité des sables et graviers dépend de la distribution granulométrique. L'équation de Hazen relie la perméabilité au carré de la taille effective D10 [15].

$$\boldsymbol{k = C \times D_{10}^2}$$

Où K est la perméabilité et C une constante empirique.

II.5.2.6 : Densité relative (Dr) vs. Paramètres de résistance au cisaillement (φ', c')

La densité relative (Dr) est corrélée à l'angle de frottement interne (φ') et à la cohésion (c') dans les sables. Les sables plus denses ont des angles de frottement et une résistance plus élevée [15].

II.5.2.7 : Densité sèche vs. Perméabilité

La densité sèche est inversement corrélée à la perméabilité : plus la densité augmente, plus le rapport des vides diminue, réduisant les chemins d'écoulement [14].

II.5.2.8 : Valeur N du SPT vs. Densité relative (Dr)

La valeur N du SPT est utilisée pour estimer la densité relative des sables. Des valeurs N plus élevées indiquent des sols plus denses [14].

$$\boldsymbol{Dr}(\%) = \frac{\boldsymbol{N_{60}}}{\boldsymbol{10}}$$

II.5.2.9 : Résistance à la pointe CPT vs. Résistance du sol

La résistance à la pointe CPT (q_c) est corrélée aux paramètres de résistance du sol, permettant une estimation in situ de la résistance [14].

$$\boldsymbol{su = N_k \times q_c - \sigma_{v0}}$$

Où σ_{vo} est la contrainte verticale effective et N_k un facteur empirique du cône.

II.5.2.10 : La valeur N du Standard Pénétration Test (SPT) et le module d'élasticité (E)

Plusieurs relations empiriques ont été proposées pour estimer le module d'élasticité (E) des sols sableux à partir de la valeur N du SPT. Mitchell et Gardner (1975) ont résumé un grand nombre de ces corrélations, mais il est important de noter que les données présentent une dispersion significative, car la valeur N dépend de plusieurs facteurs qui ne sont pas toujours clairement identifiés dans les études originales [14].

Corrélations les plus couramment citées :

A : Webb (1969) a proposé, pour les sables et sables argileux :

$$E = 5 \times N + 15$$

B : Ferrent (1963) a introduit une relation prenant en compte le coefficient de Poisson (ν) :

$$E = 479 \times N + 15$$

C : Begemann (1974) a proposé différentes corrélations selon la valeur de N, pour des limons avec sable à graviers avec sable :

Pour N>15 :

$$E = 40 + C \times N$$

II.5.2.11 : Nombre de coups SPT (N) vs. Angle de frottement interne (φ)

L'angle de frottement interne (φ) des sols à gros grains est souvent estimé à partir du nombre de coups SPT, la résistance augmentant avec N. Cette corrélation est essentielle pour la conception des fondations et des remblais [15].

$$\boldsymbol{\varphi = e + f \times \log(N)}$$

Avec *e* et *f* coefficients empiriques.

II.5.2.12 : Résistance au pénétrateur DPT (R_p) vs. Nombre de coups SPT (N)

La résistance mesurée par un pénétromètre dynamique (R_p) est corrélée au nombre de coups SPT, permettant des conversions entre méthodes [16].

II.5.2.13 : Résistance au pénétrateur DPT (R_p) vs. Module pressiomètrique E_m

Le module pressiomètrique E_m peut être estimé à partir de la résistance au pénétrateur R_p [16].

II.5.2.14 : Résistance au pénétrateur DPT (R_p) et Limite plastique (P_L)

Dans les sols faiblement plastiques, une corrélation existe entre R_p et P_L [16].

II.5.2.15 : Contrainte verticale effective (σv') vs. Module pressiomètrique E_m

La contrainte verticale effective $\sigma v'$ (due au poids des sols superposés) influence directement le pressiomètrique $\boldsymbol{E_m}$ du sol. En général, $\boldsymbol{E_m}$ augmente avec $\boldsymbol{\sigma v'}$, car un sol soumis à une contrainte plus élevée est plus compact et rigide [16].

II.5.2.16 : Poids volumique sec (γ_d) vs. Nombre de coups SPT (N)

Le poids volumique sec (γ_d) est corrélé au nombre de coups SPT (N), ce qui permet d'estimer la compacité relative du sol à partir d'un essai in situ simple. Une corrélation moyenne a été observée, indiquant que les sols plus denses présentent généralement un nombre de coups SPT plus élevé [16].

II.5.2.17 : Poids volumique humide (γ_h) vs. Nombre de coups SPT (N)

Le poids volumique humide (γ_h) montre une corrélation moyenne avec le nombre de coups SPT, confirmant que l'augmentation de la densité totale du sol s'accompagne généralement d'une résistance accrue à la pénétration [16].

Conclusion

La maitrise des caractéristiques et du comportement des sols est essentielle pour construire des ouvrages de génie civil sûrs et durables. La classification des sols en fonction de leurs caractéristiques mécaniques (granulométrie, plasticité) et de leur composition minéralogique permet de caractériser les différents types de sols et de déterminer leur comportement à l'essai. Les multiples relations empiriques synthétisées dans ce chapitre fournissent des solutions rapides pour évaluer certaines propriétés géotechniques et hydrauliques des sols, aidant ainsi le génie civil à la conception et à la réalisation d'ouvrages. Il conviendra néanmoins de se rappeler que de telles relations ne sont que des approximations qu'il faudra toujours utiliser avec prudence et en tenant compte des spécificités locales ainsi des essais in situ et en laboratoire. Rigueur et bon sens permettant d'affirmer que dans tous les cas c'est une approche rationnelle qui s'impose pour définir les caractéristiques des sols et concevoir les ouvrages géotechniques qui les intègrent en toute sécurité et avec des performances garanties.

Chapitre III :
Présentation de l'assiette du Bellara.

III.1 Introduction

Dans le cadre de l'étude géotechnique du complexe sidérurgique de Bellara, situé à El Milia dans la wilaya de Jijel, la société **BGECE** a réalisé une campagne d'investigation géotechnique, conformément aux termes du contrat d'étude établi entre l'AQS et BGECE.

Le présent rapport comporte en première partie la reconnaissance globale du site et en deuxième partie les résultats de l'investigation géotechnique, in-situ et au laboratoire de la zone A.

La reconnaissance globale du site a porté sur les points suivants.

- Géologie régionale est locale avec des donnés stratigraphiques, tectoniques et sismiques
- Géomorphologie du site
- Hydrogéologie avec un aperçue climatique

III.2 Situation du site

Le site objet de la présente étude est situé dans la commune d'El Milia, à l'Est de la ville de Jijel, le long de la route nationale 43, au niveau de la zone industrielle de Bellara, il se trouve dans la vallée de oued Kebir.

La zone d'étude se présente sous forme d'une cuvette entourée par des montagnes de plus de 400 mètres de hauteur avec un taux d'urbanisation assez important (El Milia-Tarzouz) ; Son climat est de type méditerranéen généralement tempéré mais présentant quelques contrastes, le site est sujet à des brouillards importants, la zone est exposée aux vents [17].



Figure III.1 : carte situation géographique de El milia

III.3 Caractéristiques & morphologie du site

La visite de site nous a permis de constater que le terrain objet de l'étude est dans sa majorité inoccupé, seuls quelques îlots de pieux sont visibles et relevés sur le levé topographique.

Des tranchées drainantes traversent le site suivant une orientation Est Ouest et Nord Sud ; seules les tranchées au niveau des ouvrages busées (passages) ont fait l'objet du bétonnage de leurs parois.

Du point de vu topographique, le site est relativement plat, présentant une 1egere dénivelé vers l'Est [17].

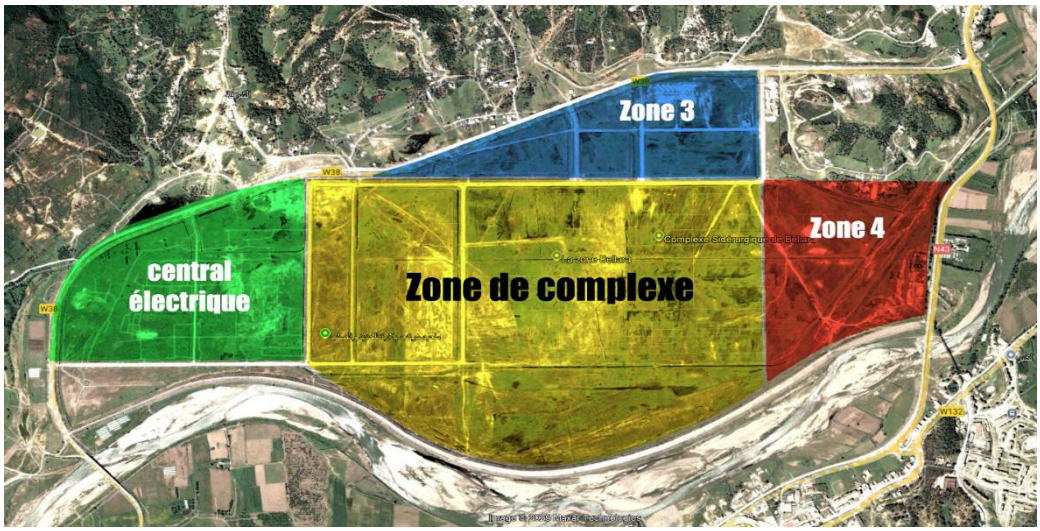


Figure III.2 : Zonage du Site Ballara

III.4 : Sismicité

Le complexe industriel de Bellara, implanté dans la commune d'El Milia (wilaya de Jijel), est localisé dans une zone à sismicité modérée à forte du nord-est algérien, classée en zone IIb à III selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA99 – version 2003). Cette activité sismique est intimement liée au cadre géodynamique régional, caractérisé par la convergence active entre la plaque africaine et la plaque eurasienne. Cette convergence génère un régime tectonique compressif responsable d'une déformation crustale significative.

Le contexte tectonique local se traduit par la présence de structures compressives et transpressives telles que des failles inverses actives, des plis d'axe variable et des zones de cisaillement associées au système orogénique Tell-Rif et à la marge active est-algérienne. Ces structures, issues de l'évolution tectonostratigraphique complexe de la région, témoignent de plusieurs phases majeures : un épisode de rifting et d'ouverture océanique durant l'Oligocène supérieur – Miocène inférieur ; une collision tectonique entre les blocs AlKaPeCa (Alboran, Kabylie, Peloritain, Calabre) et la plaque africaine vers 17 Ma ; enfin, une inversion tectonique accompagnée d'un régime compressif quaternaire toujours actif à l'heure actuelle.

Le relief escarpé autour d'El Milia, culminant localement à 1200 m d'altitude, résulte directement de cette activité tectonique, qui engendre des déformations structurales complexes telles que des blocs basculés, plis serrés et réseaux de failles imbriqués. Ces hétérogénéités géologiques influencent notablement la propagation, l'amplification et la résonance des ondes sismiques, rendant impérative la réalisation d'un microzonage sismique précis.

Dans ce cadre, et compte tenu de l'importance stratégique et économique du projet, une étude de microzonage sismique a été conduite par le Centre Algérien de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS). Cette étude a permis la définition d'un spectre de réponse sismique spécifique au site, intégrant une accélération maximale du sol (PGA) de 5,8 m/s² pour une période de retour de 500 ans. L'analyse dynamique des structures principales du complexe a mis en évidence une période fondamentale de vibration en mode de translation estimée à 2,9 secondes, et une première période en torsion avoisinant 1,0 seconde.

Ces paramètres dynamiques, combinés aux contraintes tectoniques régionales, ont servi de base à une conception parasismique optimisée, garantissant à la fois la robustesse, la résilience et la pérennité des installations face aux aléas sismiques caractéristiques de cette zone géo-dynamiquement active [17].

III.5 : Géologie

D'après la carte géologique d'El Milia au 1/50 000 de la région d'étude est dominée par des dépôts sédimentaires récents, on y trouve le long de l'oued El Kebir ,des Alluvions actuelles (A), bordées en rive droite et gauche par des alluvions récentes (a^2) et par des alluvions marécageuses (a^3) déposées sous forme de langue se déversant sur un méandre de l'oued El Kebir situé à l'Ouest de la ville d'E1 Milia ; A l'Est du site , la ville d'E1 Milia occupe un relief surélevé à base de granite tertiaire dit d'El Milia ; des alluvions anciennes (q') marquent la transition vers des argiles et grés de l'Eocène supérieur (e'^3) situées au Sud de la ville d'E1 Milia en rive droite de l'oued .

Au Sud des argiles et grés de l'Eocène supérieur affleurent des schistes et phyllades (X) se prolongeant par des Calcaires cristallins sur la route de Mila vers le Sud.

Au Sud-Ouest du site affleure une épaisse nappe d'éboulis de grés et brèches consolidés (b) [17].

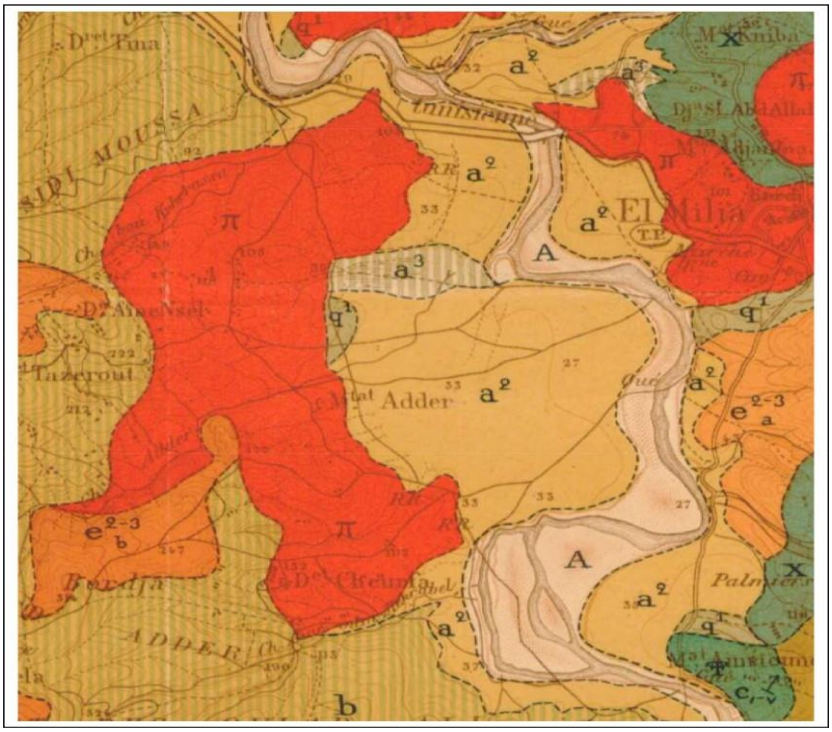


Figure III.3 : Carte Géologique de la Région d'El Milia – Complexe de Bellara

III.6 Programme de l'investigation du site

Le programme de la campagne de reconnaissance géotechnique a porté sur l'exécution de

- Trente-trois (33) sondages carottés de 20 à 30 mètres de profondeur chacun et équipés de tubes piézométriques, dont 15 sondages de 20 mètres de profondeurs, et 10 plus de central électrique notés :

BH 1 à 6, BH 9, BH10, BH13, BH 16 BH 17, BH 23, BH 24, BH30 & BH 37 et 18 sondages de 30 mètres de profondeur notés :

BH 7, BH 8, BH11, BH12, BH 14 BH 15, BH 18 a 22, BH 25 a 29, BH31 & BH 32.

- Exécution de 166 essais SPT dans les sondages carottés
- 89 essais au pénétromètre dynamique avec 23 pour central électrique notés :

Dpt 1 à Dpt 32, Dpt 34, Dpt 36 à Dpt 40, Dpt 42 à Dpt 59, Dpt 61 à Dpt 71, Dpt 73 à Dpt 77, Dpt 81 à Dpt 94 & Dpt 96 à Dpt 98.

- 30 puits à la pelle mécanique notés : PU 1 a PU 30
- 31 sondages pressiométriques avec essais pressiométriques dans le central électrique notes :

PM 1-2 à PM 31-2

III.7 Reconnaissance d'investigation géotechnique sur site

III.7.1 Résultats Les essais In-situ

a) Essais de pénétration dynamique

Les résultats des essais au pénétromètre dynamique réalisés à l'échelle du site ont montré un sol très hétérogène, bien que des refus soient enregistrés de 1,00 m à 18,40 m de profondeur.

Les profils en dents de scie suggèrent une alternance de couches sableuse à caillouteuse parfois avec des arrangements plus denses. Il convient de noter que certains refus superficiels pourraient s'expliquer par la présence de blocs provenant de dépôts de remblai [17].

b) Sondage carotté

Dans cette zone, trente-trois (33) sondages carottés ont été réalisés à des profondeurs variant de 20 à 30 m, équipés de tubes piézométriques et complétés par 166 essais SPT dans les niveaux sableux [17].

Les principales formations rencontrées sont les suivantes :

- Recouvrement superficiel : composé d'un remblai en arène granitique, matériau sableux légèrement limoneux.
- Sous-sol naturel :
    - Présence de deux types de formations :
    - Une alternance d'argiles molles et compactes.

- Des couches alluvionnaires constituées de sables, graviers, galets, parfois intercalées sous les argiles.

➢ Répartition lithologique :

- 11 sondages (BH1, BH4, BH6, BH9, BH10, BH13, BH22, BH23, BH25, BH26, BH32) montrent un sol totalement argileux.
- Les autres présentent une composition alluvionnaire ou mixte, avec une hétérogénéité verticale et latérale marquée.

➢ Origine de l'hétérogénéité : liée aux anciens aménagements, notamment la modification du cours de l'oued El Kebir et le remblaiement du site avec des matériaux prélevés localement.

➢ Conséquences géotechniques :

- Grande variabilité des propriétés mécaniques (en laboratoire et sur site).
- Situation hydrogéologique irrégulière, avec des poches d'eau au lieu d'une nappe homogène.
- Saturation rapide en surface, rendant le site non carrossable en période de pluie, avec des zones temporairement marécageuses.



Figure III.4 : Des sondages carotté

c) Niveau d'eau

Les relevés réalisés sur 18 sondages équipés de piézomètres indiquent un niveau d'eau compris entre -1.10 m (BH23) et -4.25 m (BH30), avec certains sondages totalement secs. Dans les zones argileuses, ces niveaux correspondent probablement à des poches d'eau piégées en raison de l'hétérogénéité du sol.

Le site, anciennement une plaine alluviale en contact avec l'Oued El Kebir, présentait plusieurs zones potentiellement inondables. Les travaux de remblaiement et la réalisation de la digue de protection ont modifié le régime hydrologique naturel, ce qui explique les niveaux piézométriques mesurés et la variation lithologique observée.

Le sondage BH30 met en évidence une formation alluvionnaire correspondant à l'ancien lit de l'Oued Adder, aujourd'hui comblé [17].

Tableau III.1 : niveaux piézométriques mesurés

Sondage	Profondeur	Niveau mesuré (m)	sondage	profondeur	Niveau mesuré (m)
BH 1	20	SEC	BH17	30	-4.15
BH 02	20	—4.00	BH 20	30	-1.15
BH 6	20	—2.80	BH 21	30	-2.35
BH 08	30	—3.90	BH 22	30	-2.65
BH 10	20	—3.80	BH 23	22	-1.10
BH 11	30	—4.10	BH 24	20	-1.50
BH 12	30	—4.25	BH 27	30	-3.70
BH14	30	—2.80	BH 30	20	-1.55
BH 15	30	—3.25	BH 32	30	-2.00

d) Essais SPT

Les valeurs brutes obtenues N1, N2 et N3 de l'essai SPT réalisé et dont, seules les valeurs N2 et N3 seront prises en considération, car la valeur N1 correspond à la partie remaniée du sol et donc à éliminer, ainsi la valeur de N que nous prendrons en considération sera :

N = N2 + N3

$$N = N2 + N3$$

Le nombre N est appelé **'résistance à la pénétration'**.

Les résultats des essais SPT réalisé au niveau du minaret sont consignés sur le graphe donné ci-dessous :

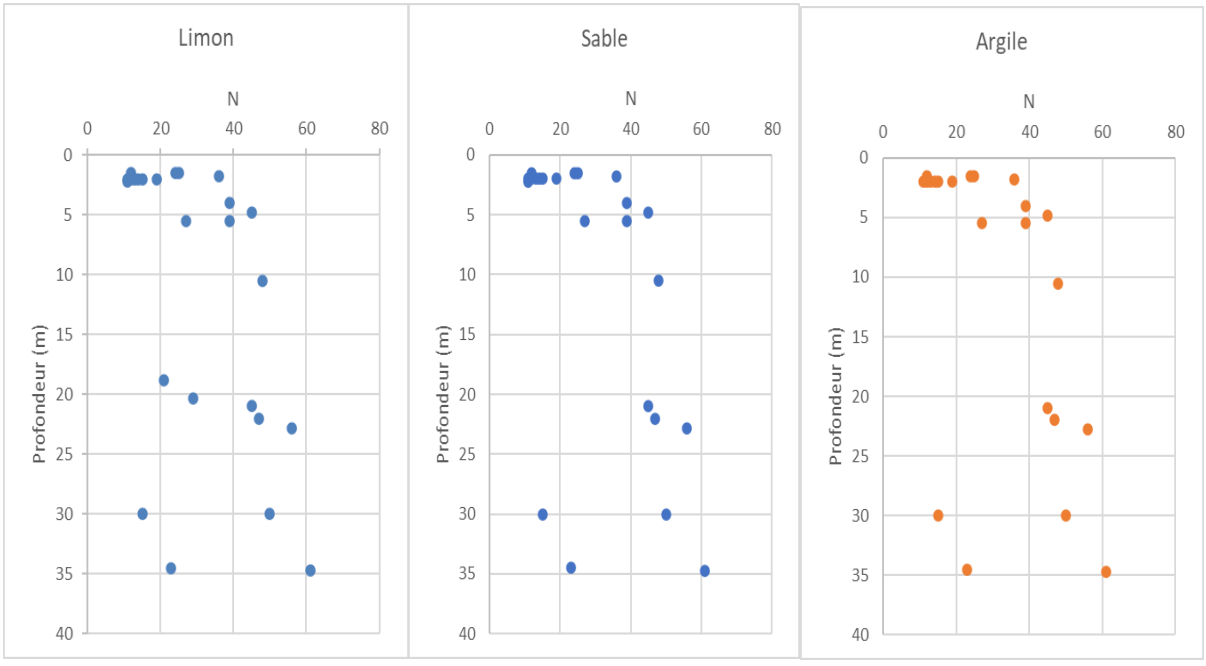


Figure III.5 : Résultats des essais SPT sur site.

e) Essais pressiométriques

Les résultats bruts obtenus lors des essais pressiométriques réalisés in situ au niveau du site de la Centrale Électrique de Bellara sont exprimés sous forme de courbes pression-déformation permettant de déterminer les paramètres mécaniques caractéristiques du sol, à savoir : la pression limite P_L, la pression de fluage P_f, ainsi que le module pressiométrique E_m. Ces paramètres traduisent respectivement la résistance ultime du sol à l'expansion, le seuil de déformation plastique, et la raideur à faible déformation [17].

L'analyse porte exclusivement sur les portions des courbes présentant un comportement stable, en éliminant les anomalies liées au placement initial de la sonde ou aux perturbations locales. Les résultats des essais pressiométriques effectués dans le cadre de l'étude géotechnique du site sont présentés dans les graphiques ci-après :

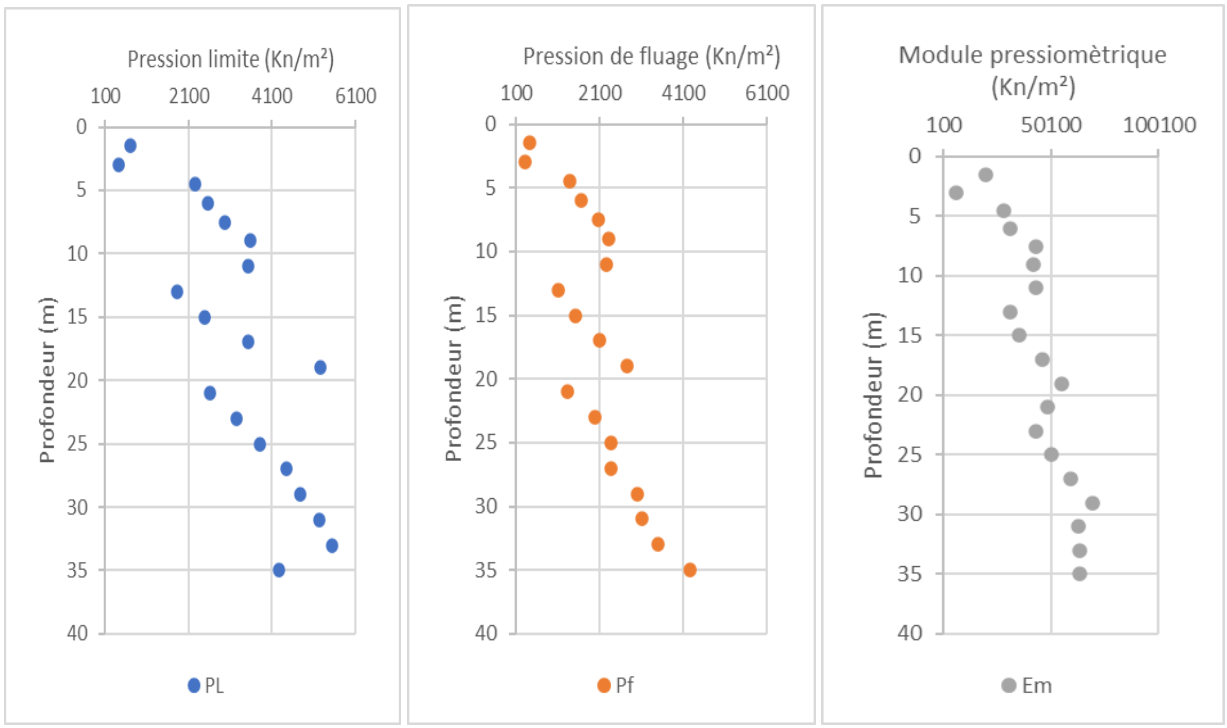


Figure III.6 : Résultats des essais pressiométriques sur site (PM 1-2).

III.7.2 Résultats des essais de laboratoire

Les essais réalisés au laboratoire sur les échantillons paraffinés ont porté essentiellement sur :

- Essais physiques identifications.
- Essais mécaniques.

III.7.2.1 Essais physiques identifications

a) La teneur en eau

L'essai de teneur en eau a été réalisé afin de déterminer la quantité d'eau présente dans les échantillons prélevés. Cette donnée est essentielle pour l'identification du sol et l'évaluation de son comportement mécanique [17]. Les résultats obtenus sont présentés ci-après :

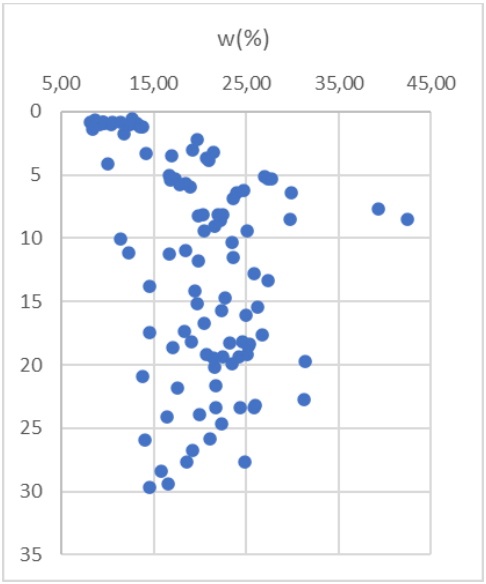


Figure III.7 : Teneur en eau en fonction de la profondeur.

b) La masse volumique

L'essai de masse volumique a été effectué dans le but de déterminer la densité apparente des sols en place. Ce paramètre est fondamental pour l'évaluation des contraintes dans le sol et entre en jeu dans de nombreux calculs géotechniques [17]. Les résultats obtenus sont présentés ci-après.

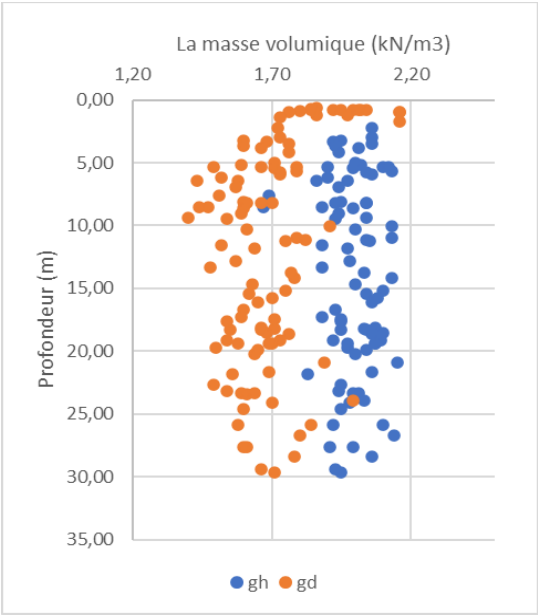


Figure III.8 : La masse volumique sèche et humide en fonction de la profondeur.

c) Limites d'Atterberg

Les essais de limites d'Atterberg ont été réalisés afin de déterminer les limites de liquidité et de plasticité des sols fins, permettant de caractériser leur consistance et leur plasticité. Ces paramètres sont essentiels pour la classification des sols selon leur comportement hydromécanique [17]. Les résultats sont présentés ci-après.

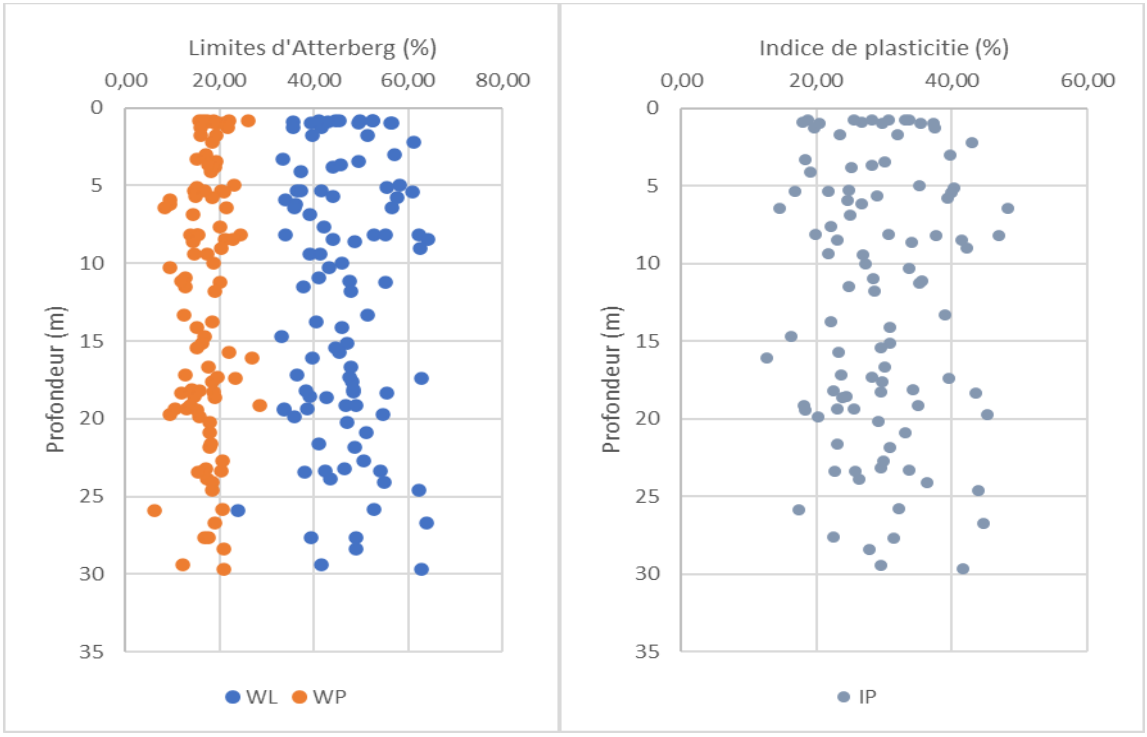


Figure III.9 : Limites d'Atterberg en fonction de la profondeur.

III.7.2.2 : Résultats des essais mécaniques

a) Cisaillement UU

L'essai de cisaillement non consolidé non drainé (UU) a été réalisé sur des échantillons remaniés afin de déterminer les paramètres de résistance au cisaillement à court terme, notamment la cohésion non drainée et l'angle de frottement non drainé. Ces valeurs sont utilisées dans les analyses de stabilité en conditions rapides (non drainées) [17]. Les résultats obtenus sont présentés ci-après.

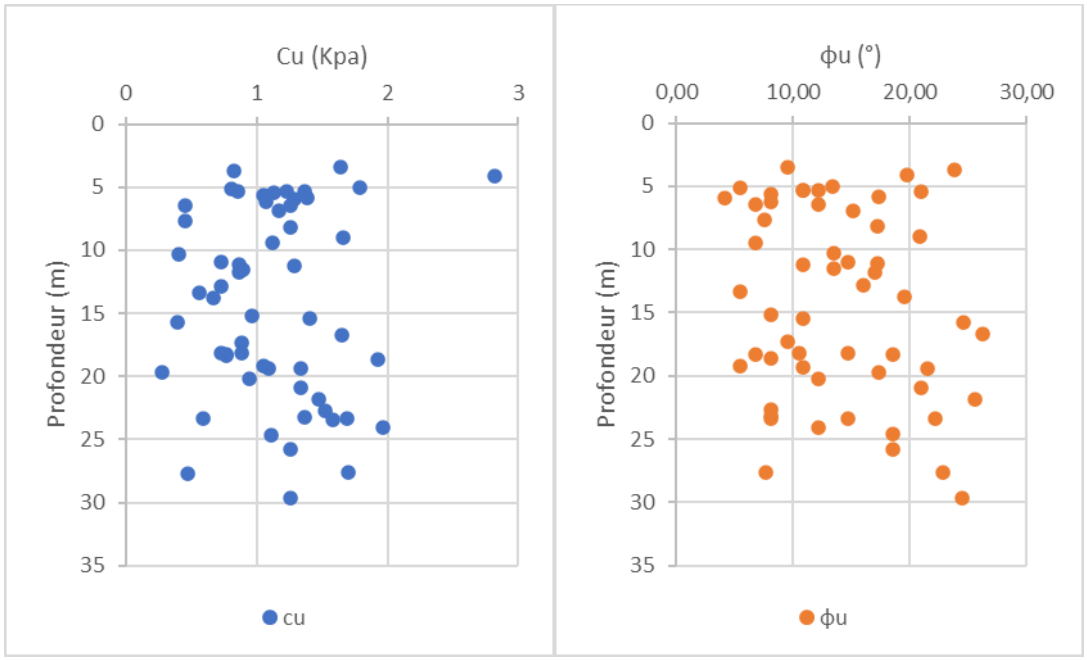


Figure III.10 : propriétés mécaniques de cisaillement du sol.

b) Essais de compressibilité à l'odomètre

Les essais de compressibilité à l'odomètre ont été réalisés afin de déterminer le comportement de consolidation des sols sous des charges verticales. Ces essais permettent d'évaluer des paramètres fondamentaux tels que le module de compressibilité, l'indice de compression, et le coefficient de consolidation [17]. Les résultats obtenus sont présentés ci-après.

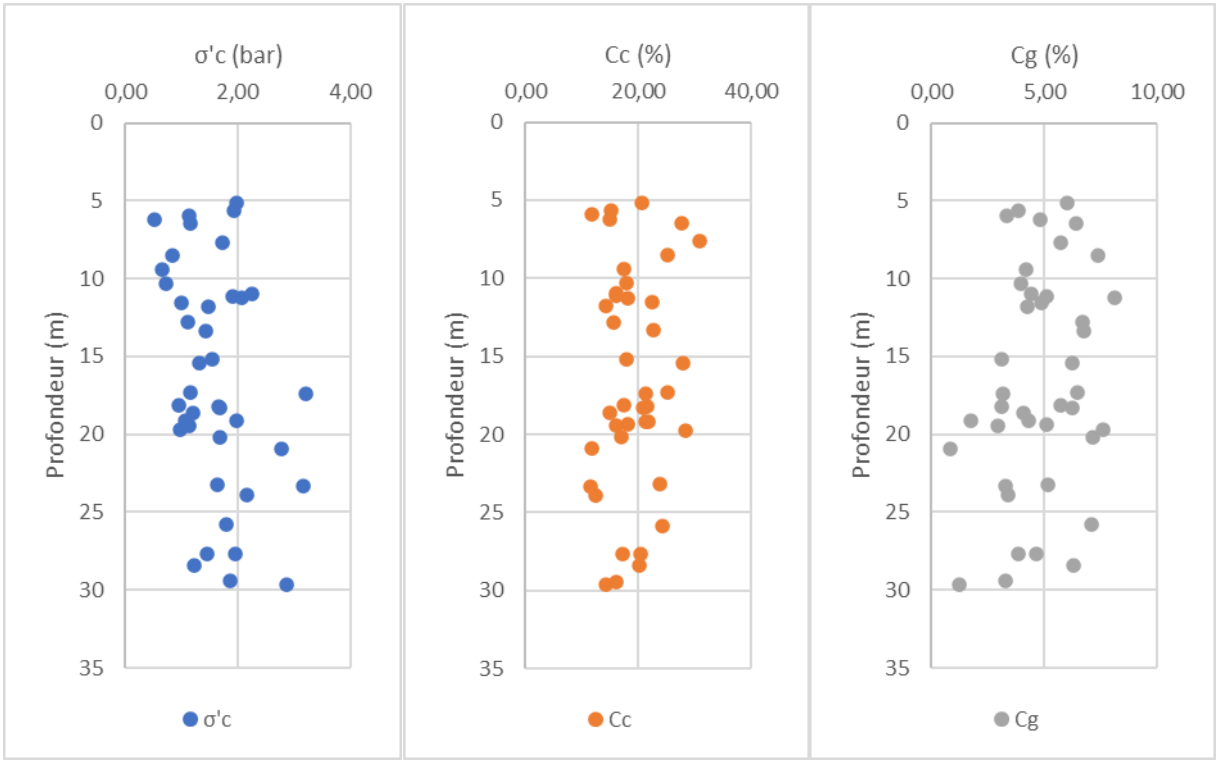


Figure III.11 : Propriétés mécaniques du sol mesurées par l'œdomètre.

Conclusion

Les études géotechniques réalisées sur le site de Bellara à El Milia ont permis de caractériser les propriétés physiques, mécaniques et hydrogéologiques des sols. En effet, la forte hétérogénéité lithologique, avec des formations argileuses, alluvionnaires et de remblais successifs, actuelle encore plus de grande différence en termes mécaniques et des régimes hydriques diversifiés ayant une certaine dépendance hiérarchique et temporelle avec la géomorphologie du site, ainsi que les aménagements antérieurs, confirme la nécessité des investigations géotechniques, et les essais in situ (cône SPT, pénétromètre dynamique), ainsi que les mesures piézométriques, les données acquises valorisées constituent une base solide pour modéliser le comportement des fondations du complexe industriel, compte tenu des spécificités sismiques et hydrogéologiques du secteur pour garantir la stabilité et la pérennité des ouvrages projetés.

Chapitre IV :

Corrélations sur les sols de la région de Bellara.

IV.1 Introduction

L'approche sur le comportement géotechnique des sols a fait l'objet de plusieurs études visant à établir des corrélations entre les essais in situ et les paramètres découlant. Afin de garantir la validité des résultats au cours de cette étude, plusieurs modèles et recherches ont été élaborés et ont permis d'approfondir certains aspects relatifs aux études liés aux propriétés physico-mécaniques du sol.

Les analyses de régression et le traitement de données ont été réalisés à l'aide de Python, simplifiant ainsi les calculs et l'interprétation des résultats. Avant de donner les conclusions issues de notre travail, il est essentiel de définir le cadre d'application des corrélations employés, en considérant la composition géologique comme le type de sol, ses caractéristiques physico-mécaniques, aussi bien que, ou encore les conditions de chargement, les degrés de consolidation, la capacité portante, et le taux de saturation.

IV.2 Introduction sur Python

Le langage de programmation Python est puissant, lisible et orienté objet. Il est par ailleurs très utilisé dans de nombreux milieux scientifiques et techniques. Il se distingue en effet par une syntaxe qui facilite la lecture et l'écriture du code source, ce qui le rend accessible aux novices et aux programmeurs d'expérience. C'est aussi un langage bénéficiant de tout un écosystème de bibliothèques et d'outils de calcul scientifique, d'analyse de données et de visualisation graphique. En effet, son mode interactif permet de tester aisément et rapidement des fragments de code, et Python est un langage multi-plateforme puisqu'il fonctionne sous Windows, Mac OS, Linux, mais aussi sur des systèmes mobiles. Il apparaît donc tout à fait adapté pour le prototypage rapide, l'automatisation de tâches répétitives, ainsi que le développement de solutions complexes dans des domaines aussi diversifiés que celui de l'ingénierie géotechnique [18].

IV.3 Python en géotechnique

En géotechnique, Python est de plus en plus utilisé pour automatiser certains calculs, modélisations numériques et/ou traitements des résultats. Des logiciels de pointe en modélisation par éléments finis, comme PLAXIS ou RS2, proposent souvent en interface Python, des possibilités de programmation en scripts pour automatiser la saisie des paramètres, lancer des analyses en masse, et récupérer efficacement les résultats… Cette automatisation de l'utilisation d'un logiciel de calcul de structure permet de libérer l'ingénieur des innombrables tâches répétitives et fastidieuses, et de limiter les erreurs humaines.

Les bibliothèques Python comme NumPy et Matplotlib permettent aussi de faire du traitement numérique (calcul de moyenne, de variance...) ou de la visualisation graphique des données (graphiques, courbes, histogrammes…) qui peuvent être en lien avec la géotechnique, ce qui permet parfois de mieux comprendre certains phénomènes complexes et donc de proposer des ouvrages d'art mieux conçus (tunnels, barrages, chaussées, etc.) [19].

IV.4 Fonctions non linéaires pour les corrélations en géotechnique

En géotechnique, la nature des relations entre des paramètres différents du sol n'est pas toujours linéaire et fait appel, en conséquence, à des fonctions de corrélation non linéaires qui permettent de les caractériser plus exactement, ces fonctions ayant pour intérêt et avantage d'évaluer la force

et la direction des relations monotones entre des variables mêmes non strictement linéaires. Les coefficients de corrélation de rang sont, à cet égard, une méthode couramment utilisée dans les cas de données non paramétriques ou aux distributions non normales [20].

IV.4.1 Fonctions de corrélation non linéaires

- **Corrélation de Spearman :** évalue la force et la direction d'une relation monotone entre deux variables, en travaillant sur des rangs (et non des valeurs), elle est robuste par rapport à des valeurs aberrantes et n'implique pas de linéarité de la relation.
- **Corrélation de Kendall (tau) :** évalue la concordance entre des paires d'observations, elle fournit une mesure non paramétrique de l'association entre deux variables, préconisée pour des échantillons de petite taille ou qui contiennent de nombreuses valeurs ex aequo.

Tous ces coefficients présentent un grand intérêt en géotechnique pour l'analyse des données expérimentales, afin de mieux comprendre la nature des relations entre les différents paramètres (comme la porosité et la résistance au cisaillement) qui peuvent s'avérer complexes ou non linéaires [20].

IV.5 Classifications des sols étudiés

Afin de mieux cerner les paramètres géotechniques étudiés, une corrélation statistique à été analysée, Pour chacun des paramètres physiques et mécaniques.

- **Les paramètres physiques :**

- Le poids volumique sec (γ_d)
- Le poids volumique humide (γ_h)
- Le teneur en eau (W)
- La limite de liquidité (W_l)
- La limite de plasticité (W_p)
- L'indice de plasticité (IP)

- **Et les paramètres mécaniques :**

- La cohésion (C)
- Résistance au cisaillement non drainée (C_u)
- Pression de préconsolidation (σ'c)
- Indice de compression (C_c)
- Indice de gonflement (C_g)
- Nombre de coupe de SPT
- Module pressiométrique (E_m)
- Pression limite (PL)
- Le module de Young (E)
- Resistance de pointe (R)
- L'angle de frottement (φ)

IV.6 Elaborations des équations de corrélations

L'ensemble des paramètres physiques mentionnés précédemment (w ; wl ;Ip ; γ_d ; γ_h **)** ont fait l'objet d'une étude de corrélations avec le paramètres mécaniques (C ; φ ; C_v ; C_c ; C_g ; σ'_c ; E ; P_L ; E_m ; R ; N ; Cu).

Les corrélations entre les paramètres étudiés suivant w ; wl ;Ip , γ_d , γ_h .et , C, φ, Cv, Cc, Cg, σ'_c, E, P_L, E_m, R, N, Cu qui ont permis d'obtenir des mesures que nous avons exploitées , ces mesures ont été triées suivant la même lithologie et nous ont permis d'établir des bases de données talque Y=f(X) à partir desquelles nous avons en utilisant la langue de programmations Python, développé des équations de corrélation par progression linéaire de la forme Y=AX+B , et des équations de corrélation par la puissance régressions de la forme Y=AXB avec (A.B. des constantes) , et R^2 est le coefficient de déterminations ,et R le coefficient de corrélations ou nous avons pris en considérations l'équation de corrélation dont le coefficient de corrélation R et le plus élève .

IV.7 les corrélations entre les caractéristiques physiques et caractéristiques mécaniques

a) les corrélations entre le poids volumique sec et le N de SPT

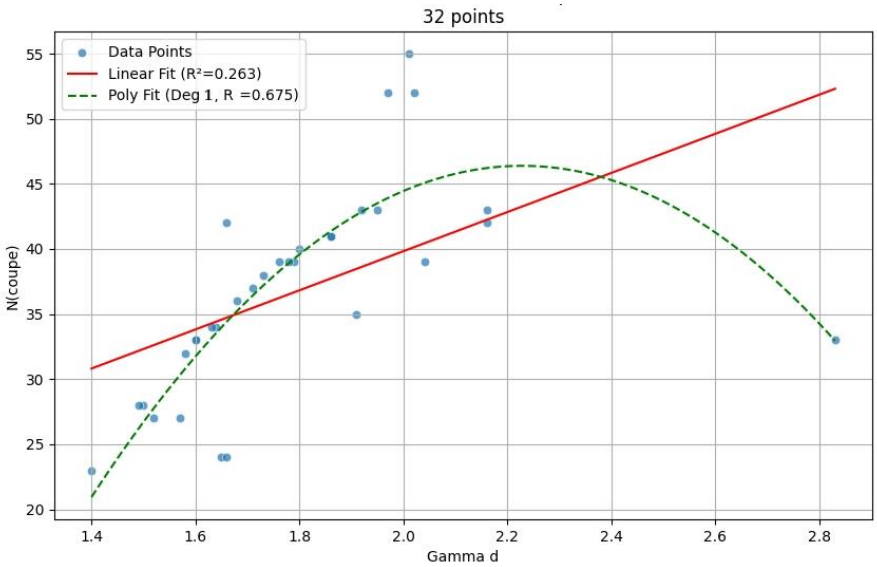


Figure IV.1 : corrélations γ_d et N

L'équation obtenue est **(y = -137.7926 +165.3152*x -37.0962*x^2)** avec un coefficient de corrélations **R= 0.675** la corrélation entre les deux paramètres est moyenne 0.50 <R<0.70

b) les corrélations entre le poids volumique sec et la résistance au cisaillement non drainée

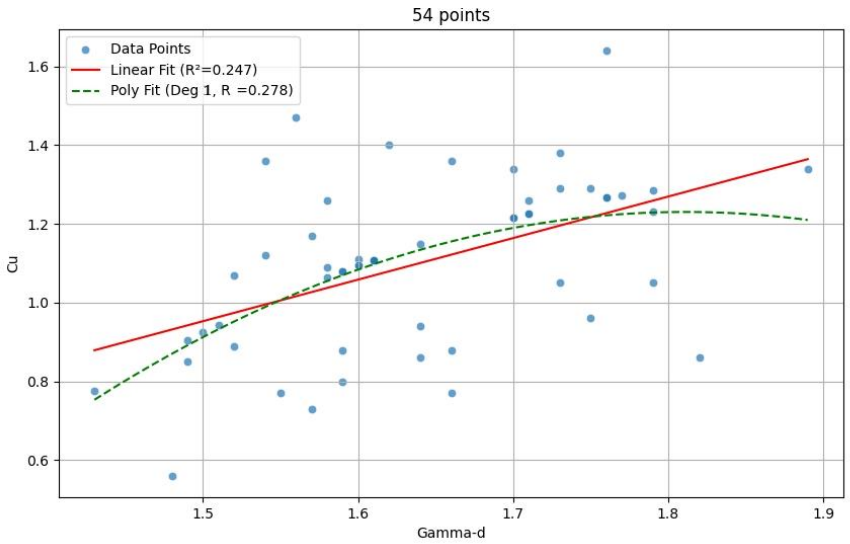


Figure IV.2 : corrélations γ_d et Cu

L'équation obtenue est **(y = -9.5311 +11.8828*x -3.2803*x^2)** avec un coefficient de corrélations **R= 0.278** la corrélation entre les deux paramètres est faible 0.20 <R<0.30

c) les corrélations entre le poids volumique humide et le N de SPT

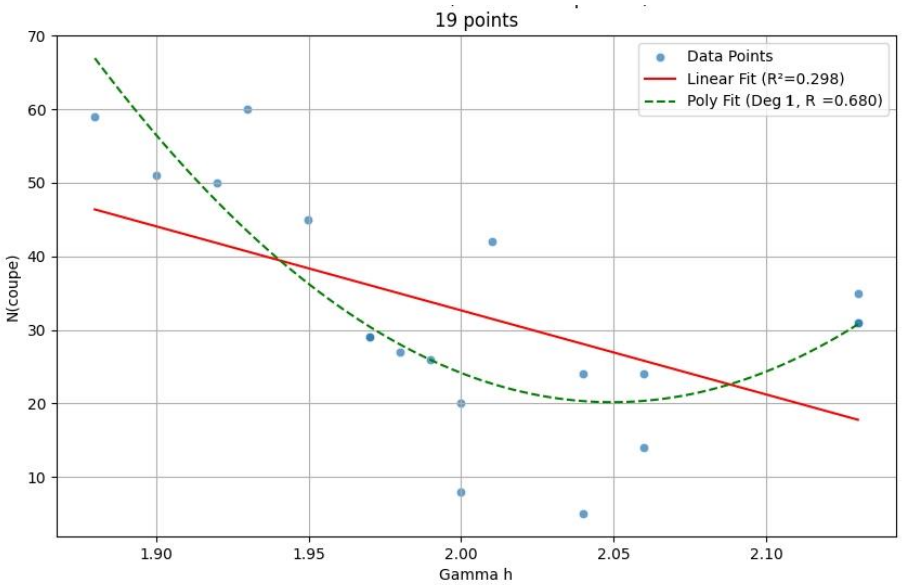


Figure IV.3 : corrélations γ_h et N

L'équation obtenue est **(y = 6869.0764 -6683.8162*x +1630.6740*x²)** avec un coefficient de corrélations **R= 0.68** la corrélation entre les deux paramètres est moyenne 0.50 <R<0.70

d) les corrélations entre le poids volumique humide et la résistance au cisaillement non drainée

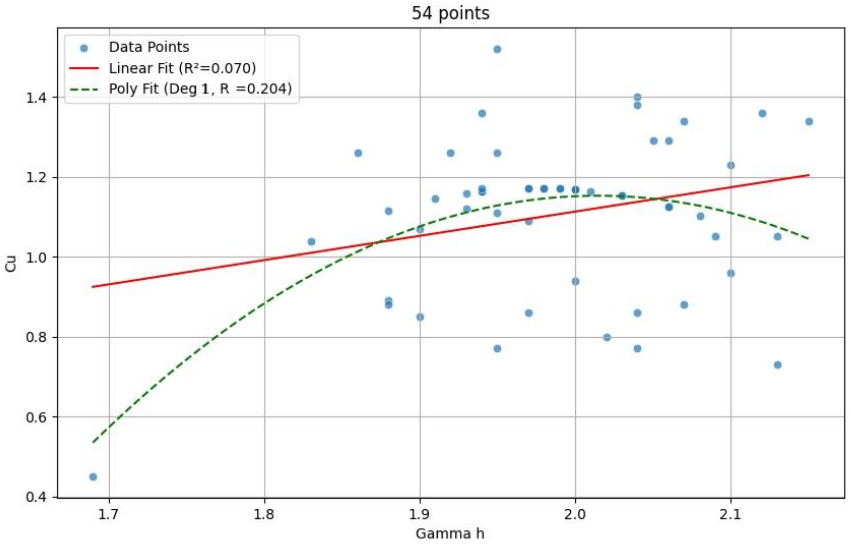


Figure IV.4 : corrélations γ_h et Cu

L'équation obtenue est **(y = -22.6573 +23.6381*x -5.8669*x²)** avec un coefficient de corrélations **R= 0.204** la corrélation entre les deux paramètres est faible 0.20 <R<0.30

e) les corrélations entre l'indice de plasticité et le N de SPT

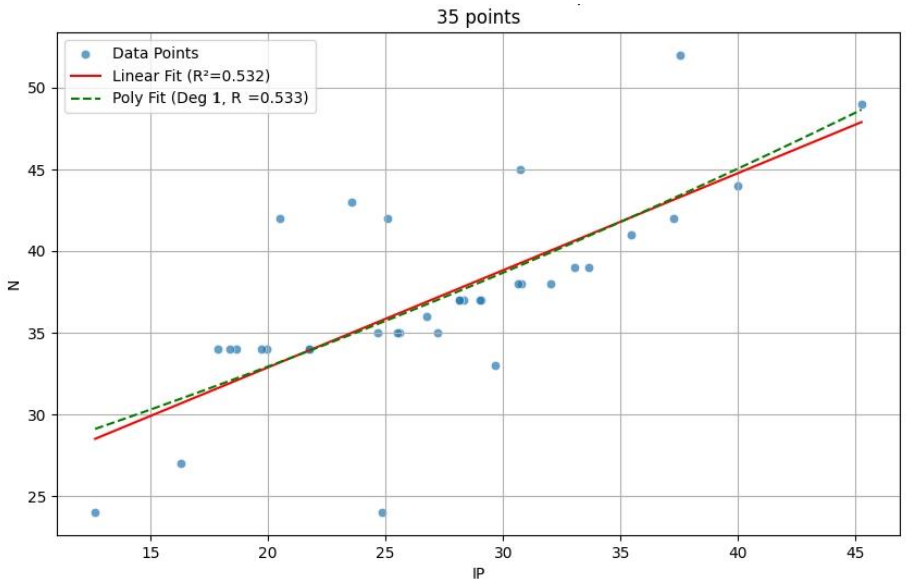


Figure IV.5 : corrélations IP et N

L'équation obtenue est **(y = 23.3340 +0.4163*x +0.0032*x²)** avec un coefficient de corrélations **R= 0.533** la corrélation entre les deux paramètres est faible 0.40 <R<0.60

f) Les corrélations entre l'indice de plasticité et Indice de compression

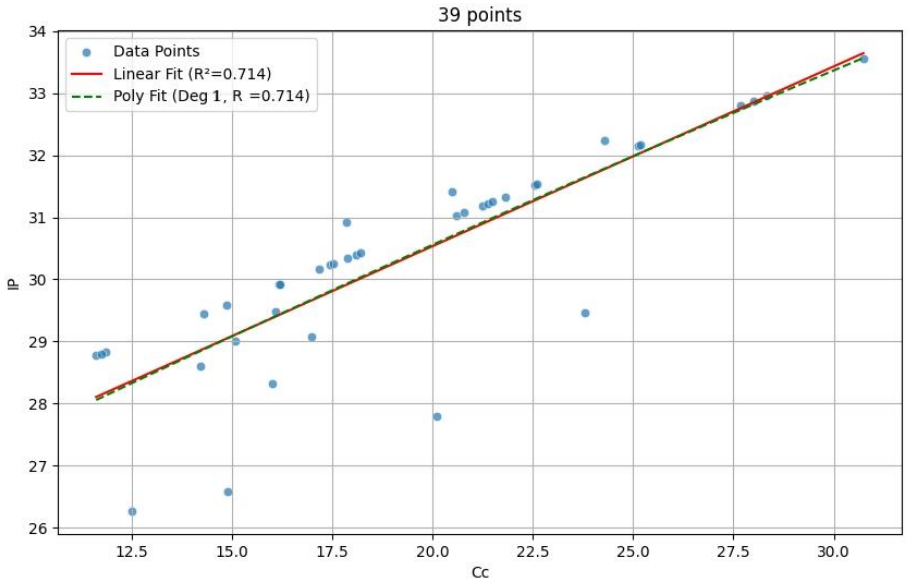


Figure IV.6 : corrélations IP et C_c

L'équation obtenue est **(y = 24.3817 +0.3273*x -0.0009*x²)** avec un coefficient de corrélations **R= 0.714** la corrélation entre les deux paramètres est moyenne 0.60 <R<0.80

g) Les corrélations entre l'indice de plasticité et Indice de gonflement

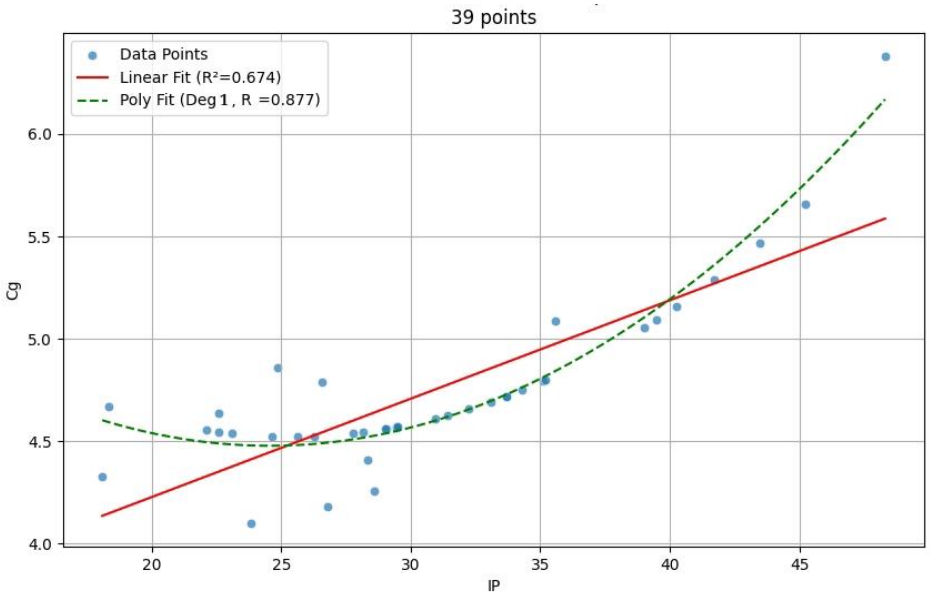


Figure IV.7 : corrélations IP et C_g

L'équation obtenue est **(y = 6.2819 -0.1470*x +0.0030*x²)** avec un coefficient de corrélations **R= 0.877** la corrélation entre les deux paramètres est forte 0.70 <R<0.90

h) les corrélations entre l'indice de plasticité et Résistance au cisaillement non drainée

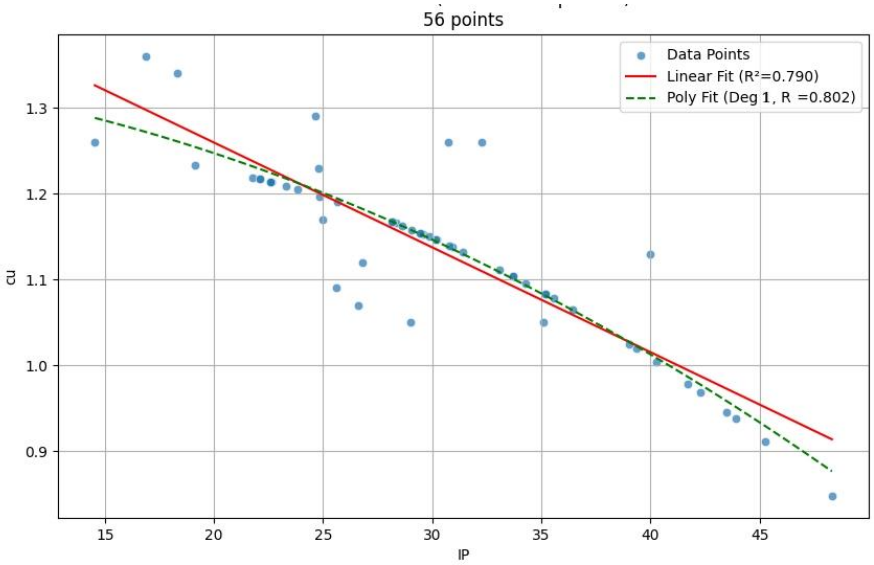


Figure IV.8 : corrélations IP et C_u

L'équation obtenue est **($y = 1.3498 - 0.0018*x - 0.0002*x^2$)** avec un coefficient de corrélations **R= 0.802** la corrélation entre les deux paramètre est forte 0.70 <R<0.90

i) les corrélations entre la teneur en eau et l'angle de frottement

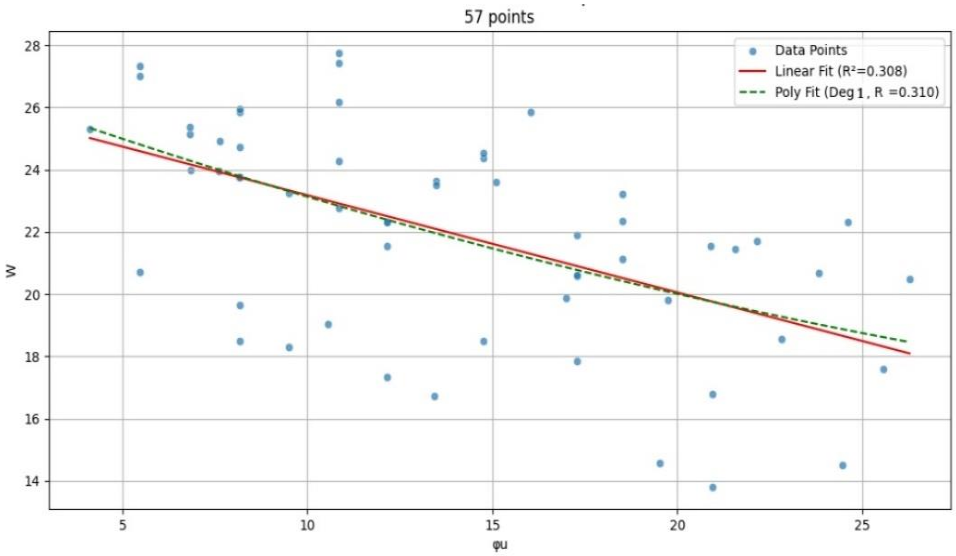


Figure IV.9 : corrélations W et φ

L'équation obtenue est **($y = 27.0479 - 0.4320*x + 0.0040*x^2$)** avec un coefficient de corrélations **R= 0.31** la corrélation entre les deux paramètre est faible 0.20 <R<0.40

j) les corrélations entre résistance de pointe et N de SPT

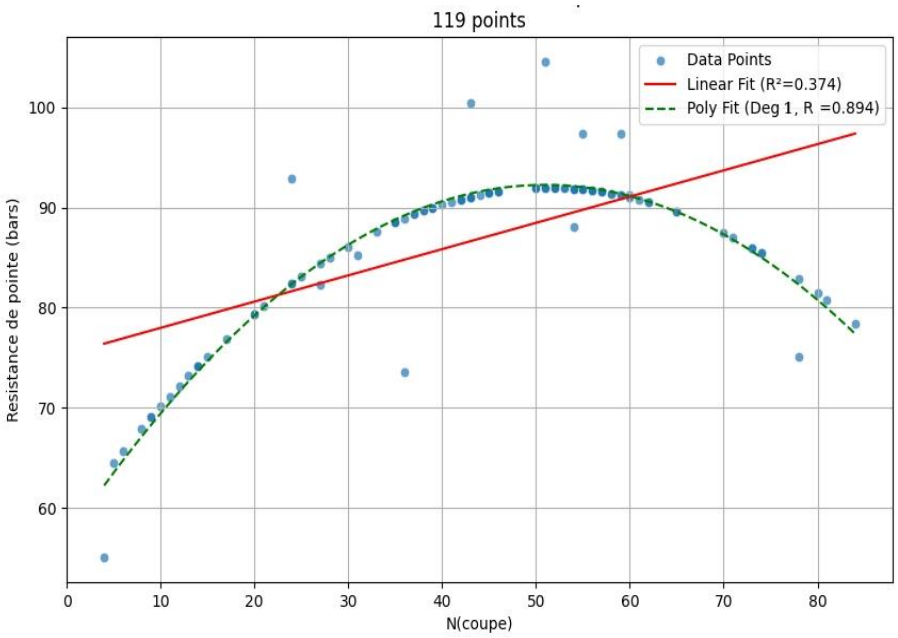


Figure IV.10 : corrélations R et N

L'équation obtenue est **(y = 56.9246 +1.3867*x -0.0136*x²)** avec un coefficient de corrélations **R= 0.894** la corrélation entre les deux paramètres est forte 0.70 <R<0.90

k) les corrélations entre résistance de pointe et Module pressiométrique

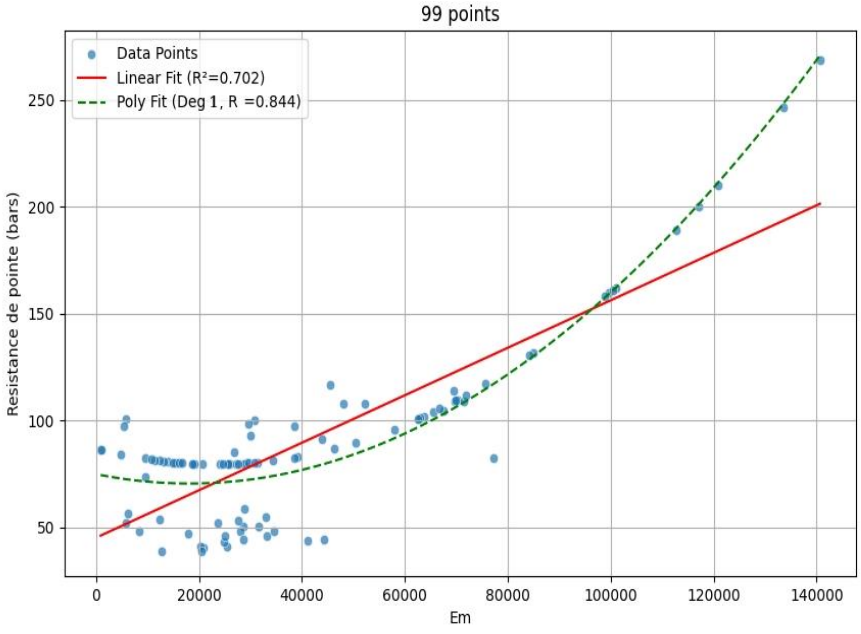


Figure IV.11 : corrélations R et Em

L'équation obtenue est **(y = 74.9258 -0.0005*x +0.0000*x²)** avec un coefficient de corrélations **R= 0.844** la corrélation entre les deux paramètres est forte 0.70 <R<0.90

l) les corrélations entre résistance de pointe et Pression limite

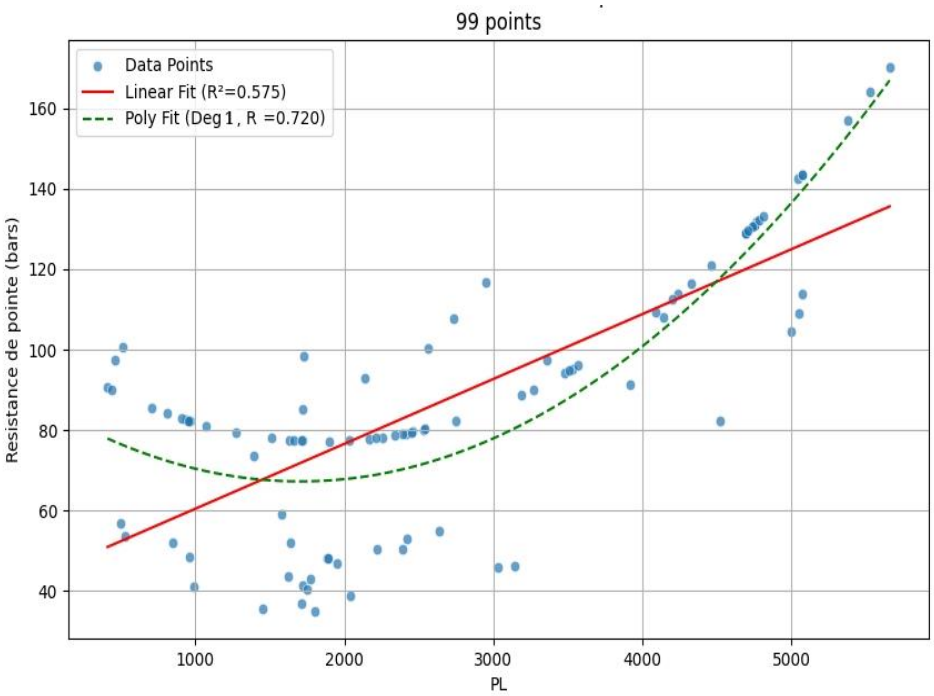


Figure IV.12 : corrélations R et PL

L'équation obtenue est **(y = 85.7456 -0.0217*x +0.0000*x²)** avec un coefficient de corrélations **R= 0.72** la corrélation entre les deux paramètres est forte 0.60 <R<0.80

m) les corrélations entre résistance de pointe et Résistance au cisaillement non drainée

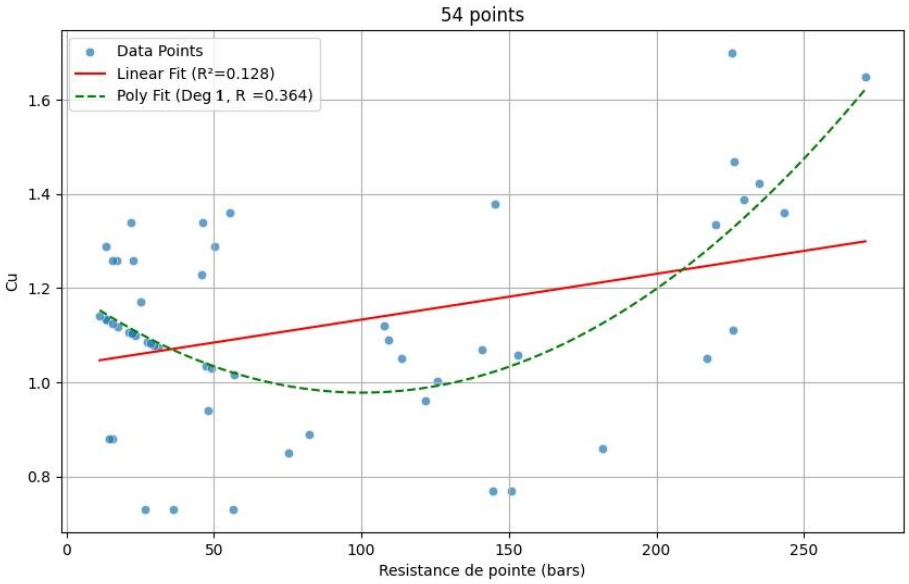


Figure IV.13 : corrélations R et C_u

L'équation obtenue est **(y = 1.2007 -0.0044*x +0.0000*x²)** avec un coefficient de corrélations **R= 0.364** la corrélation entre les deux paramètres est faible 0.20 <R<0.40

n) les corrélations entre nombre des coupes et le module de Young

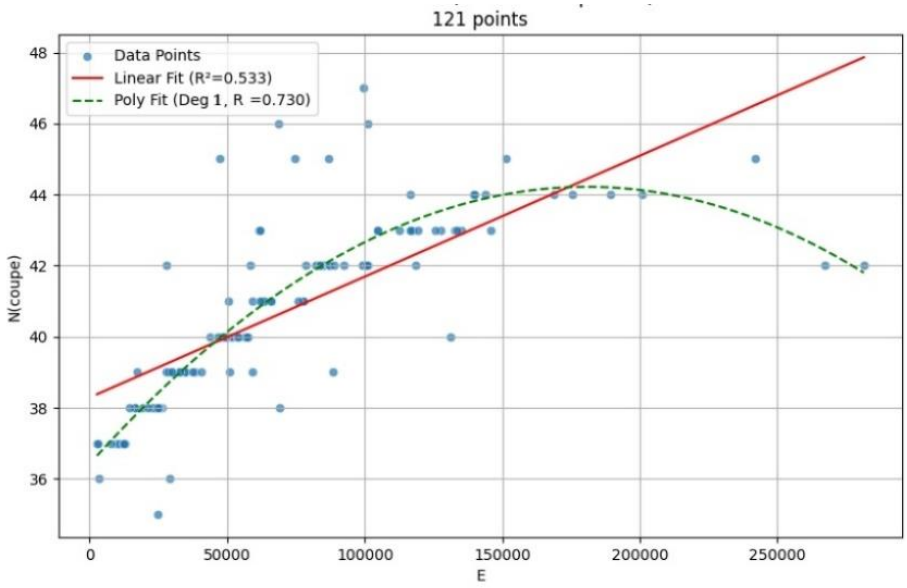


Figure IV.14 : corrélations N et E

L'équation obtenue est **(y = 36.4206 +0.0001*x -0.0000*x²)** avec un coefficient de corrélations **R= 0.730** la corrélation entre les deux paramètres est moyenne 0.60 <R<0.80

o) les corrélations entre nombre des coupes et pression limite

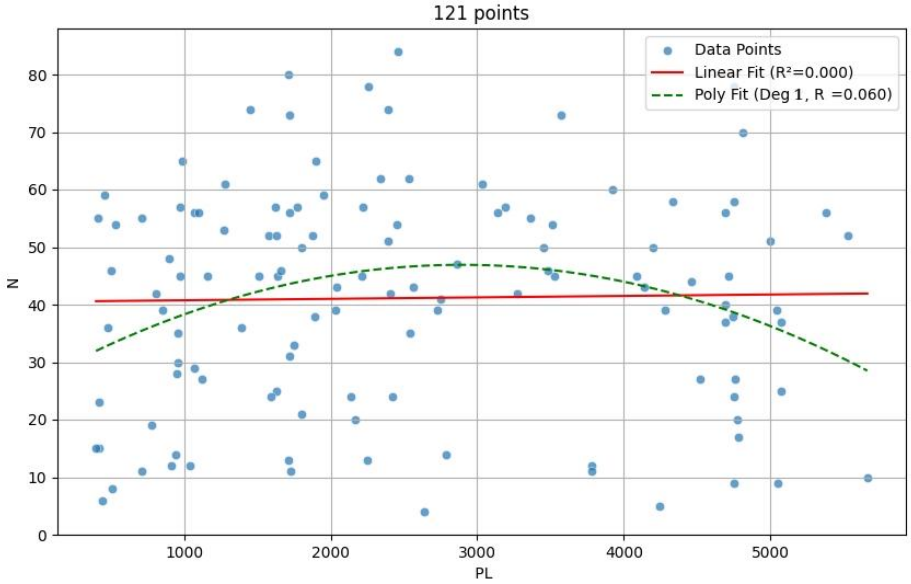


Figure IV.15 : corrélations N et PL

L'équation obtenue est **(y = 26.7581 +0.0139*x -0.0000*x²)** avec un coefficient de corrélations **R= 0.050** la corrélation entre les deux paramètres est faible 0.00 <R<0.10

p) les corrélations entre nombre des coupes et l'angle de frottement

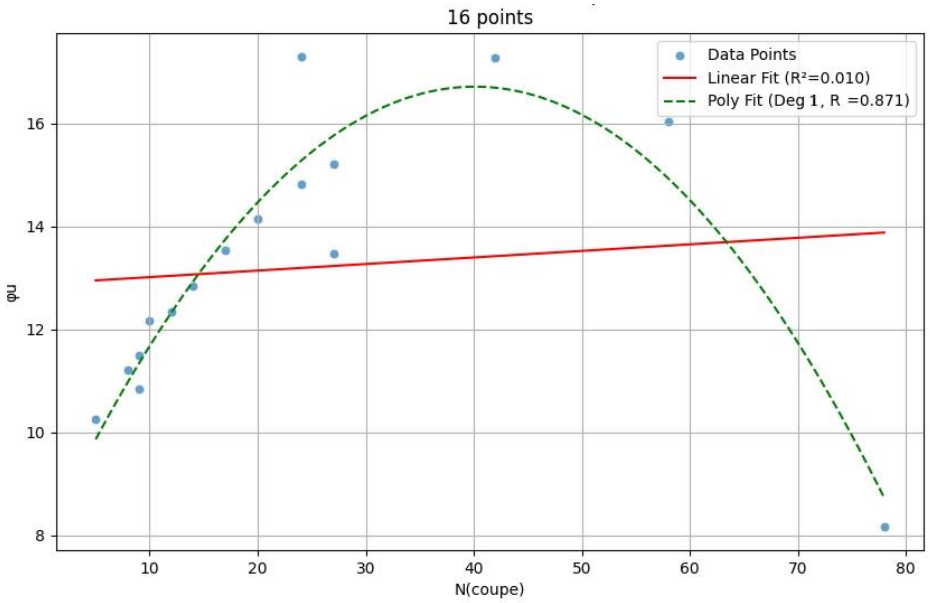


Figure IV.16 : corrélations N et φ

L'équation obtenue est **(y = 7.7750 +0.4459*x -0.0056*x²)** avec un coefficient de corrélations R= **0.871** la corrélation entre les deux paramètres est forte 0.70 <R<0.90

q) les corrélations entre résistance au cisaillement non drainée et module pressiométrique

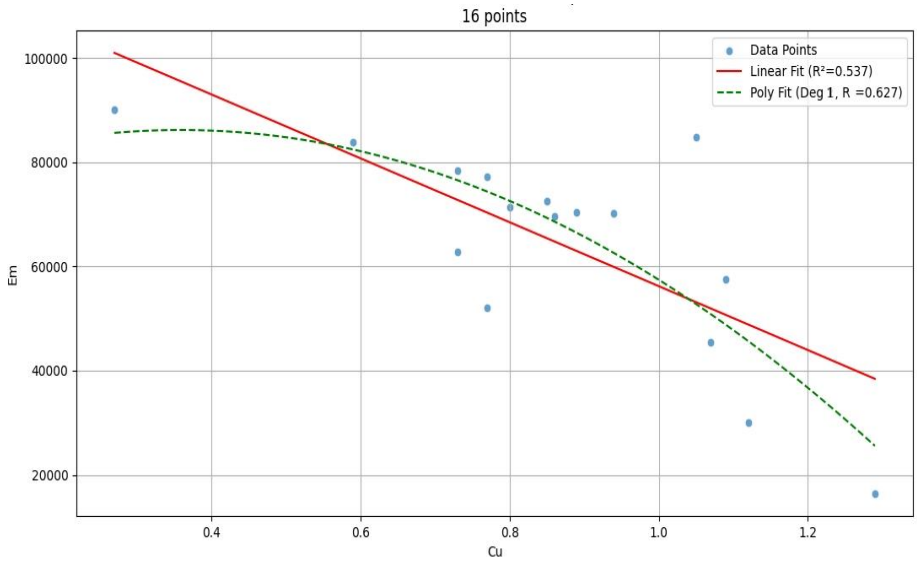


Figure IV.17 : corrélations Cu et Em

L'équation obtenue est **(y = 77179.1115 +50207.4782*x -69937.0632*x²)** avec un coefficient de corrélations **R= 0.627** la corrélation entre les deux paramètres est moyenne 0.50 <R<0.70

r) les corrélations entre résistance au cisaillement non drainée et pression limite

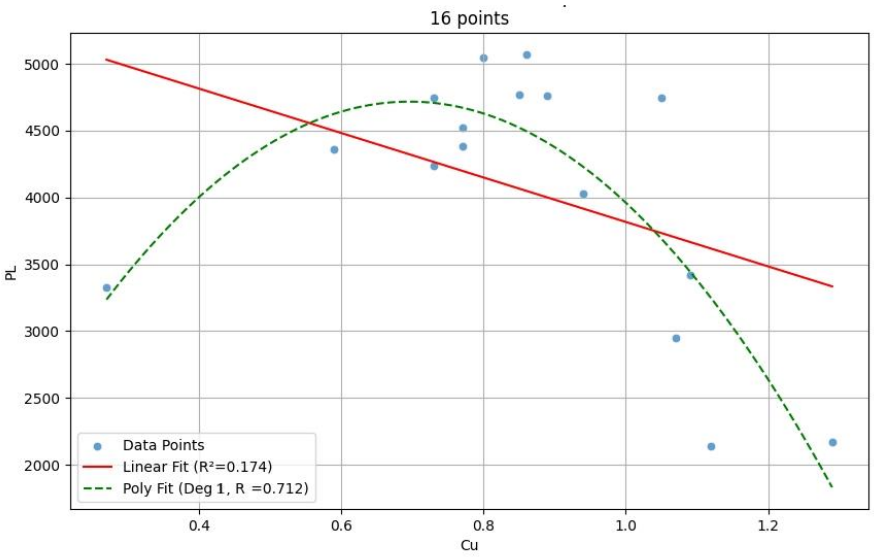


Figure IV.18 : corrélations Cu et PL

L'équation obtenue est **(y=762.7150 +11368.3412*x -8170.2317*x²)** avec un coefficient de corrélations R**= 0.712** la corrélation entre les deux paramètres est moyenne 0.60 <R<0.80

s) les corrélations entre pression de préconsolidation et module pressiométrique

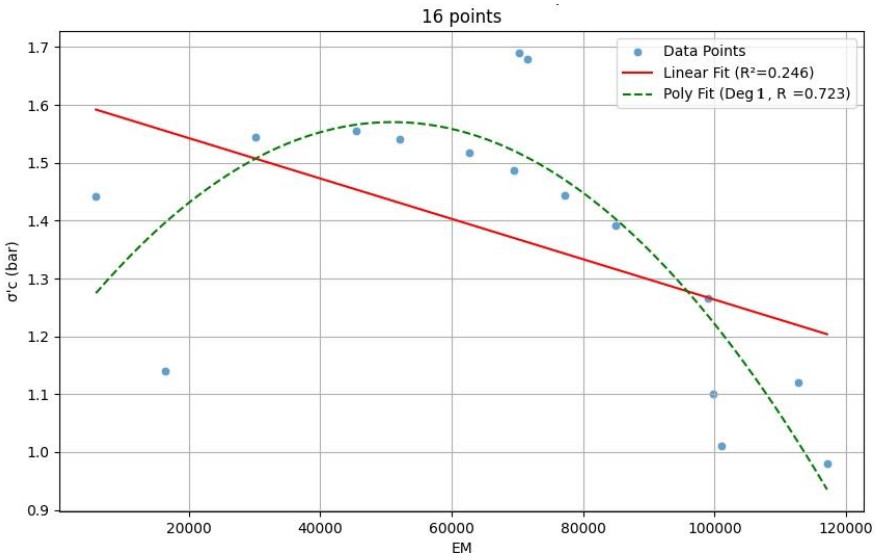


Figure IV.19 : corrélations σ'c et Em

L'équation obtenue est **(y = 1.1926 +0.0000*x -0.0000*x²)** avec un coefficient de corrélations R**= 0.723** la corrélation entre les deux paramètres est moyenne 0.60 <R<0.80

Conclusion

Nous avons mené une analyse statistique approfondie des corrélations entre différents paramètres physiques et mécaniques des sols, en utilisant des données issues d'essais in situ et en laboratoire. Grâce à la programmation Python, nous avons pu développer des équations de corrélation basées principalement sur des régressions linéaires et de puissances, en privilégiant celles présentant les coefficients de corrélation les plus élevés. Les résultats montrent que certaines relations, comme entre l'indice de plasticité et l'indice de gonflement ou entre la résistance de pointe et le nombre de coups SPT, sont statistiquement significatives avec des coefficients supérieurs à 0,7. Cependant, d'autres corrélations sont plus faibles, ce qui souligne la complexité des interactions entre paramètres.

Il est important de noter que la validité de ces corrélations dépend fortement des caractéristiques spécifiques des sols et des conditions locales d'échantillonnage. Ainsi, leur application à d'autres types de sols ou contextes géologiques nécessite prudence et validation par des essais complémentaires. Ce travail constitue une première étape pour mieux comprendre les relations inter-paramètres des sols de la région étudiée. Néanmoins, il serait pertinent d'étendre cette étude à un plus grand nombre de données et à d'autres types de sols afin de renforcer la fiabilité et la portée des modèles proposés.

Conclusion Générale

L'étude présentée à travers les différents chapitres de ce travail met en lumière le rôle des corrélations géotechniques dans le processus de caractérisation des sols, aussi bien dans une perspective théorique qu'appliquée. En génie civil, où la variabilité naturelle des sols représente une source majeure d'incertitude, les corrélations entre paramètres physiques et mécaniques constituent un levier essentiel pour fiabiliser les modèles, compléter les données manquantes, et optimiser les programmes d'investigation.

Sur le plan fondamental, l'identification et la compréhension des relations statistiques entre paramètres tels que la teneur en eau, les limites d'Atterberg, la densité, la cohésion, la résistance au cisaillement non drainé ou encore la pression de préconsolidation permettent d'appréhender de manière plus systématique le comportement des matériaux naturels. Ces relations ont été développées à travers des approches analytiques classiques (régression linéaire, logarithmique ou puissance), et validées par des coefficients de corrélation et de détermination (R et R^2) indiquant la qualité des ajustements obtenus.

L'application de ces corrélations aux sols du site de Bellara a permis d'extraire des tendances pertinentes à partir de données variées issues d'essais in situ (SPT, pénétromètre dynamique, pressiomètre) et en laboratoire (œdomètre, cisaillement UU, identification). L'analyse des données du site a révélé une grande diversité en matière de caractéristiques lithologiques et hydrogéologiques, mettant en évidence la nécessité d'ajuster les corrélations locales en fonction des différents types de sols rencontrés (argiles molles à compactes, alluvions hétérométriques, remblais granulaires).

Les corrélations développées ont notamment permis d'estimer des paramètres mécaniques à partir de données physiques simples et identifier des zones cohérentes et homogènes en utilisant des algorithmes python robuste en géotechnique, et pour valider ou compléter les résultats ponctuels des essais, tout en réduisant l'incertitude globale du modèle du sol.

Les corrélations mises en place ont permis d'évaluer des paramètres mécaniques à partir de données physiques élémentaires et de repérer des zones cohérentes et homogènes en utilisant des algorithmes python fiables en géotechnique, tout en validant ou complétant les résultats ponctuels des essais et en réduisant l'incertitude générale des paramètres du sol. Toutefois, il est important de rappeler que ces corrélations sont empiriques, et donc intrinsèquement dépendantes du contexte géologique local, des conditions de prélèvement, de la qualité des essais, et du type de sol concerné. Leur généralisation doit être effectuée avec précaution, en tenant compte des domaines de validité et des limites d'application propres à chaque corrélation.

En conclusion, ce travail démontre l'efficacité de l'approche corrélative comme outil d'aide à la décision en ingénierie géotechnique, à condition qu'elle soit utilisée en complément d'une analyse critique, fondée sur l'expérience de l'ingénieur et la connaissance fine du site étudié. Cette démarche intégrée permet de solidifier les paramètres du sol, d'accroître la fiabilité des projets de fondation et, en fin de compte, de garantir la sécurité et la pérennité des ouvrages en génie civil.

Référence

[1] Norme NFP94-050 : Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux

[2] NormeNFP94-053 : Détermination de la masse volumique des sols fins en laboratoire

[3] Norme NFP94-054: détermination de la masse volumique des particules solides des sols.

[4] Norme NFP 94-051 Détermination des limites d'Atterberg

[5] MAGNAN Jean-Pierre , 2000

[6] ARABET Leila , 2001

[7] MAGNAN 1991

[8] LERAU ,2005

[9] Norme NF P94-071-1

[10] Daoud Ali - (Mds chapitre 2 : Caractéristiques physiques des sols)

[11]https://wiki.tripleperformance.fr/wiki/Indicateurs_des_propri%C3%A9t%C3%A9s_physiques_du_sol

[12] https://moodle.insa-toulouse.fr/file.php/301/content/jlerau/chapitre_1.pdf

[13] Guide-de-terrassement-routier-GTR.

[14] Jay Ameratunga_ Nagaratnam Sivakugan_ Braja M. Das - Correlations of Soil and Rock Properties in Geotechnical Engineering.

[15] Jean-Claude Verbrugge Christian Schroeder - Geotechnical Correlations for Soils and Rocks.

[16] M. Dysli Corrélations entre les caractéristiques des sols.

[17] Complexe sidérurgique zone industrielle Bellara Jijel Campagne Géotechnique Rapport final (BEGEC).

[18] Wiki.python.org.

[19] G.O. Ashaka ython Applications in Civil Engineering.

[20] Paul deitel / harvey deitel python for programmers.

Fleureau et al (2002)

Aubertin et al (2003)

Aubertin et al (2003)

Coté et Kounard (2003)