

N° d'ordre :



.....

UNIVERSITE DE M'SILA

FACULTÉ DE TECHNOLOGIE

Département de Génie Civil et d'Hydraulique

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de Magister
Spécialité: Génie Civil
Option: Géotechnique

Par
TABET Souad

SUJET

**STABILISATION DES TERRAINS EN PENTE PAR
L'APPROCHE DES CORRELATIONS**

Soutenu publiquement le 07 avril 2011 devant le jury composé de:

Pr. A. NACERI	Prof. Université de M'sila	Président
Dr. A. BELOUAR	M.C. Université de Constantine	Rapporteur
Dr. Z. RAHMOUNI	M.C. Université de M'sila	Co-Rapporteur
Dr. Z. BOUDAUD	M.C. U. de Oum El Bouaghi	Examineur
Dr. M. KHEMISSA	M.C. Université de M'sila	Examineur

Promotion (2011)

ملخص

إن مشكل انهيار التربة يشكل خطرا على مدينة قسنطينة والذي ينطوي عنه انهيار عدد من المنشآت ويشكل تهديدا للأشخاص والممتلكات والمحيط. هذه الدراسة تبحث في فهم العلاقة بين الخصائص الجيوتقنية، والتي تكون خطية في كثير من الأحيان، لعدة مواقع من قسنطينة و المعروفة بعدم استقرارها، و من ثم استخلاص بعض العلاقات الارتباطية التي تساعد على فهم سلوك التربة المتضررة من الانزلاق و مقارنتها مع الارتباطات لدراسات سابقة.

كلمات مفاتيح: انزلاق التربة، خصائص جيوتقنية، علاقات ارتباطية، استقرار المنحدرات.

Résumé

La région de Constantine est menacée par le problème de glissement de terrain entraînant l'effondrement d'un certain nombre d'habitations et présente une menace sur les personnes, les biens et l'environnement. Dans le présent travail nous avons élaboré une étude de corrélation entre les différents paramètres géotechniques de plusieurs sites de Constantine connus comme étant instables, et ce pour mieux comprendre la liaison entre ces paramètres, souvent linéaire, et chercher à dégager quelques relations utiles permettant d'expliquer le comportement des matériaux affectés par les désordres et par suite les comparer avec d'autres corrélations qui existent dans la littérature.

Mots clés : Glissement de terrain, paramètres géotechniques, corrélations, stabilité des pentes.

Abstract

The Constantine region is threatened by the problem of landslide involving the collapse of a number of constructions and presents a threat to people, property and the environment. In the present work we have developed a correlation study between different geotechnical parameters of several Constantine's sites known us unstable, for better understanding of theses parameters relationship. Which is in the linear form very often and try to point out some useful relations to explain the behavior of materials affected by the disorder and hence make the comparison with other correlations reported in the literature.

Key-words: landslide, geotechnical parameters, correlations, slope stability.

Remerciements

Je tiens à remercier le Dr. A. BELOUAR pour avoir proposé et dirigé ce sujet. Je tiens à lui exprimer également ma profonde gratitude pour m'avoir fait profiter de son expérience et pour les idées et conseils toujours pertinents et fructueux qu'il m'a faits tout au long de ce travail.

Je remercie vivement, le Dr. Z. RAHMOUNI pour son suivi, ses orientations et ses aides. Qu'il trouve ici ma profonde reconnaissance pour avoir accepté d'être co-rapporteur.

Mes remerciements vont au Pr. A. NACERI, Professeur à l'université de M'sila, pour sa disponibilité, sa modestie et pour avoir accepté de présider le jury de ma soutenance. Qu'il trouve ici l'expression de ma profonde considération.

Ma gratitude va également au Dr. Z. BOUDAUD, Maître de conférence à l'université de Oum El Bouaghi et au Dr. M. KHEMISSA, Maître de conférence à l'université de M'sila, de m'avoir honorée de leur participation au Jury.

Je remercie ainsi Mr B. MERABET directeur du CTC de Bordj Bou Arreridj pour son aide et disponibilité notamment pour ses efforts considérables concernant la collecte des données géotechniques de quelques sites de Constantine.

Une reconnaissance particulière doit être exprimée aux Dr. M. BIBI et Mr. L. BELAGRAA pour leurs soutiens et leurs encouragements.

Je tiens à exprimer mes remerciements à tous mes enseignants de la formation en magister et à mes collègues, spécialement BENKCHIDA Fatiha pour sa sympathie et son aide.

Une attention particulière va à ma mère et mon père qui m'ont toujours entourée de leur amour et incité à suivre le chemin de la science, ainsi que mes frères et sœurs.

Ce travail n'aurait pu se dérouler dans de bonnes conditions sans le soutien de mon cher mari Zohir et de mes adorables enfants. Ce travail est autant le fruit de leur patience et de leurs efforts que des miens.

Mme ROUABAH Souad

Dédicace

A ma petite et grande famille

TABLE DES MATIERES

LISTE DES FIGURES	iv
LISTE DES TABLEAUX	vi

INTRODUCTION GENERALE	1
------------------------------------	---

PREMIER CHAPITRE

COMPORTEMENT DES TERRAINS EN PENTES

I.1. INTRODUCTION	3
I.2. DEFINITION ET TYPOLOGIE DES MOUVEMENTS DE TERRAINS.....	3
I.3. LES GLISSEMENTS DE TERRAIN.....	4
I.3.1. Définition	4
I.3.1.1. Les glissements superficiels par translation.....	5
I.3.1.2. Les glissements rotationnels	7
I.3.1.3. Glissement quelconque	8
I.3.2. Les causes du glissement de terrain	9
I.3.2.1. Les paramètres naturels influençant l'alea.....	9
I.3.2.2. Les paramètres anthropiques influençant l'alea	13
I.3.3. Les effets du phénomène	13
I.3.3.1. Dans le monde.....	15
I.3.3.2. En Algérie	17
I.3.3.2.1. Les glissements des terrains à Constantine.....	18
I.4. LA PREVENTION	23
I.5. CONCLUSION	23

DEUXIEME CHAPITRE

L'APPROCHE DES CORRELATIONS EN GEOTECHNIQUE

II.1. INTRODUCTION	24
II.2. VARIABILITE NATURELLE DES SOLS	24
II.3. FACTEURS CAUSANT L'HETEROGENEITE DES SOLS	25
II.4. TYPES D'INCERTITUDES	25
II.4.1. Incertitudes active et passive	25
II.4. 2. Erreur de modèle	26
II.5. INTERET DE L'APPROCHE STATISTIQUE ET PROBABILISTE EN MECANIQUE DES SOLS.....	26
II.6. RELATIONS ET CORRELATIONS DANS LE SOL	27
II.6.1. Principales relations entre paramètres de sol.....	27
II.6.1.1. Les paramètres physiques (d'identification).....	27
II.6.1.2. Les paramètres mécaniques (de comportement)	28
II.6.2. Corrélations entre propriétés de sol	29
II.7. LA REGRESSION LINEAIRE.....	30
II.7.1. Sensibilisation à la régression linéaire.....	30

II.7.2. Analyse de régression linéaire	31
II.7.2.1. Régression linéaire simple	32
II.7.2.2. Régression linéaire multiple	33
II.7.3. Méthode des moindres carrés	34
II.7.4. Coefficient de corrélation	36
II.7.4.1. Coefficient de corrélation linéaire simple (<i>Bravais-Pearson</i>).....	36
II.7.4.2. Interprétation du coefficient de corrélation	37
II.7.5. Coefficient de détermination multiple R^2	37
II.8. TEST DE SIGNIFICATION	38
II.9. CONCLUSION	38

TROISIEME CHAPITRE

CONTEXTE DE L'ETUDE

III.1. INTRODUCTION	39
III.2. LES FORMATIONS GEOLOGIQUES DE CONSTANTINE	39
III.2.1. Tectonique	39
III.2.1.1 La tectonique d'âge secondaire	39
III.2.1.2 Tectonique d'âge tertiaire.....	40
III.2.1.3 La tectonique post-nappe	41
III.2.2 Stratigraphie	41
III.2.2.1 Le substratum carbonaté secondaire (Rocher de Constantine)	41
III.2.2.2. La couverture tertiaire	41
III.2.3. Formation du Substrat	45
III.2.3.1 Les formations argilo-marneuses	45
III.2.3.2 Les formations de conglomérats	46
III.2.3.3 Les formations superficielles	47
III.3. LE MILIEU PHYSIQUE	48
III.3.1. Morphologie	48
III.3.1. Climatologie	48
III.4. L'HYDROGEOLOGIE.....	49
III.4.1. Eaux d'origine naturelle	49
III.4.1.1. Les eaux souterraines	49
III.4.1.2. Les eaux superficielles	51
III.4.2. Eaux d'origine anthropique	51
III.4.2.1. Les fuites des réseaux publics (AEP, EU).....	51
III.4.2.2. Les rejets incontrôlés des habitations.....	51
III.5. SECTEUR D'ETUDE – PRESENTATION DES ZONES INSTABLES	52
III.5.1. Description	53
III.5.1.1. Zone A.....	53
III.5.1.2. Zone B	54
III.5.1.3. Zone C	56
III.5.1.4. Zone D.....	57
III.5.1.5. Zone E	58
III.5.2. Etendue des glissements.....	59
III.5.3. Travaux de reconnaissances géotechniques	62
III.5.3.1. Variation des teneurs en eau en fonction de la profondeur	63
III.6. CONCLUSION	68

QUATRIEME CHAPITRE

**ETUDE DES CORRELATIONS ENTRE LES PARAMETRES DU SOL
DE CONSTANTINE**

IV.1. INTRODUCTION	69
IV.2. APERÇU SUR LES CORRELATIONS UTILISEES DANS L'ETUDE DES SOLS	69
IV.3. ETUDE DE CORRELATIONS ENTRE LES PARAMETRES DU SOL DE CONSTANTINE	78
IV.3.1. Relation entre l'indice de plasticité et la limite de liquidité.....	80
IV.3.2. Relation entre l'indice de plasticité et la teneur en eau naturelle.....	86
IV.3.3. Relations entre les limites d'Atterberg, la teneur en eau, et le pourcentage d'argile	92
IV.3.4. Relation entre les limites d'Atterberg et le pourcentage des éléments fins	96
IV.3.4. CONCLUSION	98
CONCLUSION GENERALE	99
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	101

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Croquis et exemple illustrant les caractéristiques d'un glissement translationnel. .	5
Figure I.2 : Schémas types des causes de glissements plans.....	6
Figure I.3 : Croquis et exemple illustrant les caractéristiques d'un glissement rotationnel.....	8
Figure I.4: Schémas types de glissements complexes.....	9
Figure I.5 : Effets principaux des précipitations.	11
Figure I.6 : Relation entre le déclenchement de glissements de terrain dans les formations superficielles et les paramètres hydrologiques.....	11
Figure I.7 : schéma illustrant les déformations possibles par un glissement	14
Figure I.8 : Exemples des effets du phénomène.....	14
Figure I.9 : Exemples de Glissements spectaculaires à travers le monde.....	16
Figure I.10 : Exemples de glissements en Algérie.....	18
Figure I.11 : Ville de Constantine. Une topographie accidentée.....	19
Figure I.12 : Ville de Constantine. Principaux sites de glissements.....	20
Figure I.13 : Perturbation du réseau hydrographique et stagnation d'eau pluviale non drainée.....	21
Figure I.14 : Quelques effets du phénomène pour la région de Constantine.....	22
Figure II.1 : Classification des sols fins sur l'abaque de Casagrande	27
Figure II.2 : Principe de régression linéaire simple.....	32
Figure III.1: Rocher de Constantine.....	40
Figure III.2 : Carte géologique de la ville de Constantine.....	42
Figure III.3 : Le paléogène de Oued El Had (Constantine).....	43
Figure III.4 : Carte géologique simplifiée du site de Constantine.....	45
Figure III.5 : les formations argilo-marneuses.....	46
Figure III.6 : Source captée à la base des colluvions grossières, au contact avec les argiles miocènes à Boussouf.....	50
Figure III.7 : Argiles miocènes, décomprimées en surface, instables.....	50
Figure III.8 : Oued Rhumel et ses affluents.....	52
Figure III.9 : Vue d'ensemble du site de Boussouf - Thalweg Ouest.....	54
Figure III.10 : Vue d'ensemble du site de Boussouf - Thalweg Est.....	55
Figure III.11 : Destruction d'une maison en cours de construction par suite d'évolution d'un glissement de terrain.....	55
Figure III.12 : Versant occidental, argilo-graveleux moutonné de l'Université.....	56
Figure III.13 : La cité Ciloc en 1970.....	57
Figure III.14 : Plan de situation et recollement des sondages.....	57
Figure III.15 : Coupe dans l'axe du glissement.....	58
Figure III.16 : Situation géographique de la zone E d'après la carte topographique Constantine échelle 1/50.000 et l'image spatiale.....	58
Figure III.17 : Quelques dégradations observés dans la zone E.....	59
Figure III.18 : Variation des teneurs en eau en fonction de la profondeur pour la zone A.....	63
Figure III.19 : Variation des teneurs en eau en fonction de la profondeur pour la zone B.....	64
Figure III.20 : Variation des teneurs en eau en fonction de la profondeur pour la zone C.....	65
Figure III.21 : Variation des teneurs en eau en fonction de la profondeur pour la zone D.....	66
Figure III.22 : Variation des teneurs en eau en fonction de la profondeur pour la zone E.....	67
Figure IV.1 : Abaque de plasticité.....	70
Figure IV.2 : Activité des argiles de la mer Champlaine d'après Lerouiel et al.....	71
Figure IV.3 : Détermination de degré d'expansion potentiel par l'abaque de Vendermerwe..	71

Figure IV.4 : Variation du rapport C_u/σ'_p avec l'indice de plasticité.....	72
Figure IV.5 : Relation entre l'angle de frottement φ' et l'indice de plasticité.....	73
Figure IV.6 : Variation de φ' et l'indice de plasticité.....	73
Figure IV.7 : Position des valeurs de l'angle de frottement du site deBELLEVUE sur le diagramme de Bottero.	74
Figure IV.8 : Relation entre la limite de liquidité w_L et l'indice de compression C_c	75
Figure IV.9 : Relations entre la teneur en eau w et le coefficient de compressibilité $C_c/1+e_0$ pour les tourbes de Normandie.....	76
Figure IV.10 : Corrélations de Biarez et Favre pour les argiles reconstituées normalement consolidées	77
Figure IV.11 : Ligne de compression intrinsèque de Burland	78
Figure IV.12 : Relation entre l'indice de plasticité I_p et la limite de liquidité w_L pour la zone A.	80
Figure IV.13 : Relation entre l'indice de plasticité I_p et la limite de liquidité w_L pour la zone B.	81
Figure IV.14 : Relation entre l'indice de plasticité I_p et la limite de liquidité w_L pour la zone C.	82
Figure IV.15.a : Relation entre l'indice de plasticité I_p et la limite de liquidité w_L pour la zone D.	83
Figure IV.15.b : Relation entre l'indice de plasticité I_p et la limite de liquidité w_L pour la zone D.	84
Figure IV.16: Relation entre l'indice de plasticité I_p et la limite de liquidité w_L pour la zone E.....	85
Figure IV.17 : Relation entre l'indice de plasticité I_p et la limite de liquidité w_L pour toutes les zones.	86
Figure IV.18 : Relation entre l'indice de plasticité et la teneur en eau naturelle pour la zone A.	87
Figure IV.19 : Relation entre l'indice de plasticité et la teneur en eau naturelle pour la zone B.	88
Figure IV.20 : Relation entre l'indice de plasticité et la teneur en eau naturelle pour la zone C.	89
Figure IV.21 : Relation entre l'indice de plasticité et la teneur en eau naturelle pour la zone E.....	89
Figure IV.22.a : Relation entre l'indice de plasticité et la teneur en eau naturelle pour la zone D.	90
Figure IV.22.b : Relation entre l'indice de plasticité et la teneur en eau naturelle pour la zone D.	91
Figure IV.23 : Relation entre (w, w_L, w_p, I_p) et le pourcentage d'argile pour la zone A.	94
Figure IV.24 : Relation entre (w, w_L, w_p, I_p) et le pourcentage d'argile pour la zone B.	95
Figure IV.25 : Relation entre (w, w_L, w_p, I_p) et le pourcentage d'argile pour la zone D.	96
Figure IV.26 : Relation entre (w, w_L, w_p, I_p) et le pourcentage des éléments fins ($<80 \mu m$) Pour la zone E.	97

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : Quelques effets spectaculaires des glissements des terrains à travers le monde	15
Tableau I.2 : Exemples des effets des glissements suite à des séismes.	17
Table II.1 : Analyse de régression linéaire.....	32
Table II.2 : Interprétation des corrélations selon R	37
Tableau III.1: Climatologie de la ville de Constantine.	49
Tableau IV.1: L'activité des argiles d'après Seed et al.....	70

INTRODUCTION GENERALE

Le problème des glissements de terrain affecte plus de la moitié de la ville de Constantine qui subit une urbanisation galopante, or les terrains affectés par cette urbanisation sont peu homogènes et ne se prêtent pas toujours au rôle de sol ou de sous sol de fondation. En particulier, des mouvements de terrain passés ou actuels, appartenant à la famille des éboulements, des glissements ou des coulées boueuses, modèlent une grande partie des versants [1] [2]. Il est important de prendre en considération ce genre de problèmes qui avec le temps portera une menace réelle pour les personnes, les biens et l'environnement. Leur répartition spatiale est guidée par la topographie et par la géologie d'où l'estimation de la sécurité réelle vis-à-vis du risque de rupture est une question complexe surtout dans le domaine des données limitées ou peu connues. Leur étude et leur surveillance, qui doivent permettre la prévision de leur déclenchement, sont devenues une priorité en matière de catastrophes naturelles.

Dans leur principe, les mouvements de terrain sont bien compris: ils surviennent lorsque la résistance des terrains est inférieure aux efforts moteurs engendrés par la gravité et l'eau souterraine. Or, les sols argileux, les plus affectés par ces phénomènes, sensibles aux variations de teneur en eau -comme pour la ville de Constantine [3] -, ... Leur occurrence est très marquée par les variations climatiques, mais peut aussi être liée à des secousses sismiques ou encore être induite par les activités humaines [4].

Dans la pratique cependant, les choses sont très complexes, du fait des incertitudes et de la variabilité naturelle des sols :

- sur les conditions initiales, notamment en profondeur ;
- sur les propriétés mécaniques des terrains, en général hétérogènes, non linéaires, anisotropes, discontinus ;
- sur les conditions hydrauliques : position de la nappe, phénomènes se produisant en zone non saturée. L'eau est la cause déclenchante de la plupart des mouvements.

L'existence des relations entre propriétés physiques et mécaniques dont on ne connaît que peu d'elles va permettre d'améliorer l'efficacité et la qualité des reconnaissances géotechniques grâce aux méthodes statistiques et probabilistes en proposant un système de

corrélation entre les divers paramètres des sites instables de Constantine pour mieux comprendre leur comportement et par conséquent prédire leur rupture, qui est l'objectif du présent travail.

Ce mémoire comporte quatre chapitres :

- Un premier chapitre, qui traite le phénomène de mouvement des terrains précisément de type glissements des terrains à travers le monde d'abord, et ensuite ceux concernant la ville de Constantine.
- Le deuxième chapitre comporte une étude détaillée sur les méthodes statistiques et probabilistes qui consistent un outil mathématique très intéressant dans la reconnaissance géotechnique avec les différentes étapes effectuées pour le calcul des corrélations.
- Le troisième chapitre est réservé à un rappel concernant la géologie et l'hydrogéologie du contexte de l'étude ainsi qu'une analyse de variabilité des différentes teneurs en eau recueillies en fonction de la profondeur.
- Un quatrième chapitre qui analyse par suite les caractéristiques géotechniques révélées par différentes campagnes d'essais et en se basant sur les relations déduites au deuxième chapitre calculées à partir d'une programmation élaborée en langage fortran concernant la régression simple et en se référant au logiciel OriginPro 7.5 pour les régressions multiples, pour mieux comprendre la liaison des paramètres, souvent linéaire, et chercher à dégager quelques relations utiles permettant d'expliquer le comportement des matériaux affectés par les désordres et par suite les comparer avec d'autres corrélations qui existent dans la littérature.

On achève enfin à des conclusions générales où sont formulées quelques hypothèses concernant le mécanisme de ces glissements

PREMIER CHAPITRE

COMPORTEMENT DES TERRAINS EN PENTES

I.1. INTRODUCTION

Les terrains instables constituent un phénomène complexe et plutôt méconnu, surtout lorsqu'ils sont de grande dimension et affectés par des mouvements lents; ils occasionnent alors souvent des dommages irrémédiables sur le bâti et les voies de communications.

La stabilité de toute pente est menacée par la pesanteur. Entre la déformation imperceptible de certains versants et la chute incessante des blocs dans les couloirs des montagnes, les glissements de terrain couvrent une large catégorie de mouvements le long des pentes. Ils sont fréquents et constituent un risque permanent dans presque toutes les régions du monde.

Leur étude et leur surveillance, qui doivent permettre la prévision de leur déclenchement, sont devenues une priorité en matière de catastrophes naturelles [4, 5].

I.2. DEFINITION ET TYPOLOGIE DES MOUVEMENTS DE TERRAINS

Le terme « mouvement de terrain » regroupe plusieurs types de phénomènes naturels très différents les uns des autres de par leur nature, leur comportement mais aussi leurs conséquences pour l'homme. Qu'il s'agisse de glissements de terrain, d'éboulements, d'affaissements ou encore de coulées boueuses, résultant de la rupture, de la déformation, et du déplacement gravitaire d'un volume de roche ou de sol déstabilisés sous l'effet de sollicitations naturelles (forte pluie, cycle gel/dégel, séisme, fonte des neiges...) ou anthropiques (terrassment, déboisement...). Ces différents phénomènes évoluent irrégulièrement dans le temps, passant de phases d'évolution lentes à des phases d'accélération parfois brutale à l'origine de catastrophes plus ou moins graves.

Dans les régions de montagne, c'est notamment le cas des glissements de terrain et des chutes de pierres et de blocs (ou des éboulements) qui menacent de nombreuses zones urbanisées et de nombreuses infrastructures routières, mettant ainsi en danger des vies humaines. En effet, d'une part, la fréquence d'apparition de phénomènes catastrophiques reste limitée à l'échelle humaine, et d'autre part, l'évolution des mouvements de terrain est rarement visible à l'œil nu [6].

La vitesse de déplacement des différents phénomènes permet de distinguer deux grands ensembles de mouvements de terrain : **les mouvements lents et continus** pour lesquels la déformation est progressive, parfois accompagnée de rupture mais en principe d'aucune accélération brutale. Il s'agit des phénomènes d'affaissement, de tassement, de fluage, des glissements et du retrait/gonflement de certains matériaux argileux. **Les mouvements rapides et discontinus**, eux-mêmes divisés en deux groupes, selon le mode de propagation des matériaux : en masse lorsqu'il s'agit de matériaux rigides (roche), ou à l'état remanié quand il s'agit de matériaux meubles (argile). Ce sont les effondrements, les chutes de pierres et de blocs, les éboulements, les coulées boueuses [6, 7]. Dans ce qui suit on va se limiter à l'étude des glissements des terrains en pente.

I.3. LES GLISSEMENTS DE TERRAIN

I.3.1. Définition

Les glissements de terrain sont des déplacements lents (quelques millimètres par an à quelques mètres par jour) d'une masse de terrain cohérente le long d'une surface de rupture généralement courbe ou plane sous l'effet de la pesanteur. L'extension des glissements de terrain est variable, allant du simple glissement de talus très localisé au mouvement de grande ampleur pouvant concerner l'ensemble d'un versant. Les profondeurs des surfaces de glissement varient ainsi de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres de profondeur [4] [7]. On parle de glissements superficiels dont les signes visibles en surface sont souvent spectaculaires (fissures dans les murs des habitations, bourrelets dans les champs, poteaux penchés...) et de glissements profonds qui présentent moins d'indices observables et qui sont donc plus difficilement détectables. Les matériaux affectés sont très variés (roches marneuses ou schisteuses, formations tertiaires altérées, colluvions fines, moraines argileuses, etc.) mais globalement la présence d'argile en forte proportion est toujours un élément défavorable compte tenu de ses mauvaises caractéristiques mécaniques.

Il en résulte de l'évolution glissements de terrains :

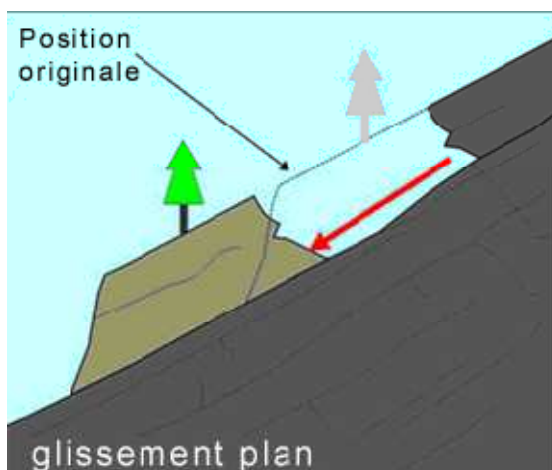
- Les coulées de boues qui prennent naissance dans leur partie aval (dans la masse de matériaux remaniés), c'est un événement post-rupture de ces glissements. Caractérisées par un écoulement presque liquide des débris. Cependant, les coulées de boue sont, d'une façon générale, le type le plus fréquent de glissement provoqué par des pluies diluviennes dans le monde.

- Les coulées argileuses qui sont liées à la présence en profondeur de couches d'argile que l'on qualifie de « sensible ». Ces sols adoptent un état pratiquement liquide lorsque remaniés et peuvent représenter néanmoins un risque majeur parce qu'elles peuvent affecter de façon subite et rapide de grandes superficies de terrain pouvant atteindre des dizaines d'hectares [7, 8, 9].

Selon la géométrie de la surface de rupture, on peut distinguer trois types principaux de glissements:

I.3.1.1. Les glissements superficiels par translation

Ces mouvements de pente sont caractérisés par une surface de glissement peu profonde, généralement inférieure à 1,5 mètre, et sont la plupart du temps de faible dimension, soit de quelques dizaines de mètres de largeur tout au plus. Ils n'affectent généralement que le talus lui-même sans en toucher le sommet, mais leurs débris peuvent s'étaler à des distances parfois considérables en fonction de leur consistance à l'état remanié. Les sols impliqués sont constitués la plupart du temps par la partie superficielle et altérée du dépôt argileux et se limitent parfois au décollement de la couverture végétale. Cette portion superficielle des sols est plus perméable et présente des caractéristiques mécaniques différentes des matériaux intacts situés plus en profondeur. Ce changement dans les propriétés contrôle la majeure partie de la position du plan de rupture qui adopte alors une forme plus ou moins plane parallèle à la pente, ce qui provoque un mouvement des débris par translation. La partie superficielle des sols, appelée « croûte argileuse », est très sensible aux fluctuations rapides des conditions d'eau souterraine à cause de sa plus grande perméabilité (figure I.1).



Source : Commission géologique du Canada



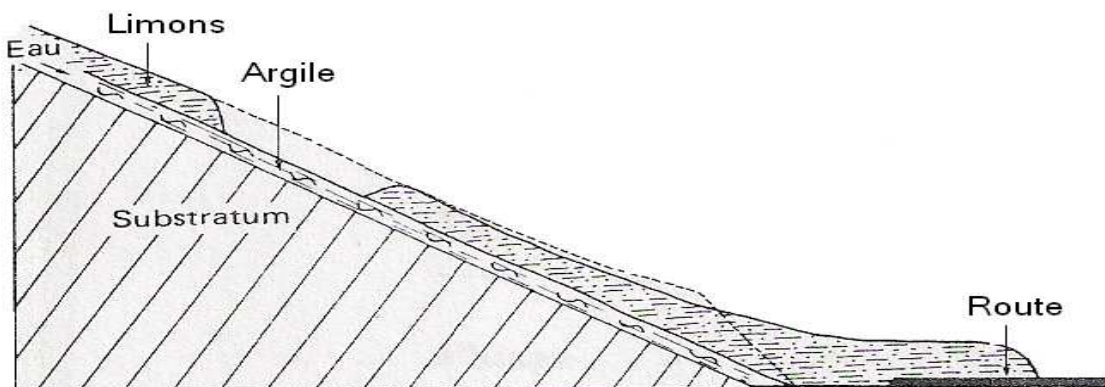
Glissement en Isère, France [6]

Figure I.1 : Croquis et exemple illustrant les caractéristiques d'un glissement translationnel.

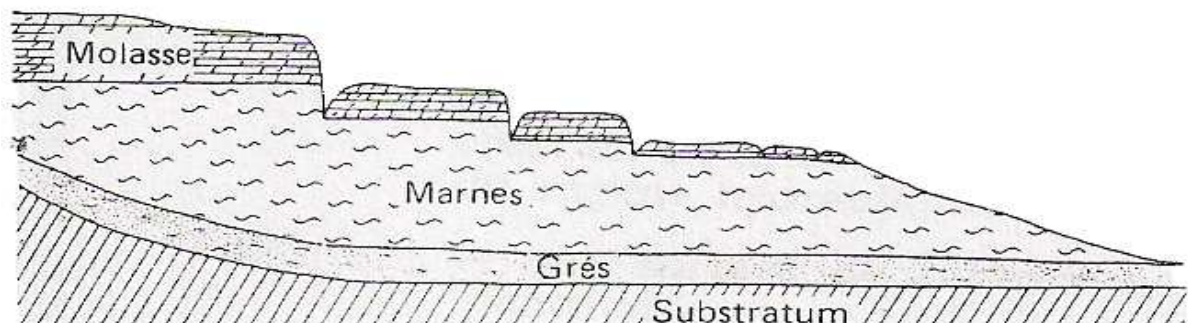
La quantité d'eau qui s'infiltré dans le sol influence rapidement le comportement de cette croûte, dans laquelle peut se développer un écoulement superficiel de surface. C'est pourquoi ce genre de glissement est très influencé par les conditions pluviométriques et la fonte nivale. Ils peuvent se produire de façon naturelle dans des talus présentant des conditions géomorphologiques variées, avec ou sans érosion à la base et leur volume est la plupart du temps très restreint [10].

Les causes de ce type de glissement peuvent être diverses:

- glissement d'une couche mince de caractéristiques médiocres sur un substratum (Figure I.2.a).
- glissement d'un matériau d'altération ou sur un niveau lubrifiant (limons sur argile par exemple) ;
- glissement par extension d'une couche peu résistante (Figure I.2.b) ;



a. Schéma type de glissement sur une couche de caractéristiques médiocres.



b. Glissement plan par « extrusion » (falaise d'El Biar à Alger).

Figure I.2 : Schémas types des causes de glissements plans [7].

Ces glissements se produisent souvent lors de la réalisation de travaux d'importance mineure par suppression de la butée de pied.

Les déblais routiers sont particulièrement vulnérables à ce type de glissement. La zone à risque pour les glissements superficiels est constituée de la pente et d'une bande de terrain située en pied de talus [7, 9].

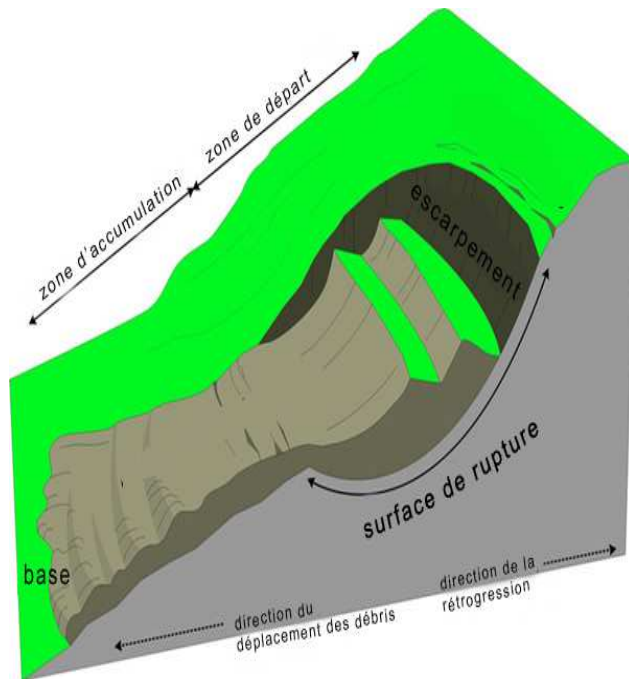
I.3.1.2. Les glissements rotationnels

Les glissements rotationnels sont plus profonds et caractérisés par la forme concave de leur surface de rupture sur laquelle la masse qui glisse subit un mouvement de rotation, d'où leur appellation. Ils se produisent généralement dans des sols relativement homogènes pour lesquels il n'existe pas de discontinuité trop marquée qui pourrait contrôler la position de la surface de rupture comme pour les remblais sur sol mou où le cercle de rupture est tangent au substratum lorsque ce dernier n'est pas trop profond [10]. Ces glissements ne sont déclenchés par des variations météorologiques rapides que lorsque leur surface de rupture est relativement peu profonde, ou lorsque des conditions particulières existent dans la superposition des couches de sol (par exemple, présence d'un lit drainant situé en profondeur et relié plus loin à la surface du terrain). Généralement, le déclenchement de ces glissements nécessite de longues périodes d'alimentation de la nappe d'eau souterraine, ou encore sont provoqués par des changements dans la géométrie de la pente. À ce dernier titre, les processus déclencheurs externes les plus fréquents sont l'érosion et l'excavation en pied de talus ou les surcharges au sommet.

Un des aspects pratiques les plus importants de ces glissements, outre leur volume plus élevé que les glissements plans, et leur distance de rétrogression en sommet de talus (figure I.3). Lorsqu'il s'agit de glissements peu profonds, que l'on appelle aussi :

« décrochements », cette distance est relativement faible. Cependant, plus la surface de rupture est profonde, plus la rétrogression aura tendance à être grande. Dans certains cas, une succession de tranches de sol pourra glisser et on parlera alors de « glissement rotationnel multiple », ce qui donnera une distance de rétrogression pouvant atteindre, dans des cas exceptionnels, une valeur égale à près de deux fois la hauteur du talus. Même si la masse de sol glissée est relativement intacte dans certains cas, ces glissements peuvent être très destructeurs.

La zone à risque est constituée, en plus de la pente, de bandes de terrain situées au sommet et à la base du talus [7, 9, 10].



Source : Commission géologique du Canada



Glissement de Conchita, USA
[Photo : R.L.Schuster, .S. Geological Survey]

Figure I.3 : Croquis et exemple illustrant les caractéristiques d'un glissement rotationnel.

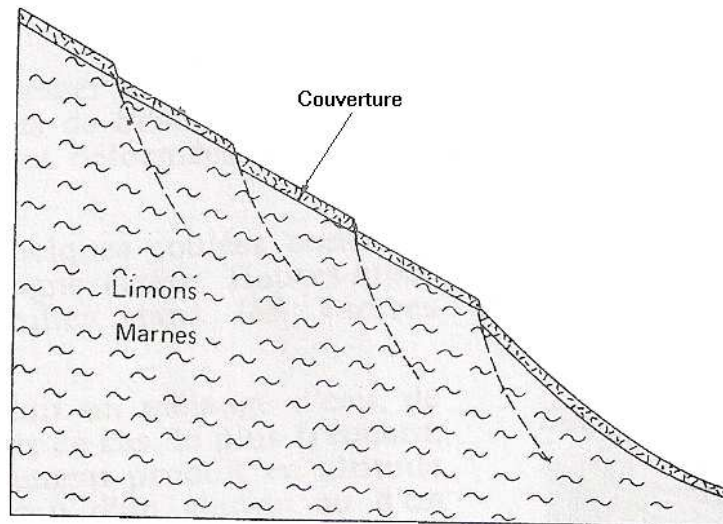
I.3.1.3. Glissement quelconque

Le mouvement est très semblable au précédent dans son allure externe, mais la section verticale de la surface de glissement est de forme irrégulière. Il s'agit souvent d'une combinaison des deux cas qui donne des mouvements composés multiples, ou encore des glissements complexes qui ont une surface de rupture non circulaire. Les ruptures non circulaires peuvent avoir différentes causes :

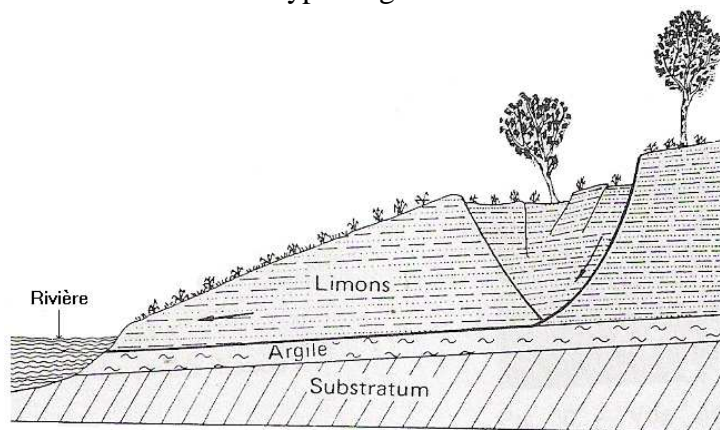
- anisotropie de structure ;
- anisotropie mécanique ;
- caractéristiques mécaniques variant en profondeur ;
- suppression d'une butée de pied entraînant une rupture régressive ou un effondrement,

Citons [7] :

- les glissements en escaliers constitués par un ensemble de glissements courbes peu profonds créant une topographie en escalier (figure I.4.a) ;
- les glissements par suppression de la butée et effondrement d'un coin de terrain (figure I.4.b) ;



a. Schéma type de glissement en escalier.



b. Glissement par suppression de butée et effondrement.

Figure I.4: Schémas types de glissements complexes [7].

I.3.2. Les paramètres déclenchant les glissements de terrain

I.3.2.1. Les paramètres naturels influençant l'alea

La nature géologique des terrains est un des principaux facteurs d'apparition de ces phénomènes tout comme l'eau et la pente. La saturation des terrains en eau (présences de sources, fortes précipitations, fonte des neiges brutales) joue aussi un rôle moteur dans le déclenchement de ces phénomènes [4] :

- **La géologie** : L'existence de discontinuités, de fractures, au sein d'un massif est aussi responsable du désordre des terrains. Dans ces zones de fragilisation (failles, fractures,

fissures, cavités, diaclases, etc.), l'instabilité est importante. Et, selon l'orientation et le pendage des discontinuités, associés à la géométrie du versant et à la nature des sols, ces plans de fragilisation peuvent être les frontières des glissements est responsable de l'instabilité. On trouve bien entendu la configuration topographique et tectonique du lieu [8, 9].

- **La géomorphologie** : l'importance de la pente de terrain va permettre le développement de certains types de glissement. Une pente faible sera suffisante pour le déclenchement de phénomènes de solifluxion ou de fluage. La couverture végétale joue également un rôle dans la stabilité, la propagation et le déclenchement des glissements de terrain. Ce rôle peut être bénéfique ou néfaste selon le cas. Ainsi, les racines des végétaux renforcent la cohésion des sols, mais en cas de vent, l'effet de levier peut déraciner les arbres, ouvrant ainsi des brèches dans le sol et favorisant les infiltrations d'eau [10, 11].

- **L'hydrogéologie** : l'eau joue un rôle très important dans le déclenchement des glissements de terrains. Plusieurs auteurs ont montré que, dans une majorité de situation, les facteurs à l'origine de déstabilisations de versants sont d'ordre hydrauliques : Outre les phénomènes d'infiltration, les circulations d'eau en surface contribuent aux instabilités des masses de sol, par un phénomène d'entraînement des matériaux. Ce processus va fragiliser des pentes et augmenter les risques ultérieurs de glissement de terrain à ces endroits : l'augmentation d'humidité en surface n'entraîne pas nécessairement un écoulement vertical immédiat tant que les forces de capillarité sont supérieures aux forces de gravité, l'eau est retenue. Lorsque la teneur en eau dépasse une valeur limite correspondant à la capacité de rétention spécifique, l'eau se propage vers le bas et humidifie une zone plus profonde du sol. Si la pluie se poursuit suffisamment longtemps, l'humidification sera de plus en plus importante et entraînera une infiltration efficace vers la nappe phréatique (figure I.5) qui dépend de la perméabilité des terrains traversés. L'influence de pluviométrie est liée aussi aux saisons et à des conditions climatiques particulières (figure I.6) [4, 12]

L'eau apportée à la surface du sol remplace progressivement l'air qui se trouve dans les interstices du sol, et engendre :

- une augmentation du poids volumique du sol situé au dessus de la nappe;
- une diminution des forces de capillarité qui se développent à l'interface entre la phase air et la phase eau, d'où une baisse de la succion qui joue un rôle cohésif sur le sol ;
- une montée brutale de la nappe [12] ;
- Changement du comportement rhéologique du sol qui passe d'un état solide à un état visqueux

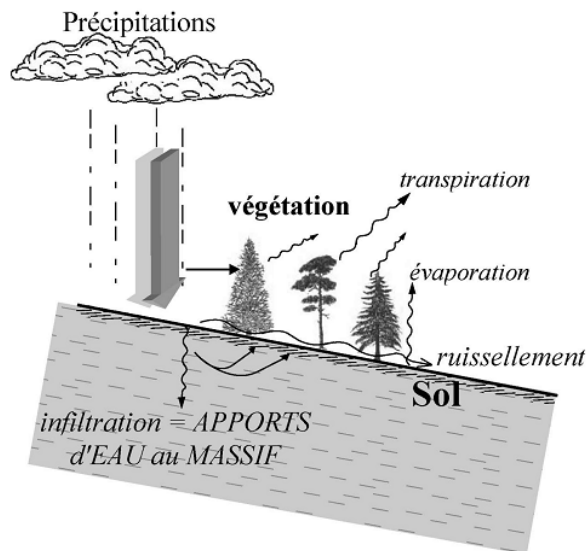


Figure I.5 : Effets principaux des précipitations [12].

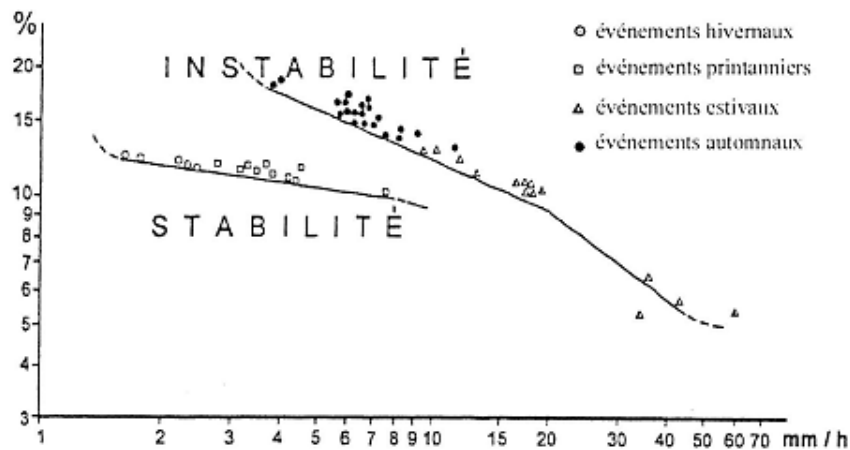


Figure I.6 : Relation entre le déclenchement de glissements de terrain dans les formations superficielles et les paramètres hydrologiques : intensité horaire de l'événement pluviométrique et hauteur de pluie cumulée de l'événement en pourcentage du module pluviométrique annuel [12].

(Les lignes montrent les valeurs seuils au dessus desquelles se déclenchent les glissements de terrain dans le bassin versant occidental du Pô qui couvre plusieurs régions de l'Italie et de la Suisse.)

- **Les caractéristiques du terrain** : toute formation située en surface ou sub-surface est soumise à de nombreuses sollicitations qui contribuent à l'affaiblissement de ces caractéristiques mécaniques tels que sa cohésion (Plus les grains sont solidaires entre eux, plus la cohésion est importante et, évidemment, moins il y a de risques de glissements), son angle de frottement (Cet angle informe sur la marge entre l'angle actuel du terrain et l'angle à partir duquel un glissement est justement provoqué) -par contre toute détérioration des paramètres de résistance, souvent totale, de la cohésion effective et de la diminution de l'angle

effectif de frottement, généralement assez légère conduit à des instabilités [13], sa perméabilité, son état d'altération sont autant de paramètres conditionnant la pente limite d'équilibre et l'occurrence du mouvement. Par exemple le fluage, fonction du temps est un processus très important, responsable d'une dégradation progressive des paramètres de résistance des matériaux [6, 12].

- **Les séismes** : là encore, c'est la mise en vibration des éléments du sol et la modification des conditions de pesanteur qui peuvent être à l'origine de la déstabilisation des masses en place. Par l'action de ces vibrations, les différents terrains ondulent selon leurs propres caractéristiques. Mais si l'énergie du séisme est supérieure à la capacité de vibration du terrain, alors celui-ci devient instable et casse. D'où la création de nouvelles fractures qui peuvent amener à des glissements de terrain. Il faut aussi analyser le comportement du terrain face aux ondes sismiques. En effet, si le terrain est granuleux avec une forte concentration en eau, l'action des ondes sismiques provoque un phénomène de liquéfaction. Le sol va alors se comporter comme un fluide et cela donnera lieu à un glissement de terrain si la pente du versant est suffisante [8, 9].

- **Influences thermiques et climatiques** : beaucoup d'entre eux sont liés à des facteurs climatiques ou thermiques. La glace souterraine est associée à bon nombre, sinon à la plupart des glissements de terrain dans les sédiments glaciaires exposés au dégel. La fonte non seulement réduit la cohésion mais peut encore réduire la force de friction du sédiment, surtout si le volume de la glace dépasse la porosité. L'eau engendrée par le dégel tend à s'échapper, mais tant qu'elle ne l'a pas fait elle soutient le poids des sédiments de pente, ce qui diminue la friction entre les particules du sol.

D'autres glissements de terrain sont liés directement à des événements climatiques extrêmes tels que des précipitations anormalement fortes ou des températures estivales élevées. Des pluies abondantes peuvent saturer directement le sol, engendrant une mobilisation de la pente, ou accroître la pression de l'eau interstitielle jusqu'au point d'instabilité; les rivières gonflées par les pluies peuvent éroder la base de leurs berges, provoquant des glissements de terrain.

Si les conditions dans le sol sont très sèches la couche organique peut être brûlée en totalité, mettant à nu des sédiments glacés et entraînant une rupture de la couche active par détachement, mobilisant peut-être même la pente dans une rapide coulée de débris [10].

- **L'érosion** : Le ruissellement vers les cours d'eau engendra des crues violentes et dévastatrices. Combinées à des facteurs d'origine naturelle ou anthropique, ces crues

engendrèrent un relèvement du niveau des cours d'eau qui provoqua des inondations extraordinaires et une action érosive variable selon les lieux. Dans de nombreux cas où l'érosion fut particulièrement sévère, le lit des cours d'eau a été profondément modifié, sur creusé et parfois même complètement déplacé. Ce phénomène a conduit à la formation de nouveaux talus présentant des conditions géométriques très instables. En réponse uniquement aux changements de géométrie provoqués par l'érosion. À certains endroits où il y a eu érosion majeure des berges, l'enlèvement de sol a engendré une décompression des dépôts argileux. Ce phénomène a provoqué une diminution des pressions d'eau interstitielle, ce qui a permis à des talus de supporter momentanément des pentes très raides. La diminution de la résistance au cisaillement des sols, consécutive au rétablissement des pressions d'eau, a conduit localement au développement de ruptures de talus.

Ces talus, dont le facteur de sécurité avait passablement diminué à cause des changements à leur géométrie, devenaient exposés à des risques élevés de glissements de terrain qui auraient pu être déclenchés ultérieurement par des variations saisonnières normales des conditions d'eau souterraine [9, 10].

I.3.2.2. Les paramètres anthropiques influençant l'alea

- **La modification de l'hydrologie** : la modification de l'hydrologie par une activité humaine peut créer des zones à risques nouvelles suite à une mauvaise gestion de l'eau qui peut être l'origine de glissements : l'eau peut s'accumuler dans les terrains jusqu'à provoquer une avalanche de boue, rapide, destructrice et incontrôlable.
- **La modification du relief** : lors des chantiers de construction, les opérations de terrassement peuvent entraîner la suppression d'une butée de pied stabilisatrice d'une masse de terrain, ou bien -augmenter la pente d'un versant composé de matériaux pas assez cohérents pour cette nouvelle topographie. Le remblaiement engendre une surcharge pouvant déclencher ou aggraver un glissement. De même il entraîne un tassement du sol et ainsi une diminution de la perméabilité, amplifiant l'instabilité.

I.3.3. Les effets du phénomène

Du fait des fissures, des déformations et des déplacements en masse, les glissements peuvent entraîner des dégâts importants aux constructions. Dans certains cas, ils peuvent provoquer leur ruine complète (figure I.7) : formation d'une niche d'arrachement d'ampleur pluri métrique, poussée des terres incompatible avec la résistance mécanique de leur structure, et peut ainsi menacer les vies humaines comme on va le décrire ci-dessous :

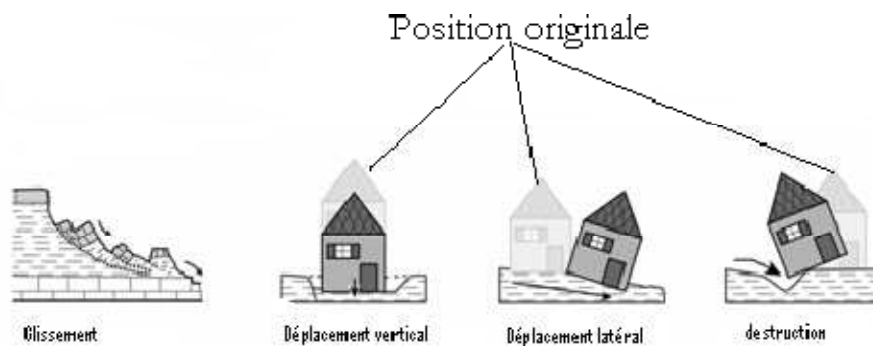


Figure I.7 : schéma illustrant les déformations possibles par un glissement [Photo source Léone et al, 1996].



a. Glissement à Ouled Amieur, Jijel Algérie.



b. Glissement de Surte en Suède, 1950 [www.answers.com]



c. Construction partiellement détruite, Seca Venezuela 1999, [www.answers.com].



d. Déplacement des constructions, Quebrada Vargas, Venezuela 1999, [http://pubs.usgs.gov/].

Figure I.8 : Exemples des effets du phénomène.

I.3.3.1. Dans le monde

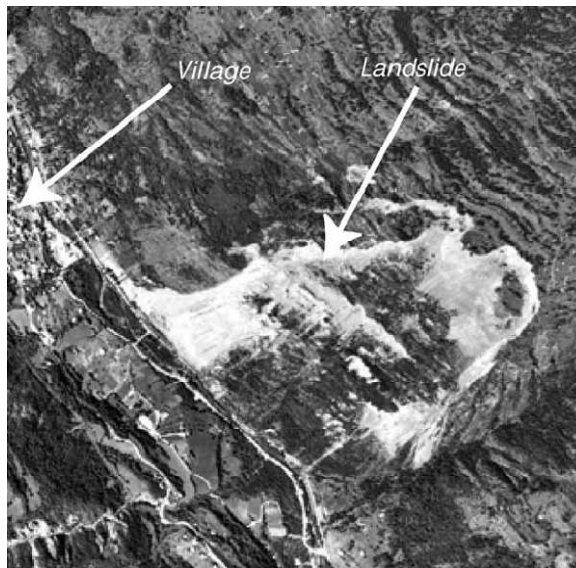
En France, des mouvements de grande ampleur amorcés depuis plusieurs dizaines d'années sont sous haute surveillance afin de tenter de limiter leurs conséquences telles que la Clapière, à Saint-Etienne de Tinée dans les Alpes-Maritimes, où le glissement des matériaux a pu atteindre des vitesses de plusieurs centimètres par jour (figure I.9.a) [14].

Les glissements de terrains au Canada ont entraîné la mort de plus de 600 personnes, ainsi que la destruction de plusieurs communautés, et causé des dommages évalués à plusieurs milliards de dollars (figure I.9.b et c) [10].

Le tableau I.1 regroupe quelques effets les plus spectaculaires des glissements des terrains à travers le monde [15] et la figure I.9 illustre quelques uns :

Date	lieu	Type	Conséquences
1756	Chine	Glissements de terrain	100 000 victimes (glissements dus à un séisme)
1881	Suisse	Éboulement en grande masse	10 millions de m ³ de matériaux détruisent la ville d'Untertal et une partie de celle d'Elm, causant la mort de 115 personnes
9 oct. 1963	Val Serpentine, Italie	Glissement de terrain	Inondation de 6 villages, 2 000 morts et 6 milliards de liras de dégâts
28 juill. 1987	Val Pola, Italie (figure I.9.d)	Éboulement et glissement	30 à 40 millions de m ³ glissent du mont Zandila dans un lac, créant une vague qui cause 27 victimes dans le village d'Aquilone
1988	Petropolis, Brésil	Coulées boueuses	160 victimes et 10 000 personnes évacuées
29 mars 1993	Équateur	Glissement de terrain	20 millions de m ³ de matériaux causent plusieurs dizaines de morts et entraînent la création d'un lac détruisant ainsi des voies de communications et une centrale thermodynamique
9 janv. 1994	La Salle-en-Beaumont, Isère, France	Glissement de terrain	1,3 million de m ³ de matériaux détruit 9 maisons et cause la mort de 4 personnes
Déc. 1999	Vénézuela (figure I.8.c et d)	Glissement de terrain	Des centaines de coulées boueuses tuent plus de 20 000 personnes
Avril 2000	Remire-Montjolly, Guyanne	Glissement de terrain	10 victimes du glissement de la colline Cabassou
31 mars 2003	Chima, Bolivie	Glissement de terrain	Plusieurs centaines de disparus, 400 maisons ensevelies

Tableau I.1 : Quelques effets spectaculaires des glissements des terrains à travers le monde.



a. Glissement de la Clapière [14]



b. Exemple d'un glissement de terrain au Canada 2001
[www.gsc.nrcan.gc.ca/landslides/]

c. Glissement de terrain dans la ville de Nicolet, Canada 1955.
[www.bilan.usherbrooke.ca/].



d. Glissement de Val Pola, Italie, 1987 [www.books.google.com]

Figure I.9 : Exemples de Glissements spectaculaires à travers le monde.

I.3.3.2. En Algérie

Le nord de l'Algérie est confronté à des glissements de terrain qui affectent, en plusieurs endroits, son tissu urbain. Les causes varient d'un site à un autre et peuvent être liées à des conditions géomorphologiques, géologiques, climatiques, sismotectonique, ou encore anthropiques.

On citera quelques glissements spectaculaires et leurs conséquences tels que :

-Les glissements de terrain dans les quartiers Smina et Tizi à Bejaia qui ont complètement détruit des maisons (figure I.10.a et b) et menace maintenant des quartiers entiers. A la moindre forte précipitation, le glissement peut s'aggraver, mettant en danger des vies humaines d'où nécessité de surveiller l'évolution du glissement [16].

-La région de Mila est sujette de glissement de terrain et menace sérieusement certaines infrastructures telles que : le Barrage de Béni Haroun, le Viaduc de Oued Dib, des habitations et le réseau routier [17].

-Suite au glissement de terrain à Oued Smar, en Janvier 2010, et qui a touché l'entreprise de fabrication de tubes soudés, Altub, située dans la zone industrielle de Oued Smar, à Alger, des dégâts matériels évalués à 250 millions de DA.

-Quant à la région de Jijel, les constructions sont menacées par ce phénomène (figure I.10.c).

-Les séismes déclenchent souvent des glissements de terrains (tableau I.2) [18] :

Date du séisme	lieu	Conséquences
17 février 1949	Kherrata, Bejaia (Nord est de l'Algérie)	Des pertes humaines et des dommages importants suite à des glissements.
27 octobre 1985	La chaîne des Babors (nord)	De nombreux glissements et chutes de pierres se sont déclenchés.
18 août 1994	Mascara (nord ouest)	Certaines routes étaient bloquées suite à des glissements.
10 novembre 2000	Béni Ourtilane, Sétif (nord est)	Déclenchement de nombreux glissements.
20 mai 2003	Boumerdès (nord centre)	Les glissements ont généré des dégâts matériels très importants.
20 mars 2006	Laâlam, Bejaia (nord est)	Constructions endommagées ou complètement effondrées lors des glissements.

Tableau I.2 : Exemples des effets des glissements suite à des séismes.



a. Glissement Smina: Vue sur l'escarpement et sur les 3 dalles d'une habitation



b. Glissement de Tizi : basculement d'une habitation



c. Déformation des poteaux lors d'un glissement à Jijel

Figure I.10 : Exemples de glissements en Algérie.

Outre les glissements cités précédemment, la région de Constantine est confrontée à ce type d'instabilité qu'on va lui consacrer une étude plus détaillée, puisqu'elle consiste l'objet de notre travail.

I.3.3.2.1. Les glissements des terrains à Constantine

Avant de parler de ce problème, on va faire une courte description du site d'étude (qu'on va détailler au troisième chapitre) :

Constantine troisième grande ville d'Algérie, se situe entre la latitude $36^{\circ}2'$ et la longitude $7^{\circ}3'$ en plein centre de l'est algérien (le constantinois). La ville s'étale sur un terrain caractérisé par une topographie très accidentée, marquée par une juxtaposition de plateaux (600 à 700 m d'altitude), de collines, de dépressions, de ruptures brutales de pentes et d'un rocher situé sur les deux rives de l'oued Rhumel. Donnant ainsi un site hétérogène, responsable d'une urbanisation discontinue et différenciée [19] (figure I.11).

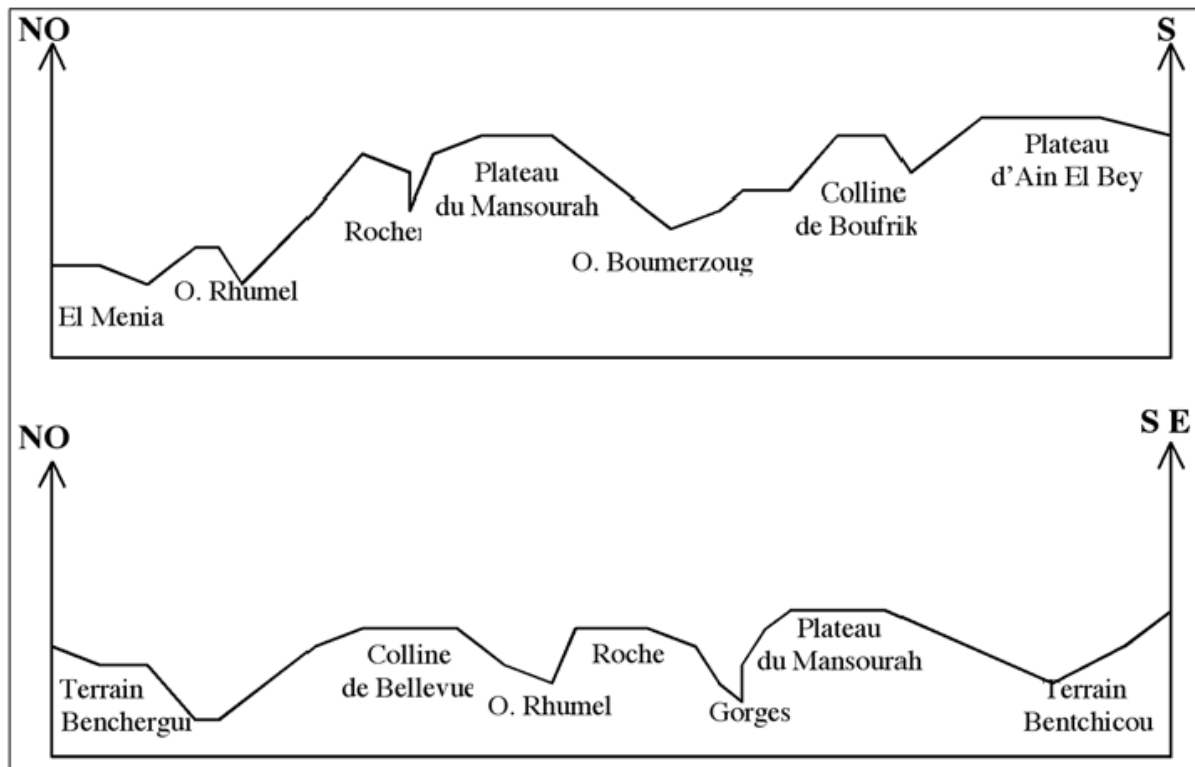


Figure I.11 : Ville de Constantine. Une topographie accidentée [19].

Les glissements de terrain menacent sérieusement une bonne partie de Constantine et affectent plusieurs quartiers de la ville (Belouizdad, l'avenue Kitouni, Kaidi Abdellah, Bellevue, Ciloc, Boussouf, Zaouch, Boudraa Salah, Benchergui, Bardo, Place Krikri, Chemin forestier, le pont de Sidi Rached et même l'université Mentouri) soit 120 ha de sa superficie, et menacent près de 15 000 habitations abritant une population estimée à 100 000 habitants (figure I.12), entraînant l'effondrement d'un certain nombre d'habitations et la menace de destruction de beaucoup d'autres. Il semble dû à la conjonction d'un certain nombre de causes qui sont aussi bien anthropiques que physiques: l'urbanisation parfois anarchique sur les versants à la limite de la stabilité, fragilité naturelle des lieux, infiltration des eaux pluviales, mais surtout à la vétusté de réseau de distribution d'eau qui entraîne dans le sous-sol une perte très importante (au moins 40%), et qui mine alors les fondations des habitations (figure I.13) [19, 20].

Les chantiers de réalisation des tunnels dans la région de Djebel Ouahch, dans la commune de Constantine, faisant partie du tronçon de Constantine dans le lot Est de l'autoroute Est-ouest, ont connu les premiers problèmes sur terrain suite à l'apparition du phénomène de glissement

de terrain. Ces glissements ont fait leur apparition surtout au niveau du tunnel de Djebel Ouahch se trouvant au-dessous de la zone des quatre lacs.

Le confortement et la stabilisation du sol dans les terrains touchés, coûteront cher. La figure I.14 illustre quelques effets du phénomène.

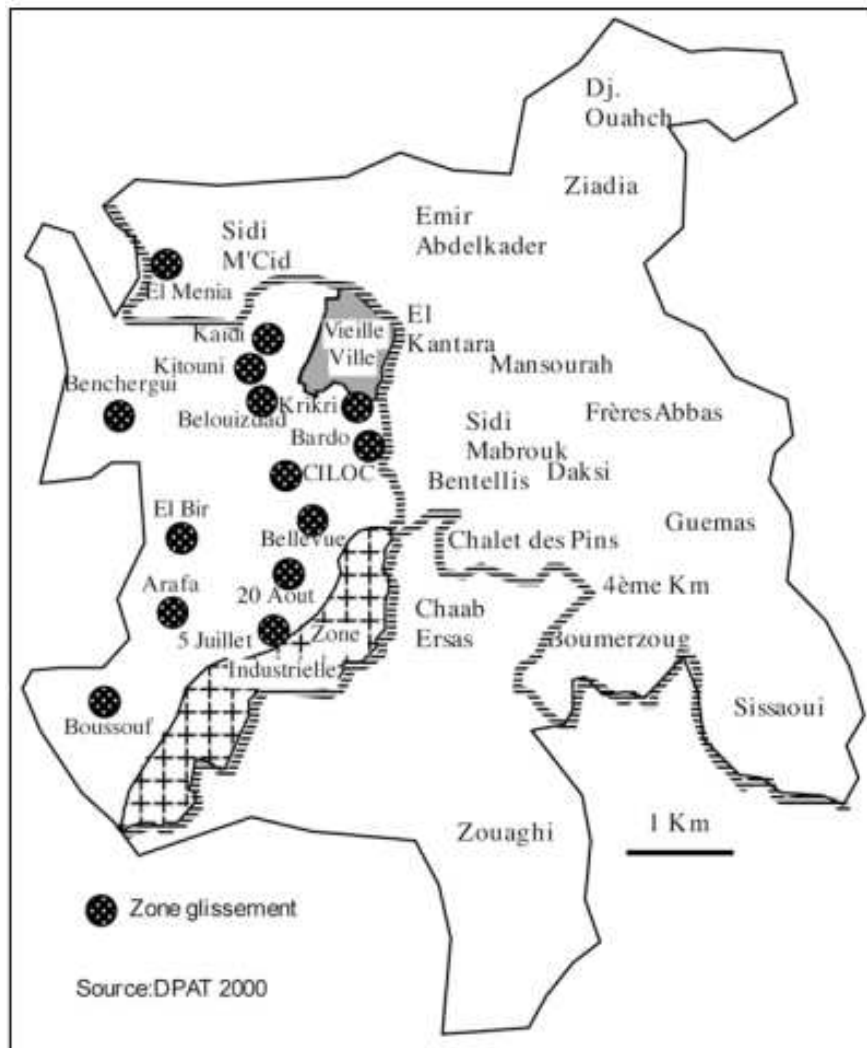


Figure I.12 : Ville de Constantine. Principaux sites de glissements [19].



a. Stagnation d'eau qui sature un remblai



b. L'eau de ruissellement crée des rigoles qui provoquent une érosion régressive des talus.



c. Constructions gagnant sur un versant de pente de stabilité critique sans drainage suffisant



d. Sous sol de bâtiment constamment inondé, baignant dans la nappe superficielle des argiles décomprimées miocènes

Figure I.13 : Perturbation du réseau hydrographique et stagnation d'eau pluviale non drainée.



Glissement à BARDO: route Rahmani Achour



Dégradation de la culée rive droite du pont de franchissement du Rhumel, par glissement du versant amont argileux. (route de Massinissa).



Immeuble incliné de la cité CNEP



Ecole menacée par un glissement à l'amont.



Destruction d'une maison en cours de construction, par suite d'évolution d'un glissement de terrain.



Un grand glissement très actif menace directement des immeubles.

Figure I.14 : Quelques effets du phénomène pour la région de Constantine.

I.4. LA PREVENTION

La prévention des risques est une politique globale qui vise à permettre un développement durable des territoires en assurant une sécurité maximale des personnes et un niveau optimal de sécurité des biens. Il s'agit tout d'abord de cartographier les zones à risques pour leur prise dans les documents d'urbanisme afin d'assurer la sécurité des biens et des personnes. Elle permet d'interdire les constructions dans les zones où le risque est trop important et d'adapter les constructions et les pratiques dans les zones où le risque est faible. La prévention consiste alors à maîtriser tous les rejets d'eau (eaux usées, eaux pluviales, eaux de drainage), et à éviter tout terrassement susceptible de déstabiliser le terrain [5] [21].

La cartographie de l'aléa est un travail complexe nécessite de multiples compétences, elle est établie comme suit : la première étape consiste à élaborer tout d'abord une carte des informations de base sur laquelle toutes les données géologiques et géotechniques existantes sur le territoire sont compilées. Deuxièmement, on élabore une carte des dangers sur laquelle sont identifiés tous les types de glissement de terrain s'étant produits sur le territoire. À partir des informations des deux étapes précédentes, on peut élaborer une carte d'aléas, laquelle permet de classer les zones de façon qualitative selon le degré de probabilité qu'il y survienne un glissement de terrain [10].

I.5. CONCLUSION

Les glissements de terrain constituent un risque permanent dans presque toutes les régions du monde. Leurs causes sont diverses entre naturelles et anthropiques, mais l'eau reste le facteur le plus défavorable, provoquant leur déclenchement, dans la majorité des cas, surtout en absence de la maîtrise du système de drainage ou encore de réseau de distribution d'eau comme pour la région de Constantine.

DEUXIEME CHAPITRE
**L'APPROCHE DES CORRELATIONS
EN GEOTECHNIQUE.**

II.1. INTRODUCTION

Les terrains naturels sont des milieux complexes, spécifiques et de caractéristiques variables dans l'espace et dans le temps, composés de solides et de fluides qui y circulent ou les imprègnent. L'identification de leur propriétés, en termes de comportement physique et mécanique, est coûteuse et par fois lente, et donc nécessairement incomplète et incertaine. L'existence des relations entre ces propriétés va permettre d'améliorer l'efficacité et la qualité des reconnaissances géotechniques en utilisant au mieux les corrélations entre les différentes propriétés d'un même sol [22].

II.2. VARIABILITE NATURELLE DES SOLS

C'est le caractère incertain du phénomène physique : deux essais d'un même géomatériau, quel qu'il soit, réalisés avec le même appareil, par le même opérateur, ne donnent pas en évidence le même résultat parce que deux échantillons, si proches qu'aient été leurs points de prélèvement, ne sont jamais strictement identiques.

En fait, on détermine autant de valeurs de paramètres d'un matériau qui n'est jamais le même, que d'échantillons, d'appareils, de procédures, et d'opérateurs pour les mesures [23].

Le milieu dont on utilise les valeurs caractéristiques dans les calculs géotechniques n'est jamais très représentatif du géomatériau dont on étudie le comportement :

Pour le théoricien, le premier doit être continu, homogène, isotrope, libre,.....alors que pour le praticien, le second est discontinu, hétérogène, anisotrope, confiné.....

De ce qui vient, on admet que les sols sont en réalité des milieux hétérogènes, horizontalement ainsi qu'au sens de la profondeur.

Cette variabilité peut être examinée au microscope électronique, ou même réalisés en divers points d'un site, à ce sujet, *KHEMISSA et MAGNAN* [24] ont analysé la variabilité à partir des résultats de seize essais de compressibilité oedométriques effectués sur des éprouvettes a priori très semblables de l'argile de Guiche, d'où on peut conclure que l'hétérogénéité est la règle générale et l'homogénéité, c'est l'exception.

II.3. FACTEURS CAUSANT L'HETEROGENEITE DES SOLS

L'étude des propriétés des sols est l'étude de systèmes désordonnés sur l'espace et /ou sur le temps. Le désordre (désignant la variabilité) qui affecte les propriétés des sols n'est pas aléatoire, il est lié à l'histoire de leur formation qui a ses lois précises (tectonique, érosion, transport et sédimentation, etc...) et à la nature même de la matière. Mais la complexité de ces lois et des conditions de leur application et la complexité de la matière font qu'il est impossible de prévoir ces propriétés : on est donc devant un phénomène incertain au sens où on ne peut prévoir de façon certaine ses réalisations.

Cet incertain peut avoir diverses formes, on peut se trouver dans des terrains très erratiques, à fortes hétérogénéités avec fractures, des zones de faiblesses ou au contraire des points durs, des arrivées d'eaux etc.... géométries et propriétés sont très tourmentées. Le comportement des ouvrages est lié, plus à des accidents. C'est-à-dire à des valeurs extrêmes, peu probables, qu'à des valeurs moyennes. Donc, cette diversité ou variabilité a son histoire [23].

Les processus qui ont conduit à la formation d'un sol donné, ont inévitablement subi des fluctuations dans le temps et dans l'espace :

- Les dépôts d'estuaire, par exemple dépendent du type et de l'origine des matériaux transportés par le fleuve et par les courants marins.
- Des conditions de déposition des particules colloïdales (teneur en sel, température, etc.).
- Des variations saisonnières et journalières des courants, de telle sorte qu'il est normal que leurs propriétés varient tant avec la profondeur (destinant l'âge) qu'horizontalement [22] [25].

II.4. TYPES D'INCERTITUDES

II.4.1. Incertitudes active et passive

Le désordre naturel n'est pas la seule incertitude dans la connaissance des propriétés des sols. Une deuxième source vient de la connaissance imparfaite de la nature qui est un phénomène physique incertain, quand il se réalise, se réalise de façon certaine, il présente une valeur sûre, déterministe mais ne pouvons pas la connaître parfaitement à cause de l'imprécision et de l'imperfection des appareils de mesures.

Nous commettons une erreur, distance entre une valeur vraie mais inconnue et une valeur donnée par l'appareil de mesure.

La première incertitude, celle sur la réalisation du phénomène physique est souvent appelée active et la deuxième, celle liée à la mesure est souvent appelée passive [23].

II.4. 2. Erreur de modèle

Il existe un autre type d'incertitude, celle liée à l'utilisation de modèles de comportement. Les propriétés des sols rentrent dans des lois rhéologiques qui représentent plus ou moins bien la réalité de la relation contraintes-déformations. Ainsi on utilise essentiellement le modèle élastique linéaire isotrope-plastique parfait ou fragile alors que le sol est mieux représenté par un modèle visco-élastoplastique. Quant au comportement réel du sol, personne ne le connaît, on ne fait que le rapprocher.

On fait donc une erreur de modèle indépendamment de l'erreur que l'on a fait sur la mesure des paramètres du modèle choisi.

Donc, on vient de dégager trois grands types d'incertitudes pour l'examen des propriétés des sols, celles qui tiennent à leur variabilité naturelle, celles qui tiennent à leurs connaissances et celles qui tiennent aux modèles choisis pour ces propriétés.

Pour le mécanicien des sols, dont l'objectif est le dimensionnement des ouvrages, la variabilité naturelle des sols ne présente d'intérêt que par ses conséquences sur les propriétés physiques et mécaniques, qu'il utilise dans ces calculs du point de vue de la mécanique des sols, la question principale est la suivante : les sols d'un site donné ont-ils des propriétés variables d'un point à un autre, et si c'est le cas, comment nous pouvons utiliser des techniques très variées pour analyser la variabilité naturelle des sols [23].

II.5. INTERET DE L'APPROCHE STATISTIQUE ET PROBABILISTE EN MECANIQUE DES SOLS

L'existence des relations entre propriétés présentées précédemment va permettre d'améliorer l'efficacité et la qualité des reconnaissances géotechniques en jouant sur le nombre et la position de sondages et en utilisant au mieux les corrélations entre les différentes propriétés d'un même sol. Le rôle principal de ces relations est de [22, 25, 26] :

- pouvoir quantifier la variabilité des propriétés des sols de façon à optimiser les reconnaissances géotechniques.
- permettre une vérification de la qualité des différentes mesures réalisées sur un site par contrôle de leur conformité avec les relations valables dans la région.
- obtenir une estimation des paramètres nécessaires pour identifier les sols sans les avoir déterminés soit parce que leurs essais coûtent cher, soit par leurs longues durées tels que les essais oedométriques, et cela est fait à partir des corrélations avec des paramètres de détermination plus rapide et moins coûteux.

- caractériser la variabilité naturelle des propriétés physiques et mécaniques des sols pour mieux définir les hypothèses de calculs.
- classer les sols et ordonner des couples de caractéristiques par rapport à une ou plusieurs lois qui fixent des frontières telle que la relation de Casagrande (1948) $I_p = 0.73(w_L - 20)$, qui sert de base à la classification des sols fins (figure II.1).

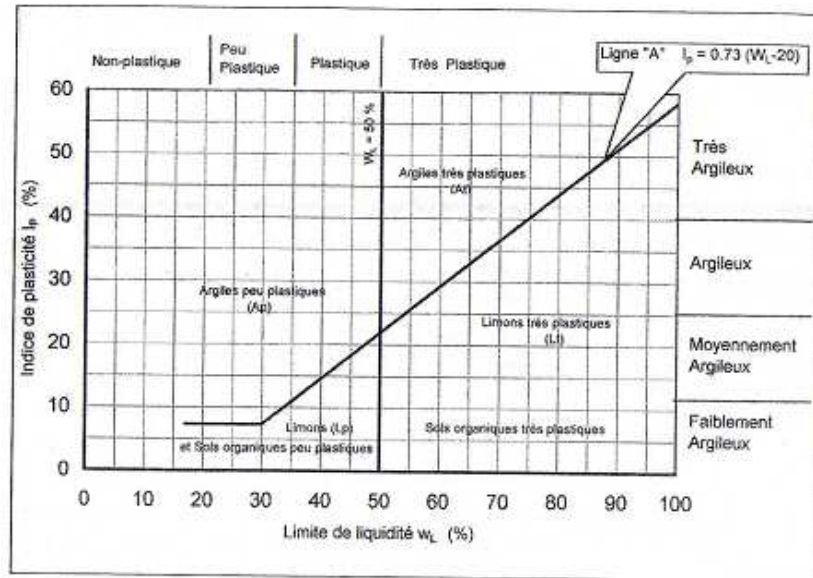


Figure II.1 : Classification des sols fins sur l'abaque de Casagrande [27]

II.6. RELATIONS ET CORRELATIONS DANS LE SOL

II.6.1. Principales relations entre paramètres de sol

Un grand nombre de paramètres sont utilisés en mécanique des sols :

- les paramètres physiques et d'identification et qui sont très nombreux,
- les paramètres mécaniques ou de lois de comportement qui étaient peu nombreux jusqu'à récemment [23] où ils se sont multipliés avec l'évolution des modèles de comportement.

Evidemment, comme mentionné précédemment, tous ces paramètres ne sont pas indépendants [25, 26].

II.6.1.1. Les paramètres physiques (d'identification)

En général, leur détermination est peu coûteuse et on peut parfois disposer d'un fort échantillonnage. Ces paramètres sont classés en quatre types [23]:

- a. **la compacité** du matériau, d'où on utilise plus au moins neuf paramètres:

$\gamma_d, \gamma_h, \gamma_{sat}, \gamma', e, n, w, w_{sat}$, et Sr .

b. **la granulométrie** représentée par la courbe granulométrique caractérisée par:

d_{60} , le coefficient d'uniformité $Cu = \frac{d_{60}}{d_{10}}$ qui vaut la dispersion, le coefficient

d'Hazen $Cz = \frac{d_{30}^2}{d_{10}d_{60}}$, le pourcentage de fins : $F = \% < 80 \mu m$, et le pourcentage

d'argile $C_2 = \% < 2 \mu m$.

c. **la minéralogie** qui distingue les différents types de grains dans les sables (silice, calcaire, etc.) et les différents constituants des agrégats d'argile (kaolinite, illite, montmorillonite, etc.). Elle mesure la capacité d'échange en cations et leur nature (Na, K, Ca, etc.).

d. **les arrangements témoins** ou paramètres de synthèses, le nom donné par Favre [23] aux limites d'Atterberg pour les argiles et aux indices des vides minimum et maximum pour les sables.

En effet, ils représentent la compacité du matériau pour des réponses particulières à des sollicitations données : écoulement sous de petits chocs donne (w_L), ductilité sous charge faible donne (w_p), de la pluviométrie on déduit (e_{max}), et (e_{min}) à partir de vibration sous confinement [23].

II.6.1.2. Les paramètres mécaniques (de comportement)

Ils sont pour la plupart difficiles et coûteux à mesurer et on ne dispose que peu de mesures. On cite les principaux paramètres suivant les modèles de comportement adoptés pour les sols classiquement utilisés :

a. paramètres de déformabilité :

a-i- instantanée : élasticité

L'élasticité linéaire infinitésimale compte 21 paramètres (Cauchy) tels que module oedométrique E_{oed} , module de Young E , coefficient de poisson ν , coefficient de Lamé λ , module de torsion μ , etc.

a-ii- différée : consolidation

On utilise essentiellement la consolidation primaire avec l'indice de compression C_c et l'indice de gonflement C_s .

b. paramètres de rupture

Ils sont distingués suivant les appareils de mesure (triaxial, boîtes de cisaillement), et déterminés selon l'hypothèse des modèles classiques qui est celle de la plasticité parfaite. Ces modèles font l'hypothèse assez bien vérifiée d'un critère de Mohr-Coulomb, caractérisé par la cohésion C et l'angle de frottement φ associés à un comportement drainé à long terme ou non drainé pour le comportement à court terme des argiles.

c. paramètres in situ

Il s'agit des mesures effectuées aux :

- scissomètre : on mesure C_u (vases, argiles molles et, à la limite, limon) ;
- pénétromètre statistique : $q_c - p_0'$ et q_c ;
- pénétromètre dynamique : q_d ;
- Standard Penetration Test (SPT): N ;
- Pressiomètre Ménard: $p_1 - p_0$ et E ;

Une bonne analyse de la liaison entre les paramètres physiques et mécaniques conduit à de bons modèles de relations et à réduire les incertitudes sur les paramètres de sol [23, 25, 26].

II.6.2. Corrélations entre propriétés de sol

Comme déjà mentionné, les sols possèdent des lois de comportement bien définies, encore mal connues au niveau des particules mais représentables au niveau macroscopique pour des modèles approchés (compressibilité, perméabilité, résistance au cisaillement etc.) que l'on peut utiliser avec confiance dans les calculs, à condition de bien choisir les valeurs des paramètres.

Il est à l'évidence impossible de déterminer en tous points les propriétés des sols sur le site d'un projet, leur choix doit se faire sur la base de quelques résultats d'essais en place ou sur des éprouvettes prélevées pratiquement au hasard dans les sols du site.

Il ne serait donc pas vain de s'employer à établir des corrélations, cela est même avantageux voir nécessaire pour des raisons pratiques.

En géotechnique on corrèle soit les résultats des mêmes essais effectués sur des matériaux différents pour établir des modèles de forme et de comportement, soit ceux d'essais différents effectués sur un même matériau pour valider les données mesurées et accroître le nombre de données utiles [22, 26].

A ce fait, on peut déterminer des moyennes et des écarts types, rechercher la forme des lois de répartition des paramètres, tester leur signification, rechercher des corrélations simples ou multiples, analyser les lois de variation spatiale...

Ces outils d'analyse n'ont pas de valeurs en eux même pour le praticien ; leur choix et leur utilisation doivent rester subordonnés à l'objectif final qui est de choisir un modèle de calcul adapté. Ils dépendent également donc des connaissances et de l'expérience qui fait l'étude et des moyens de calcul dont on dispose.

La relation à estimer peut avoir plusieurs formes : forme linéaire, forme hyperbolique, forme puissance, forme exponentielle, forme logarithmique, et forme polynomiale.

Un regain d'intérêt pour les corrélations multiples s'est manifesté ces dernières années, et s'est traduit par quelques travaux de recherches rares mais intéressants, notamment ceux de Magnan sur les tourbes de Normandie et les argiles de Canada [26].

Notre étude se base sur l'analyse de régression linéaire dont on fait en général l'hypothèse que les relations cherchées sont linéaires (Magnan et al [26]), vu qu'elle consiste un outil de base de la plupart des modélisations plus sophistiquées

Dans ce qui suit, on va donner une analyse sur la détermination des corrélations à partir des régressions linéaires en utilisant la méthode des moindres carrés.

II.7. LA REGRESSION LINEAIRE

II.7.1. Sensibilisation à la régression linéaire

Cette sensibilisation à la régression présente de manière détaillée la logique et les calculs permettant les compréhensions de la régression linéaire.

La régression linéaire se classe parmi les méthodes d'analyses multivariées qui traitent les données quantitatives.

C'est une méthode d'investigation sur données d'observation, ou d'expérimentation, où l'objectif principal est de rechercher une liaison linéaire entre une variable y quantitative et une ou plusieurs variables x également quantitatives intervenant dans un même phénomène représentées dans un graphe par ensemble de points $M_i(x_i, y_i), i = [1, \dots, n]$, représentant des mesures d'une grandeur y en fonction d'une autre x .

On montre d'abord la démarche algébrique qui conduit à un ajustement affine, on glisse vers la modélisation en s'appuyant sur l'analyse statistique qui fait appel souvent l'introduction de relations mathématiques qui doivent être significatives entre les variables statistiques.

L'observation simultanée des variables statistiques suggère l'étude du comportement de certaines variables en fonction des autres.

Ces relations mathématiques sont utilisées tant que mode de description et de schématisation de la réalité d'une manière générale, la relation s'écrit $y = f(x)$, où y est la variable dont on veut étudier le comportement. On l'appelle variable expliquée, dépendante, endogène, ou encore la variable réponse ; x est la variable dont on se sert pour étudier le comportement de y . On l'appelle variable indépendante, explicative, exogène, ou encore variable régression.

Cette relation va être traduite par une expression analytique à partir d'ajustement graphique. On suppose qu'on dispose d'un échantillon d'observations x_i, y_i sur ces variables, on représente sur un graphique les points représentatifs des couples (x_i, y_i) qui sont leurs coordonnées.

L'ensemble de tous ces points forme un nuage de points dont la forme suggère une forme de régression. Cette méthode est dite empirique [22].

II.7.2. Analyse de régression linéaire

Toutes méthodes faisant appel aux régressions reposent sur l'acceptation des hypothèses fondatrices de la statistique paramétrique et la notion d'ajustement par les moindres carrés. La moyenne arithmétique d'une variable est par conséquent considérée comme un centre de gravité et la notion des moindres carrés consiste à minimiser la somme des résidus.

Pour analyser simultanément les valeurs de plusieurs propriétés d'un même sol, on fait en général l'hypothèse que les relations cherchées sont linéaires. Cette hypothèse n'exclut pas l'existence de relations de type non linéaire entre les propriétés du sol : les variables aléatoires liées par des relations linéaires peuvent être des fonctions non linéaires des propriétés du sol de forme : hyperbolique, puissance, exponentielle, logistique, ou encore polynomiale.

Chacune de ces formes peut être ramenée à une forme linéaire en effectuant un changement de variables, ce qui donne une grande souplesse à ce type d'analyse linéaire (table II.1) [26, 29].

Forme de régression	Changement de variables	Forme obtenue
a- <u>Forme hyperbolique</u> $Y = a + b/x$	$Z = Y$ Et $T = 1/x$	$Z = a + b.T$
b- <u>Forme puissance</u> $Y = A.x^b$	$Z = \log Y$ $T = \log x$	$Z = a + b.T$
c- <u>Forme exponentielle</u> $Y = A.e^{bx}$	$Z = \log Y$ et $T = x$	$Z = a + b.T$
d- <u>Forme logistique</u> $Y = a + b.\log x$	$Z = Y$ $T = \log x$	$Z = a + b.T$
e- <u>Forme polynomiale</u> $Y = a + b.x + c.x^2 + d.x^3 + \dots$	$Z = Y$ $T = x, V = x^2, W = x^3, \dots$	$Z = a + b.T + c.V + d.W + \dots$

Table II.1 : Analyse de régression linéaire.

II.7.2.1. Régression linéaire simple

La régression simple consiste à estimer une droite **D** (dite droite de régression linéaire) d'équation $y = ax + b$ (figure II.2), cette droite d'ajustement ainsi déterminée doit passer au plus près des points $M_i(x_i, y_i)$. Passer au plus près, selon la méthode des moindres carrés, c'est rendre minimale la somme des distances des points par rapport à la droite estimée élevées au carré [29, 30].

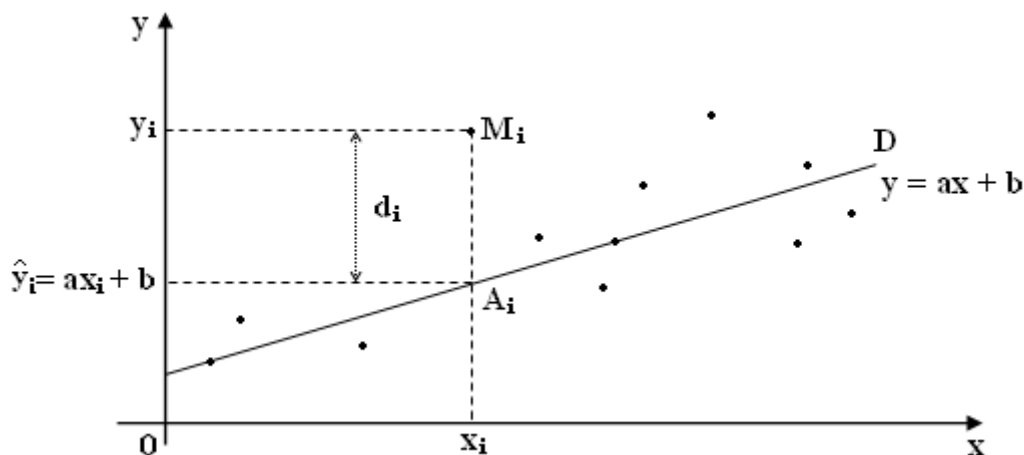


Figure II.2 : Principe de régression linéaire simple.

$$\text{Soit: } s = \sum_{i=1}^n (y_i - ax_i - b)^2 = \sum_{i=1}^n d_i^2 ;$$

Où le point $A_i(x_i, \hat{y}_i)$ est la projection de M_i sur la droite D .

La valeur $(y_i - ax_i - b)^2$ représente le carré de la distance verticale du point expérimental M_i à la droite considérée comme la meilleure.

Cela revient donc à déterminer les valeurs des paramètres a et b qui minimisent cette somme où :

a est La pente de la droite de régression ou coefficient de régression,

b représente l'ordonnée à l'origine,

et à quantifier la validité de cette relation grâce au coefficient de corrélation linéaire [22, 26, 28, 29].

II.7.2.2. Régression linéaire multiple

Il arrive souvent qu'on veuille expliquer la variation d'une variable dépendante par l'action de plusieurs variables explicatives. Une variante de la régression multiple peut quelquefois être appliquée pour ajuster une variable explicative x (ou plusieurs variables explicatives x_j) à une variable dépendante y de manière non linéaire [22, 26]. Cette méthode consiste à ajouter à la variable explicatif x de nouvelles variables construites en mettant x au carré, au cube, etc.

L'équation devient donc, pour un polynôme du k -ième ordre et une variable explicative x :

$$Y = b_1x_1 + b_2x_2 + b_3x_3 + \dots + b_kx_k + b_0$$

D'où $y = \sum_{j=1}^k b_j x_j + b_0$ relation linéaire à estimer.

L'estimation des paramètres b_j s'effectue généralement par la méthode des moindres carrés.

La régression multiple peut être utilisée à plusieurs fins:

- Trouver la meilleure équation linéaire de prévision (modèle) et en évaluer la précision et la signification.
- Estimer la contribution relative de deux ou plusieurs variables explicatives sur la variation d'une variable à expliquer; déceler l'effet complémentaire ou, au contraire, antagoniste entre diverses variables explicatives.
- Juger de l'importance relative de plusieurs variables explicatives sur une variable dépendante en lien avec une théorie causale sous-jacente à la recherche.

Les calculs d'une régression polynomiale ou exponentiel sont exactement les mêmes que ceux d'une régression multiple traditionnelle. Une fois que la fonction est choisie, il faut trouver les paramètres formant une courbe qui s'approche le mieux des observations. La méthode est essentiellement la même que celle pour les régressions linéaires simples, bien que mathématiquement plus avancée. Heureusement, les logiciels nous aident dans cette recherche de l'équation optimum [22].

II.7.3. Méthode des moindres carrés

L'ajustement qui utilise la distance euclidienne comme somme des écarts est appelé ajustement par la méthode des moindres carrés [29, 30].

Pour une régression linéaire simple le problème consiste à estimer les paramètres de la droite pour lesquels la somme est minimum : $S = \sum_{i=1}^n d_i^2$

$$S = \sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)^2 = \sum_{i=1}^n (y_i - ax_i - b)^2 \quad (\text{II.1})$$

Cette fonction n'a pas de maximum $\lim_{ni \rightarrow \infty} (S) = \infty$

Par contre, elle admet un minimum ; les dérivées secondes sont positives

$$\text{Soit } \frac{\delta^2 S}{\delta a^2} > 0 \quad \text{et} \quad \frac{\delta^2 S}{\delta b^2} > 0.$$

Le minimum correspond aux points où les dérivées premières s'annulent :

On détermine les paramètres **a** et **b** à ces points :

$$S = \sum_{i=1}^n d_i^2 = \sum_{i=1}^n (y_i - ax_i - b)^2$$

$$\text{On aura : } \frac{\partial S}{\partial a} = -2 \sum_{i=1}^n x_i (y_i - ax_i - b) \quad ; \quad \text{et} \quad \frac{\partial S}{\partial b} = -2 \sum_{i=1}^n (y_i - ax_i - b).$$

On annule les dérivées, soit :

$$\sum_{i=1}^n x_i (y_i - ax_i - b) = 0 \quad \text{d'où} \quad \begin{cases} \sum_{i=1}^n x_i y_i = b \sum_{i=1}^n x_i + a \sum_{i=1}^n x_i^2 \end{cases} \quad (\text{II.2})$$

$$\sum_{i=1}^n (y_i - ax_i - b) = 0 \quad \text{d'où} \quad \begin{cases} \sum_{i=1}^n y_i = nb + a \sum_{i=1}^n x_i \end{cases} \quad (\text{II.3})$$

On obtient un système d'équations dites normales. On résout le système et on obtient :

$$a = \frac{n \sum_{i=1}^n x_i y_i - \sum_{i=1}^n x_i \sum_{i=1}^n y_i}{n \sum_{i=1}^n x_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n x_i \right)^2} \quad (\text{II.4})$$

$$b = \frac{\sum_{i=1}^n x_i^2 \sum_{i=1}^n y_i - \sum_{i=1}^n x_i y_i \sum_{i=1}^n x_i}{n \sum_{i=1}^n x_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n x_i \right)^2} \quad (\text{II.5})$$

D'une autre manière, considérons l'équation normale (II.3) et divisons de part et d'autre par n. Soit :

$$\bar{y} = b + a\bar{x} \quad (\text{II.6})$$

On déduit :

$$b = \bar{y} - a\bar{x} \quad (\text{II.7})$$

On porte cette valeur dans l'équation (II.2) et on obtient (qui revient en même si on divise le numérateur et le dénominateur de l'égalité (II.4) chacun sur n^2) :

$$a = \frac{\overline{xy} - \bar{x}\bar{y}}{\overline{x^2} - \bar{x}^2} = \frac{COV(x, y)}{V(x)} \quad (\text{II.8})$$

Sachons que : \bar{x} , \bar{y} , \overline{xy} , $\overline{x^2}$ et \bar{x}^2 sont des paramètres de position désignant les moyenne arithmétique. Elle se définit comme étant égale à la somme des observations divisée par l'effectif n de la série.

$$\text{Avec } \bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \text{ ; et } \bar{y} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n y_i$$

Et de même pour les autres termes.

- **V (X)** paramètre qui signifie la dispersion (ou concentration) en terme de carré des écarts des valeurs observées autour d'une valeur centrale observée qui est en général la moyenne arithmétique et notée par

$$V(x) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 = \overline{x^2} - \bar{x}^2 \quad (\text{II.9})$$

D'où on retient comme mesure de dispersion en terme de distances, et par obtention d'une moyenne des déviations en calculant une moyenne quadratique des écarts qu'on appelle écart type, noté δ et qui est la racine carrée de la variance **V** .

- La moyenne arithmétique du produit des écarts à la moyenne de deux variables statistiques **x** et **y** est appelée covariance de **x** et **y**. elle est notée $COV(x, y)$.

La covariance considère les variations communes des deux variables selon la formule :

$$COV(x, y) = \sum_i \sum_j f_{ij} (x_i - \bar{x})(y_j - \bar{y}) \quad (\text{II.10})$$

Après développement on trouve :

$$COV(x, y) = \overline{xy} - \bar{x} \cdot \bar{y} \quad (\text{II.11})$$

La covariance est utilisée pour mesurer le degré de dépendance linéaire de deux variables x et y , c'est-à-dire, si la covariance est positive, les variables x et y varient simultanément dans le même sens (croissantes ou décroissantes), si la covariance est négative, alors à des valeurs croissantes de x correspondent des valeurs décroissantes de y , les variables varient dans le sens opposé [22, 26, 28, 29].

II.7.4. Coefficient de corrélation

La régression des moindres carrés est caractérisée par un coefficient de corrélation \mathbf{R} qui mesure la qualité de l'ajustement des données d'échantillonnage c'est-à-dire le degré d'association existant entre les variables x_i et y .

II.7.4.1. Coefficient de corrélation linéaire simple (*Bravais-Pearson*)

Le coefficient de corrélation linéaire simple, noté \mathbf{R} , mesure l'intensité de la liaison et l'association entre la variable expliquée y et la variable indépendante x .

La relation entre ces variables est d'autant rigide que ce coefficient est proche de l'unité. Ce coefficient est égal au rapport de leur covariance et du produit non nul de leurs écarts types [28, 29].

Son calcul est effectué comme suit :

Sachant que la droite de régression $D: y = ax + b$ passe par le point moyen $G(\bar{x}, \bar{y})$ où \bar{x} et \bar{y} la moyenne arithmétique des valeurs observées x_i et y_i successivement, on cherche une droite $D': x = a'y + b'$ qui rende minimale la somme :

$$\sum_{i=1}^n (x_i - a'y_i - b')^2 \quad (\text{II.12})$$

On trouve alors une droite qui passe aussi par le point moyen G et telle que :

$$a' = \frac{COV(x, y)}{V(y)} \quad (\text{II.13})$$

On souhaite évidemment tomber sur la même droite. Ce sera le cas si et seulement si

$a' = \frac{1}{a}$, d'où $a'a = 1$. Les droites sont confondues donc pour :

$$\frac{COV(x,y)^2}{V(x)V(y)} = 1 \quad \text{d'où} \quad \frac{COV(x,y)}{\sigma_x \sigma_y} = \pm 1 \quad (\text{II.14})$$

Cette valeur représente le coefficient de corrélation linéaire de *Bravais-Pearson* et qui est toujours compris entre -1 et +1 soit :

$$R = \frac{COV(x,y)}{\sigma_x \sigma_y} \quad (\text{II.15})$$

II.7.4.2. Interprétation du coefficient de corrélation

En pratique sa valeur absolue est rarement égale à 1, mais on estime généralement que l'ajustement est valide dès que ce coefficient a une valeur absolue supérieur à $\sqrt{3}/2$, dans ce cas on emploie l'expression « fortement corrélées » pour qualifier les deux variables. Par ailleurs, plus les points sont près d'une droite oblique, plus le lien statistique entre les caractéristiques est fort. La corrélation linéaire est **positive** si les deux caractéristiques augmentent. La droite de régression a un taux de variation positif. La corrélation linéaire est **négative** si une caractéristique augmente alors que l'autre diminue. La droite de régression a un taux de variation négatif (Voir Table II.2).

Coefficient de corrélation et type de corrélation		
type	positive	négative
Corrélation parfaite	R est compris entre 0,98 et 1	R est compris entre -0,98 et -1
Corrélation très forte	R est compris entre 0,80 et 0,98	R est compris entre -0,80 et -0,98
Corrélation forte	R est compris entre 0,50 et 0,80	R est compris entre -0,60 et -0,80
Corrélation moyenne	R est compris entre 0,35 et 0,50	R est compris entre -0,35 et -0,60
Corrélation faible	R ≠ 0 est compris entre -0,35 et 0,35	
Corrélation nulle	R = 0	

Table II.2 : Interprétation des corrélations selon **R**.

II.7.5. Coefficient de détermination multiple R^2

Comme en régression linéaire simple, on mesure la variation expliquée par la régression à l'aide du coefficient de détermination multiple R^2 , qui mesure le rapport entre la dispersion expliquée par la régression et la dispersion totale:

$$R^2 = \frac{\sum (\hat{y}_i - \bar{y})^2}{\sum (y_i - \bar{y})^2}, \quad \text{avec } \hat{y} \text{ la valeur estimée par la régression ;}$$

La liaison entre la variable à expliquer y et *l'ensemble* des variables explicatives peut se mesurer par un coefficient de "corrélation multiple" défini comme la racine carrée du coefficient de détermination R^2 et son interprétation est la même que le coefficient de corrélation linéaire simple [22, 29].

II.8. TEST DE SIGNIFICATION

Les valeurs estimées des paramètres a_i de la relation entre y et les x_i dépendent de l'échantillon utilisé pour l'estimation.

Pour tester la signification de l'équation $y = \sum_{i=1}^n a_i x_i + b$, on utilise le test de Fisher-Snedecor pour un nombre p de variables explicatives x_i , on a :

$$F = \frac{R^2 / p}{(1 - R^2) / (n - p - 1)} \quad (\text{n étant le nombre d'échantillons})$$

F suit une distribution de Fisher-Snedecor de degré de liberté p au numérateur et $n - p - 1$ au dénominateur [22].

Si F_{γ} est la valeur de F associée à la probabilité γ (fractile d'ordre γ) la régression est significative au seuil de $\gamma\%$ pour au moins une des variables explicatives si la condition suivante est remplie :

$$F > F_{\gamma}$$

II.9. CONCLUSION

La reconnaissance géotechnique est parfois limitée et on ne dispose que de certains paramètres en certains points, pour cela, l'utilisation des corrélations entre les propriétés physiques et mécaniques des sols peut contribuer à élargir cette reconnaissance.

La régression linéaire se propose de déterminer un modèle mathématique concernant des données dont on connaît un certain nombre de couples de valeurs.

L'objectif de la covariance est de quantifier la liaison entre deux variables X et Y , de manière à mettre en évidence le sens de la liaison et son intensité. Par ailleurs le coefficient de corrélation donne une bonne estimation de l'ampleur de la relation linéaire entre deux variables quantitatives.

TROISIEME CHAPITRE

CONTEXTE DE L'ETUDE

III.1. INTRODUCTION

Pendant plus d'un millénaire, et jusqu'en 1837, le domaine territorial de la ville de Constantine s'est limité au seul Rocher que l'administration coloniale a voulu le désenclaver dont l'urbanisation déjà achevée empêchait toute extension de la ville, par conséquent, deux solutions furent adoptées (figure III.1) :

- réalisation d'une série de ponts reliant le Rocher à un périmètre oriental ;
- extension vers le sud-ouest, en rasant la butte du Coudiat Aty (constituée de conglomérats) reliée alors au rocher calcaire par un isthme très étroit [1, 31, 32].

Depuis 1962, date de l'indépendance, la ville de Constantine subit une urbanisation importante qui s'est confrontée avec des terrains qui ne se prêtent pas toujours au rôle de sol ou de sous-sol de fondation. En particulier, des mouvements de terrains passés ou actuels, de types éboulements, des glissements ou des coulées boueuses modèlent une grande partie des versants [2].

Dans ce chapitre, on va identifier les sites affectés par le glissement de terrains et qui sont concernés par notre étude corrélative. De plus, et d'après les données géotechniques recueillies on va analyser la position de la teneur en eau naturelle par rapport aux limites d'Atterberg en fonction de la profondeur pour les différentes zones.

III.2. LES FORMATIONS GEOLOGIQUES DE CONSTANTINE

III.2.1. Tectonique

La mise en place du bassin néogène Constantinois est le résultat d'une suite d'événements tectoniques anciens et récents qui se sont succédé au cours des temps géologiques. Les études structurales récentes ont permis de mettre en évidence [2, 33, 34] :

III.2.1.1 La tectonique d'âge secondaire

A Constantine, seul le sommet de la série néritique affleure. La présence de surfaces de ravinement dans le Sénonien de Sidi M'Cid traduit une instabilité verticale qui serait due aux jeux de failles de direction NW-SE et NE-SW aux abords desquelles s'observent des changements d'épaisseur et faciès (nature micro conglomératique du Campanien). Ces failles s'observent au niveau des couches sur lesquelles est construit le monument de Sidi M'Cid. On

peut constater à ce niveau, que la discordance de ravinement fossilise de petites failles verticales dont le jeu s'est poursuivi durant le dépôt Sénonien.

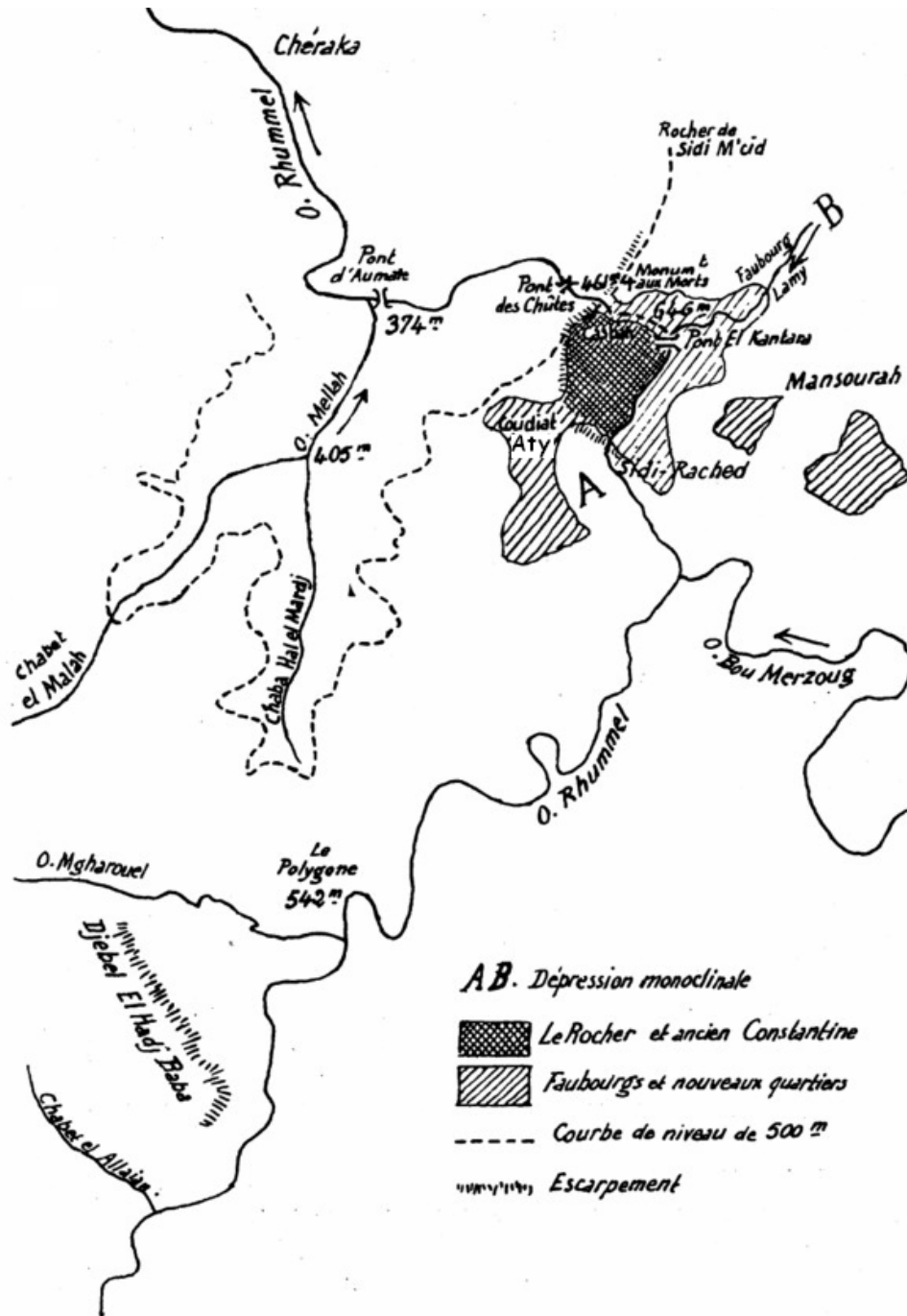


Figure III.1: Rocher de Constantine [31].

III.2.1.2 Tectonique d'âge tertiaire

a- La phase atlasique : Les blocs observés dans le Lutétien d'Oued El Had correspondent à une véritable coulée de blocs témoignant de l'instabilité à cette époque. Elle serait un écho de la phase fini-lutétienne dans la région de Constantine.

b- La phase miocène. C'est la phase qui est responsable de la mise en place des recouvrements anormaux. Dans la région qui nous préoccupe ici, elle serait responsable du charriage de Priabonien à blocs sur le Sénonien-Turonien.

III.2.1.3 La tectonique post-nappe

Le rejeu des failles dans la région de Constantine peut s'observer dans la partie Est de cette ville. Le Quaternaire ancien constitué de calcaire lacustre se trouve à différentes altitudes: 630 m à Békeira, 785 m à Sidi M'Cid et 675 m à Sidi Mabrouk. Ce qui traduit un rejeu des failles aboutissant à la sortie en horst du Rocher de Constantine.

III.2.2 Stratigraphie

L'analyse stratigraphique des formations géologiques de la région de Constantine permet de distinguer deux ensembles (fig.III.2):

III.2.2.1 Le substratum carbonaté secondaire (Rocher de Constantine)

Correspond presque intégralement à une puissante série (250 à 300 m) néritique. Il s'agit de gros bancs de calcaires massifs d'âge cénomanien et turoniens. Quelques mètres de Sénonien marno-calcaire termine la série [31, 32].

Le rocher de Constantine a relativement attiré l'attention des géologues. On doit à *J.M Vila* une connaissance précise du domaine néritique de Constantine. Pour cet auteur celui-ci émerge durant le crétacé supérieur. Il en résulte que toutes les formations marneuses et marno-calcaireuses du sénonien supérieur et du paléogène venant en superposition sur les roches carbonatées sont allochtones qu'elles sont issues des zones situées plus au nord [32].

III.2.2.2. La couverture tertiaire

On distingue dans les formations géologiques constituant la couverture du substratum deux grands ensembles:

Paléogène et Néogène – Quaternaire [34].

a- Le Paléogène: Paléocène- Eocène (Fig. III.3). Il s'observe au niveau de l'Oued EL Had. On distingue de bas en haut les formations suivantes:

- Une centaine de mètres de marnes grises plus ou moins foncées contenant des concrétions carbonatées à débit rognonneux qui affleurent en bancs tronçonnés sur la rive droite de l'Oued Rhumel, au niveau du Chalet des Pins. Les globigérines indiquent un âge Paléocène. Certains auteurs attribuent à l'ensemble de ces formations un âge Maestrichtien à Paléocène.
- Une vingtaine de mètres de calcaire affleurant en lames discontinues au sein des marnes grises. Ces calcaires sont rapportés à l'Yprésien.
- Une trentaine de mètres de marnes grises, d'âge Lutétien. Cette unité contient des blocs de calcaires. Elle s'observe sur la rive gauche de l'Oued El Had.

– Des marnes noires à boules carbonatées jaunes, de grandes dimensions affleurent largement sur la rive droite de l'Oued. Cette épaisse série est rapportée au Lutétien supérieur-Priabonien [2, 33].

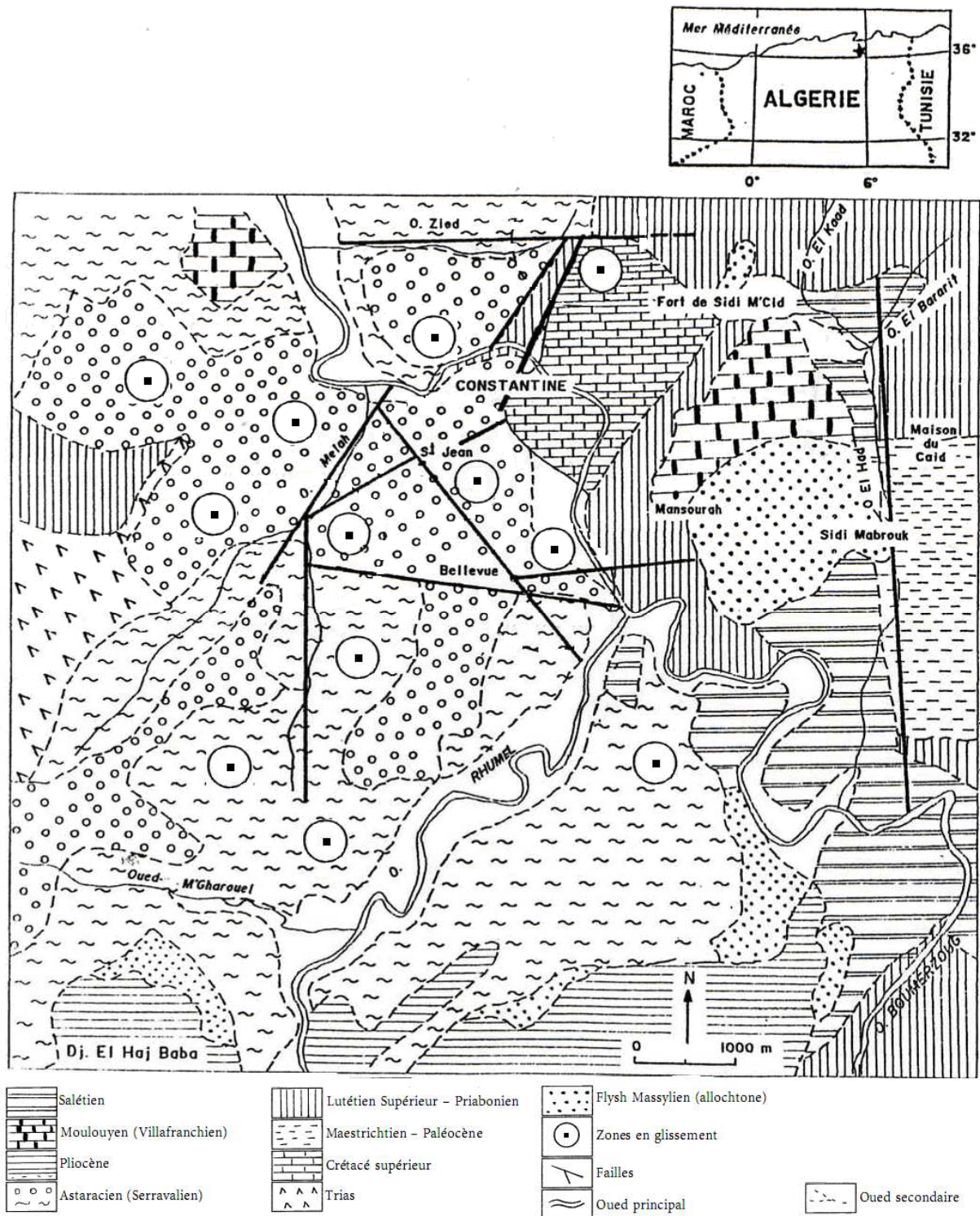


Figure III.2 : Carte géologique de la ville de Constantine [2].

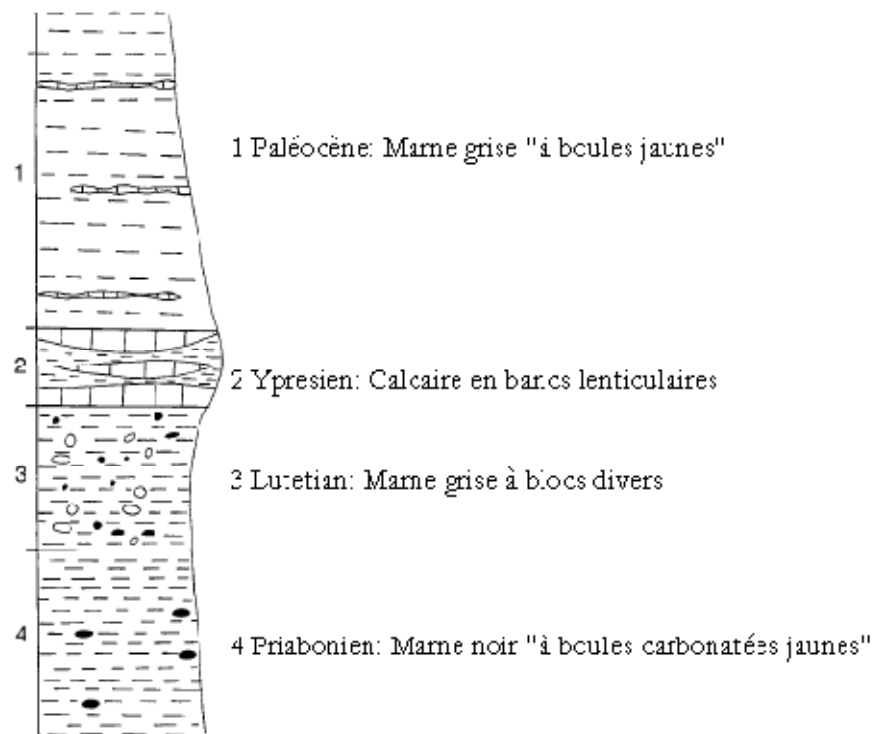


Figure III.3 : Le paléogène de Oued El Had (Constantine) [33].

b- Le Néogène: Miocène, Pliocène. Stratigraphiquement au-dessus des unités précédentes et en discordance sur celles-ci se trouvent des terrains d'âge miopliocène. Ces formations occupent largement les périmètres Sud, Nord et Ouest de la ville (figure III.4). Dans les zones instables, se succèdent les faciès suivants [2, 33]:

– 200 à 250 m de conglomérats rouges, souvent grossiers (blocs jusqu'à cinquante centimètres de diamètre) en bancs pouvant atteindre plusieurs mètres de puissance, séparés par des interlits de marnes rouges, riches en sables et galets. Les blocs et les galets sont de nature variée; grès du numidien, calcaires fin du Crétacé, des quartzites, des argiles sous numidiennes et des plaquettes provenant de la série des flyschs s'observent au niveau de l'Oued El Had.

– Des pélites sableuses ou gypseuses brun-jaunâtres à grises avec des lentilles de grès et de conglomérats. Elles peuvent atteindre 250 m de puissance. Elles s'observent au niveau de la Cité El Bir et le Ciloc.

– Des conglomérats brunâtres correspondant à des remplissages de chenaux. Ils peuvent, localement, former des bancs de 0.5 à 1 m d'épaisseur au niveau de l'Oued M'Gharouel.

– Des pélites brunâtres largement gypseuses, sableuses par endroits, développées sur plus de 150 m. Elles s'observent au pied Nord du Djebel Hadj Baba dans la région du Polygone.

– Des conglomérats bruns à éléments encroûtés sur plusieurs mètres. Leur faible épaisseur fait que ces niveaux sont dilacérés par l'érosion. Ils s'observent au niveau du Polygone.

Toute cette série stratigraphique a été datée de l'Astaricien qui est l'équivalent continental du Serravalien (miocène moyen).

Au sud de Constantine, au Djebel Hadj Baba, on rencontre en discordance sur les argiles et les conglomérats du Polygone les terrains suivants:

– A la base, des argiles noires et rouges, à gypse en cristaux en fer de lance, de taille parfois décimétrique. Ce niveau est très difficile à observer sur le terrain du fait du phénomène de solifluxion qui lui est lié et aussi par le fait qu'il est recouvert par les éboulis de calcaires sous-jacents.

Ces argiles doivent atteindre une dizaine de mètres de puissance.

– Des calcaires lacustres clairs alternants avec des interlits d'argiles rouges ou roses. A la base, ces calcaires sont sublithographiques en bancs bien marqués de 40 cm à 1 m de puissance, assez massifs et présentant de nombreuses fentes de dissolution. Au sommet, les bancs sont moins marqués, plus grumeleux et crayeux.

Ces calcaires qui s'étendent vers le Sud en direction d'Ain El Bey sont comparables à ceux de ce plateau. Cependant, les calcaires qui constituent le plateau sont d'âge quaternaire et ne doivent pas être confondus avec ceux de Hadj Baba. L'âge de ces formations est rapporté au Pliocène inférieur.

c- Le quaternaire : comprend [2, 33, 34]

Le quaternaire récent: Il affleure sous forme de terrasses dans la vallée du Boumerzoug et du Rhumel. Il est constitué essentiellement de galets et de blocs plus ou moins roulés enrobés dans une matrice limoneuse.

Le quaternaire ancien: on distingue deux grands ensembles:

a- Le Salétien: correspond aux épais dépôts conglomératiques qui affleurent en vastes épandages tout autour de Djebel Ouahche. Les éléments de ces conglomérats empruntés aux grès numidiens, possèdent une caractéristique permettant la reconnaissance immédiate de ce niveau: Ils ont un cortex ferrugineux. On a aussi rapporté les conglomérats de la Koudiat Aty à cet âge.

b- Le Villafranchien: à la base une assise détritique constituée de sable jaune- fauve parfois rouge surmontée de calcaires lacustres épais de teinte blanchâtre à patine rosâtre. Ce niveau détritique s'observe sur le plateau d'Ain El Bey et sur la colline de Békeira.

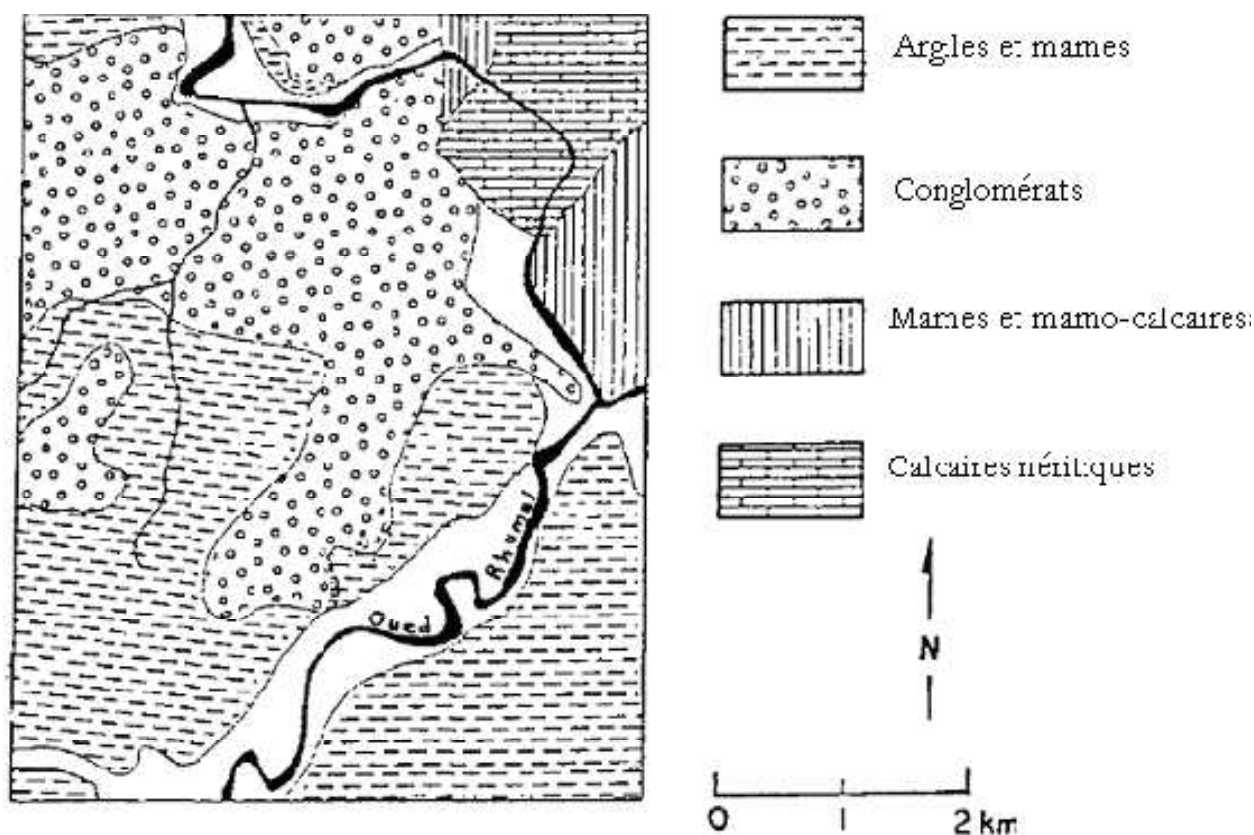


Figure III.4 : Carte géologique simplifiée du site de Constantine [35].

III.2.3. Formation du Substrat

Caractérisée par les formations argilo-marneuse, les conglomérats et les formations superficielles :

III.2.3.1 Les formations argilo-marneuses

On distingue [1, 3, 33, 34] : (figure III.5)

a- Argile brunâtre

Les argiles brunes caractérisent le toit des formations du substratum avec des épaisseurs variables de 1 à 2 mètre sur les parties les plus pentues pour atteindre les 5 à 6 mètres dans les parties plates. Cette argile est parsemée de petits nodules de grès sableux de teinte blanchâtre à grisâtre. Vers les parties hautes cette argile se charge en croûte calcaire. Cette série d'argile de teinte brune se particularise par une intercalation dans sa partie basale d'un horizon de gravier et de sable grossier de teinte jaunâtre très riche en gastéropodes dont le test calcitique a été complètement remplacé par du gypse.

Le gypse de cette série argileuse, formant le remplissage de fractures ou en dissémination dans une matrice argileuse montre des tribus en fibres et en fer de lance de taille décimétrique.

Par ailleurs, cette argile brune est parsemée de petits nodules de grès sableux de teinte blanchâtre à grisâtre. Vers les parties hautes cette argile se charge en croûte calcaire.

Par ailleurs cette assise d'argile brune est parsemée par de nombreux blocs de calcaire lacustre et de microconglomérats de taille très variable, allant de galets à de très gros blocs de quelques mètres de diamètres provenant des formations affleurant dans la partie sommitale du versant. L'épaisseur apparente de cet horizon varie de 1,50 à 2,00 mètres.

b- Argile marneuse grisâtre

Au dessous de ces argiles brunâtres on trouve un substratum constitué d'argile marneuse de teinte grise à noire, généralement gypseuse. Le gypse d'aspect fibreux apparaît en remplissage dans les fractures. Ces argiles contiennent outre le gypse de petits galets et de petits nodules blanchâtres de croûte calcaire. Le sommet de cette série argileuse montre un taux d'encroûtement calcaire plus important. Les remplissages de gypses observés dans ces argiles montrent une direction sensiblement Nord-Sud et un plongement de 50° vers l'Est.

D'après les données de terrain des travaux géologiques sur la région, l'épaisseur de cette assise d'argile marneuse de teinte grise peut atteindre 150mètres d'épaisseur.

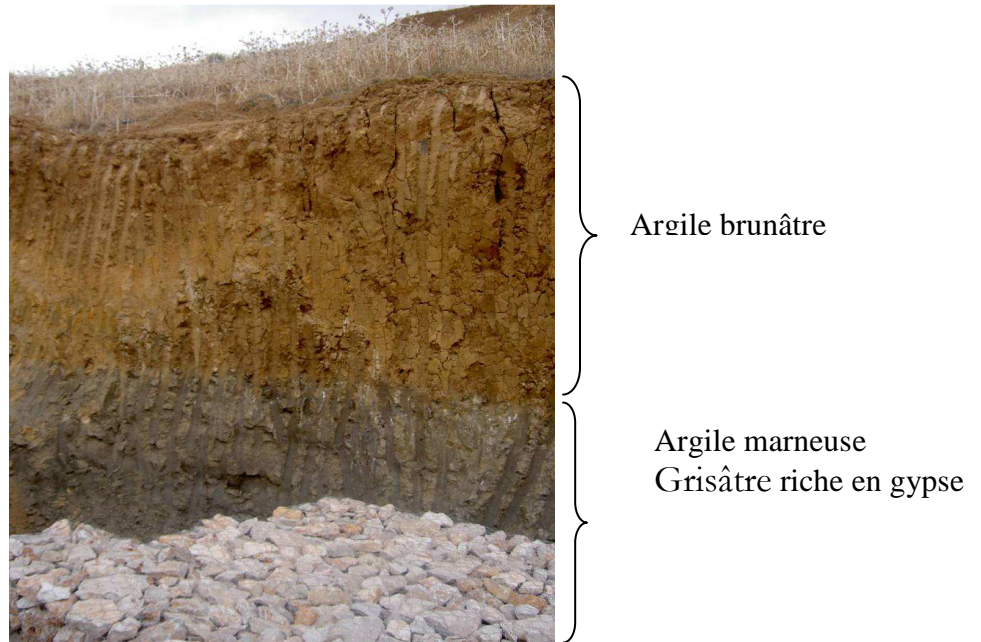


Figure III.5 : les formations argilo-marneuses [DTP de Constantine].

III.2.3.2 Les formations de conglomérats

Ces conglomérats forment le prolongement sous la terrasse alluviale de l'Oued Rhumel, des niveaux de conglomérats affleurant au Nord de l'université de Constantine et du

versant d'El-Menia ; ces conglomérats sont constitués essentiellement de galets ou blocs, de dimensions fort variables, allant de 2 à 40 cm et même parfois plus, surmontés par une série d'argile marneuse de teinte grise à noire, généralement sableuse et gypseuse.

Les talus naturels entaillant ces poudingues présentent une très bonne stabilité dont la pente avoisine les 80° ; c'est le cas, notamment, du talus surplombant le Rhumel, dans le quartier de Bardo [1].

III.2.3.3 Les formations superficielles

Celles-ci comprennent :

a- Les colluvions argilo graveleuses : Elles résultent de l'altération et du lessivage des formations précédentes et sont constituées par l'accumulation de matériaux remaniés ou décomprimés, comportant une importante matrice de fines sableuses et argileuses d'épaisseur limitée à quelques mètres et susceptibles de se fissurer profondément par dessiccation. Dans le cas particulier de la région de Constantine on a des cycles saisonniers de saturation et de dessiccation. Plus la dessiccation a ouvert largement et profondément les fissures et plus l'infiltration lors d'une période de précipitation sera un facteur d'instabilité. L'existence, en profondeur, de terrains intacts et peu perméables va permettre l'établissement d'une nappe temporaire de versant ce qui favorise les instabilités. En fonction du niveau atteint on peut avoir des mouvements « épidermiques », souvent de grande extension. C'est le cas des principaux désordres qui affectent la voie du chemin de fer au bas du plateau de travertins de Bekeira : ces travertins, très perméables, jouent le rôle de 'châteaux d'eau', et alimentent à leur pied un ensemble peu perméable ce qui favorise les mouvements [1, 33].

b- Les remblais : Ces dépôts qui peuvent atteindre, voire dépasser 5m d'épaisseur, résultent vraisemblablement des diverses phases d'urbanisation de la ville, mais sont, pour l'essentiel anciens. On retrouve cependant très fréquemment, le long des voies publiques, des dépôts sauvages, récents, par déversement, à partir de celles-ci. Les pentes situées à l'aval correspondant à un état limite d'équilibre, ne peuvent qu'être mises en danger par ces apports. On les trouve en plusieurs endroits, avec une extension significative à l'aval de la barre rocheuse haute, quartier des Maquisards, par exemple, pour les dépôts anciens, et le long des voiries, pour les dépôts récents. Il est à noter qu'une partie de l'habitat précaire s'est installé sur ces remblais, qui restent, quel que soit leur âge, sensibles, en particulier, aux eaux qu'ils reçoivent, et aux surcharges [36].

c- La terrasse alluviale du Rhumel : Bien que d'extension limitée, elle constitue la limite Nord de la zone instable. Elle marque un escarpement au-dessus du fleuve, de l'ordre de 5m à 10m, régulièrement attaqué lors des crues. A noter qu'elle supporte, au moins en partie, une canalisation majeure d'assainissement [36].

III.3. LE MILIEU PHYSIQUE

III.3.1. Morphologie

Du point de vue morphologique, les pentes sont relativement douces, 5° à 14°, à l'exception des escarpements formés par le massif du Rocher de Constantine, qui domine la vallée du Rhumel de 100 à 150m. Ces escarpements sont le siège d'éboulements et offrent un milieu favorable au ruissellement et à l'altération : un cône d'éboulis bien développé se trouve en piedmont des calcaires turoniens et cénomaniens situés au Nord de Constantine [1].

III.3.1. Climatologie

La région de Constantine appartient, selon le coefficient d'Emberger, adapté par M. Cote (1974) pour l'est Algérien, à un étage bioclimatique semi-aride doux.

L'analyse des précipitations et de températures saisonnières, qui provoquent principalement le ravinement et favorisent les glissements de terrain, fait apparaître pour les vingt dernières années une série de cycles secs et humides.

Les variations saisonnières climatologiques sont accumulées dans le tableau 3.1 et qui sont recueillis à partir de l'Office National de Météorologie:

-Les informations climatologiques calculées à partir d'une moyenne sur 30-ans de 1976- 2005

-Nombre de jours moyen de précipitation= Nombre de jours moyen avec au moins 1 mm de précipitation.

-Précipitation inclue la pluie et la neige.

Il tombe en moyenne, entre octobre et avril, 400 mm d'eau, soit 75% de la chute annuelle.

Mais plus que cette concentration hivernale, ce sont les précipitations exceptionnelles qui sont dangereuses ; presque chaque hiver, des chutes de pluie de plusieurs centaines de mm se concentrent en de courtes périodes de 8 à 10 jours, avec des intensités journalières atteignant souvent 100 mm.

Mois	Température moyenne °C		Précipitation moyenne totale en (mm)	Nombre de jours moyen de précipitation
	Minimum	Maximum		
Janvier	2.4	11.7	69.4	12.6
Février	3.1	13.2	56	11.6
Mars	4.7	15.9	56.2	10.7
Avril	6.7	18.5	58.8	10.5
Mai	10.7	23.9	44.7	8.3
Juin	15.1	29.8	19.5	5.1
Juillet	17.9	33.7	7.1	2.6
Août	18.4	33.6	10.8	3.7
Septembre	15.2	28.5	35.8	6.8
Octobre	11.4	23.3	47	7.8
Novembre	6.7	16.6	50	11.3
Décembre	3.7	12.9	79	12.5

Tableau III.1: Climatologie de la ville de Constantine.

[Office National de Météorologie : www.meteo.dz]

III.4. L'HYDROGEOLOGIE

Celle-ci comporte:

- les eaux d'origine naturelle ;
- les eaux d'origine anthropique;

III.4.1.Eaux d'origine naturelle

III.4.1.1. Les eaux souterraines

L'hétérogénéité lithologique permet d'expliquer le comportement hydro- géologique de ces formations.

Les eaux peuvent être contenues dans les conglomérats et colluvions quaternaires qui paraissent suffisamment perméables et dans les niveaux lenticulaires grossiers du Miocène qui sont au contact avec les argiles miocènes (figure III.6). Ces eaux jouent un rôle important dans les mécanismes qui conduisent aux fréquents mouvements gravitaires observés.

Les terrasses alluviales limoneuses sont aquifères dans la mesure où les eaux souterraines sont exploitées par quelques puits au près des zones instables de Constantine.

Les niveaux franchement argileux miocènes, sont par contre, de faible perméabilité à l'exception de leur frange superficielle, décomprimée et fissurée, qui peut alors contenir des nappes pelliculaires temporaires, notamment en période humide (figure III.7). Cette présence d'eau est témoinnée par les suintements d'eau à la base des murs de soutènement fondés dans les argiles et les sous-sols constamment inondés, observés dans plusieurs immeubles des zones instables. Elle est issue de l'infiltration des eaux météoriques, mais aussi de nombreuses canalisations défectueuses (assainissement, AEP). La perturbation du réseau hydrographique par la construction favorise par ailleurs, la création de nombreuses aires de stagnation des eaux pluviales et par conséquent, une infiltration efficace des eaux et une augmentation des pressions interstitielles [36].



Figure III.6 : Source captée à la base des colluvions grossières, au contact avec les argiles miocènes à Boussouf [36].



Figure III.7 : Argiles miocènes, décomprimées en surface, instables [36].

III.4.1.2. Les eaux superficielles

Le réseau hydrographique est constitué essentiellement par de très importants affluents réunis dans un cours d'eau principal : l'Oued Rhumel où la circulation des eaux se fait dans un chenal de 1,5 m de profondeur moyenne et de largeur très variable, allant presque de 4 m à 10 m. Le régime climatique tranché, en deux saisons contrastées, a une influence sur le cours d'eau, qui a un caractère agressif, excessif et irrégulier (figure III.8).

Le Rhumel façonne les zones d'accumulation actuelles, sape les berges et emporte ainsi des pans entiers de basses terrasses. Il creuse son lit dans des matériaux essentiellement peu cohérents, son action ne rencontre donc aucun obstacle, hormis au niveau des massifs calcaires ou des ensembles conglomératiques [1, 33].

III.4.2. Eaux d'origine anthropique

Celles-ci comprennent les fuites sur les réseaux d'eau potable, et fuites de réseaux d'eaux usées ou rejets directs de celles-ci dans le milieu naturel :

III.4.2.1. Les fuites des réseaux publics (AEP, EU)

On pourrait argumenter que les glissements de terrain sont à l'origine de ces désordres. Toutefois, les désordres sur les réseaux affectent l'ensemble de l'agglomération, y compris, là où il n'y a pas de glissement. Il y a donc là un problème de vieillissement et de maintenance. L'important programme de réhabilitation des réseaux prévu est une condition indispensable à la maîtrise des glissements [36].

III.4.2.2. Les rejets incontrôlés des habitations

Construites de façon illégales, soit directement vers les thalwegs, soit par le biais de dispositifs d'infiltration de type puits perdus.

Leur conséquence est multiple :

- Augmenter le volume des eaux qui se retrouvent dans le sous sol, en particulier à des niveaux où il n'y aurait probablement pas d'eau naturellement, par augmentation de la teneur en eau [36].
- Les eaux usées, plus particulièrement, sont potentiellement agressives, et peuvent, de ce fait modifier la structure des sols par action physico-chimique sur la structure des matériaux argileux et/ou mise en solution de minéraux, en particulier de ceux d'origine calcaire qui assurent très probablement une cimentation entre les matériaux d'origine détritique, sans quoi, il serait difficile d'expliquer l'existence de barres rocheuses dans les conglomérats [36].
- Changement du comportement rhéologique du sol qui passe d'un état solide à un état visqueux [20].

- Une action mécanique défavorable de pression d'eau souterraine : La circulation des eaux souterraines, issues des fuites des réseaux hydrauliques, peut entraîner à long terme une altération progressive des terrains affectés, traduite par une régression sensible de leurs caractéristiques de résistance [20].

De tels rejets peuvent à eux seuls provoquer des instabilités.

La maîtrise de ces eaux constitue une composante majeure des dispositions de confortement qui peuvent être envisagées.

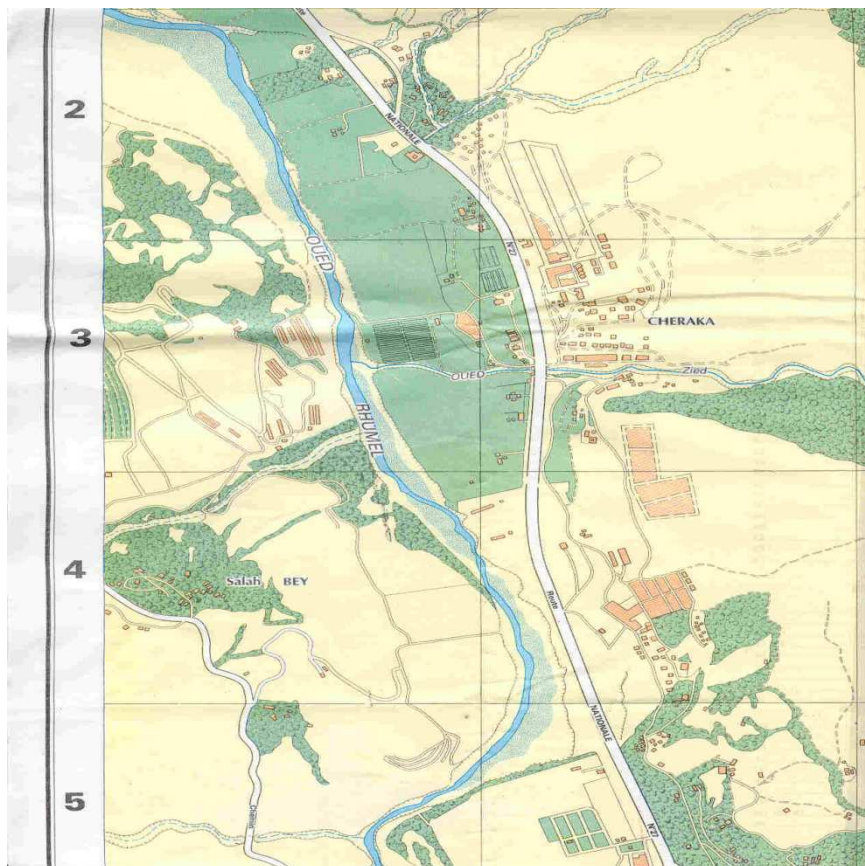


Figure III.8 : Oued Rhumel et ses affluents.

[Institut National de Cartographie]

III.5. SECTEUR D'ETUDE – PRESENTATION DES ZONES INSTABLES

Le secteur d'étude est scindé en plusieurs zones qui regroupent des sites affectés par les glissements de terrain :

-Zone A : sites de Belouizdad – Kitouni – Kaidi Abdellah ;

-Zone B : site de Boussouf ;

-Zone C : Terrain Université Ouest - Cité universitaire Mentouri, site du terrain de l'université Est ;

-Zone D : site du Ciloc ;

-Zone E : la route Massinissa ;

Dans ce qui suit, on va faire succinctement le point sur les données géologique et géotechniques qui ont pu être recueillies de plusieurs sources qu'on va citer pour chaque zone, et par suite analyser les caractéristiques géotechniques de chaque zone en se basant sur l'étude de la variation des teneurs en eau.

III.5.1. Description

III.5.1.1. Zone A

La zone A concerne les trois quartiers de Belouizdad, Kitouni et Kaïdi Abdellah, soit une zone qui s'étend du Coudiat jusqu'au niveau du Rhumel. Ils sont caractérisés par une urbanisation très dense et une extension mal maîtrisée. Un nombre important de constructions pour les sites Belouizdad et Kitouni est dans un état de dégradation très avancé, à la limite de l'effondrement.

Il est à noter que sur 2351 habitations expertisées des sites de Belouizdad – Kitouni, le tiers est soit à démolir, soit à réhabiliter pour des raisons liées à des problèmes de structure.

En aval, le lotissement Kaïdi Abdallah, représenté par un habitat précaire, est fondé pour l'essentiel, dans un niveau argileux rouge. Les habitations, sans étages, sont très dégradées et souvent instables.

Les principaux indices considérés dans la délimitation de ce glissement complexe que l'urbanisation a rendu difficile à cerner, sont les déformations bien marquées sur la chaussée et les niveaux de désordres induits dans le bâti. Certains indices de terrain tels que la fissuration récente des niveaux conglomératiques et la morphologie moutonnée des argiles, ont contribué à une meilleure identification du phénomène gravitaire.

Les désordres dans le bâti se traduisent d'abord par une fissuration très avancée de la quasi totalité des constructions situées à l'intérieur de la zone instable.

Les dommages se traduisent par le cisaillement des structures (cisaillement de poteaux à la base des constructions, poutres, fissuration des dallages et des murs porteurs des habitations anciennes), et leur basculement, absence ou dissymétrie des contreventements, absence de joints entre blocs, modifications de la structure d'origine, fondations inadaptées ou hétérogènes entre deux bâtiments accolés et réalisés à des époques différentes.

Le passage est assez net entre le bâti endommagé et celui stable.

La limite occidentale du glissement est moins bien marquée par la fissuration des chaussées. Ces dernières sont néanmoins, plus déformées dans les tronçons situés en zone instable qu'en zone stable.

Les pluies intenses tombées lors de l'hiver 2003 ont généré un écoulement de la falaise basse et une rupture du talus aval argileux de la route du 20 août. Ces pluies ont accentué la fissuration des habitations du quartier Kaïdi Abdellah ce qui laisse penser à la réactivation du glissement de Bélouizdad, dans sa partie médiane [36a].

III.5.1.2.Zone B

La zone B constituée par la cité Boussouf (figure III.9), est située à l'extrémité Sud-Ouest de la ville de Constantine. Elle est limitée au Nord-Est par la cité Zaouche, au Sud-Est par la Route Nationale n°5 (RN5 reliant Constantine à Alger), la zone industrielle et l'Oued Rhumel. A l'Ouest, la cité délimite l'extension actuelle du PDAU (Plan de Développement et d'Aménagement Urbain) de la ville de Constantine.

Cette zone qui est le siège d'une urbanisation récente et dense, est caractérisée par une faible stabilité de ses versants argileux (figure III.10). Les travaux de terrassement ont souvent contribué à la déstabilisation de ces derniers, en générant une véritable menace pour une grande partie du bâti.

Le quartier Cité Boussouf à l'Ouest s'est considérablement développé, les bâtiments sont nombreux, à plusieurs étages. Les trois dernières lignes de ces bâtiments, côté thalweg, ont été construites dans la pente ou sur des remblais d'argile déversés en tête de talus [37].



Figure III.9 : Vue d'ensemble du site de Boussouf - Thalweg Ouest [36b]

- La structure moutonnée des versants à gauche de la figure et derrière les immeubles est un signe clair d'instabilité.



Figure III.10 : Vue d'ensemble du site de Boussouf - Thalweg Est [36b].

Les bâtiments en construction sont sur un glissement de terrain très actif.

Dans son rapport de 1995, le CTC [36b] souligne l'existence de nombreux glissements actifs et met en relief l'anarchie des constructions et les réseaux d'eau et d'assainissement incorrectement dimensionnés et installés, créant de nombreuses zones d'érosion, humides et déclenchant des glissements de terrain.

De très nombreux désordres affectent certaines constructions:

- fissuration du mur d'enceinte de l'école de la cité Boussouf Centre ;
- ouverture des joints de dilation d'un bloc de trois immeubles ;
- basculement d'un immeuble ;
- destruction de deux villas en début de construction (figure III.11) ;
- des immeubles menacés par un grand glissement très actif ;
- l'école Said AZABI menacée par un glissement de talus qui emporte le mur de clôture



Figure III.11 : Destruction d'une maison en cours de construction par suite d'évolution d'un glissement de terrain [36b].

Outre les réseaux qui sont en très mauvais état et présentent toujours de nombreuses fuites d'eau potable ou d'eaux usées, des écoulements et l'érosion induite et les circulations d'eau, les actions anthropiques (terrassements, imperméabilisation du terrain, stockage de remblais, obstruction de thalwegs) contribuent dans une large mesure à la déstabilisation des versants [36b].

III.5.1.3.Zone C

Le terrain de l'Université a fait l'objet d'une expertise du bâti par le CTC EST qui a concerné l'ensemble des bâtiments existants, à savoir : cité universitaire du 08/11/1971, résidence universitaire Mentouri, l'école de formation paramédicale, cité universitaire 200 lits et l'université Mentouri.

Les désordres recensés correspondent le plus souvent à des fissures au niveau des murs, des cloisons, des dallages, des cages d'escalier, à des affaissements du dallage, à l'ouverture de joint de dilatation, à la détérioration de caniveaux, à des décollément des enduits.

Sur le plan hydrogéologique, les eaux peuvent être contenues dans les conglomérats et colluvions quaternaires qui paraissent suffisamment perméables et dans les niveaux lenticulaires grossiers du Miocène (figure III.12). Les niveaux franchement argileux miocènes qui affleurent dans la région sud de l'Université, sont par contre, de faible perméabilité à l'exception de leur frange superficielle, décomprimée et fissurée, qui peut alors contenir des nappes pelliculaires temporaires. Il a également été noté un certain nombre de dégradations au niveau des réseaux d'assainissement liés à un manque d'entretien des réseaux, et l'absence de collecte et d'évacuation des eaux pluviales [36c].



Figure III.12 : Versant occidental, argilo-graveleux moutonné de l'Université [36c].

III.5.1.4.Zone D

Le bâti du site de Ciloc se résume aux cinq immeubles (R+12) A, B, C, D et E du nord au sud, construits en 1958 dans le cadre du plan de Constantine, ces bâtiments dominent un versant de pente relativement élevée (20 à 25%) jusqu'à la RN27 (figure III.13 et 14). Les abords des immeubles et leurs accès sont dans un état environnemental préoccupant, marqué par de nombreux dépôts de déchets et avaloirs obstrués. Depuis février 1987, le versant sud ouest au pied du bâtiment B est affecté par un glissement déclaré entaillé dans les formations argilo-marneuses mio-pliocènes [1, 3], traduit par un arrachement en tête en forme circulaire à une distance de 2 à 3 mètres de la partie sud ouest du bâtiment B. la section du versant comprise entre le Ciloc et la RN27 est représentée de haut en bas par la série stratigraphique suivante (figure III.15) [20] :

- remblais argilo graveleux de 2 à 6m d'épaisseur localisé sur le site même du Ciloc;
- sables fins et graviers ;
- argiles marneuses compactes a passé sableuses et graveleuses.



Figure III.13 : La cité Ciloc en 1970.

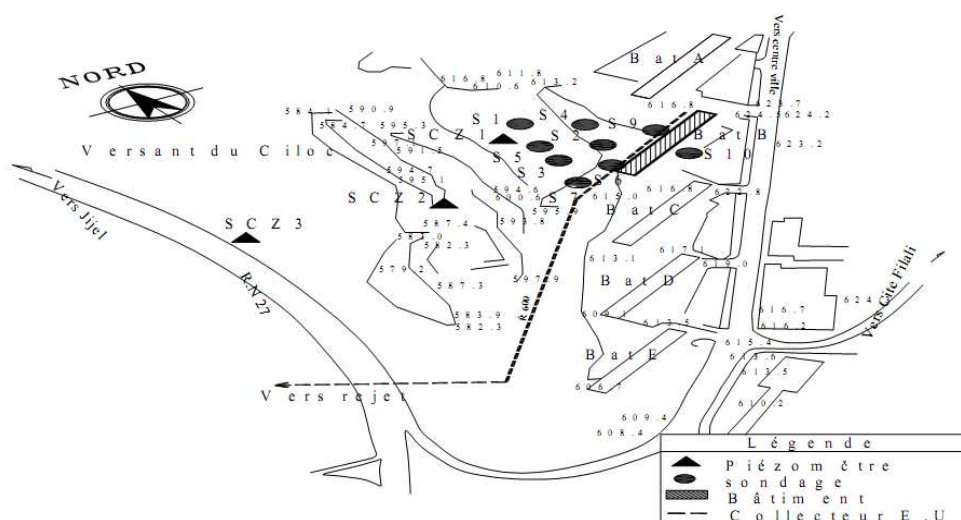


Figure III.14 : Plan de situation et recollement des sondages [20].

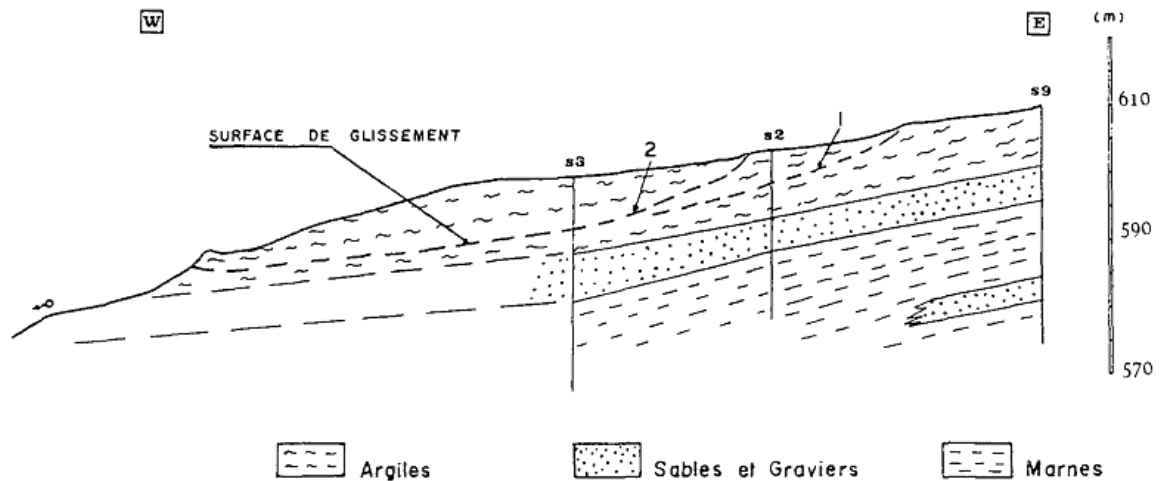


Figure III.15 : Coupe dans l'axe du glissement [3].

III.5.1.5.Zone E

La région d'étude est implantée sur le lieu dit le contournement sud « route de Massinissa », ce dernier est localisé au sud de la ville de Constantine entre les méridiens 6°35 et 6°40 et les parallèles 36°20 et 36°25, limité au Nord par la zone industrielle « Palma » au Sud par koudiat el hadj, à l'Est par la dalle de bel hadj et à l'Ouest par l'oued Rhumel.

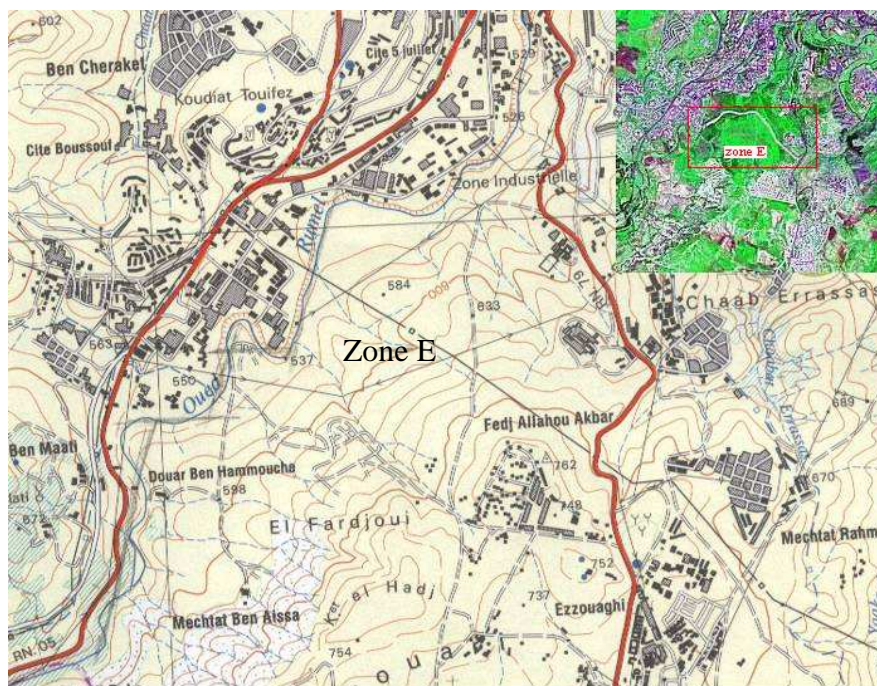


Figure III.16 : Situation géographique de la zone E d'après la carte topographique Constantine échelle 1/50.000 et l'image spatiale (Scène LANDSAT année 2000)

Le versant Nord de la koudiat Belhadj, au pied duquel passe la route de Massinissa fait partie intégrante du grand bassin néogène Constantinois.

D'après les renseignements recueillis auprès de la Direction des Travaux Publics de Constantine (DTP), le projet de la voie du contournement Sud passage Massinissa a été inscrit en 1993 ; dès l'exécution des travaux de terrassements les zones de glissement sont apparues. En juillet 1996, l'aggravation des glissements a engendrée la cassure de la canalisation multi produit de NAFTAL. Au cours des travaux de réalisation plusieurs zones de glissements se sont apparues (figure III.17). Les palplanches constatées sont très déformées (basculement vers l'aval) ceci traduit l'ampleur des masses en mouvement.



Figure III.17 : Quelques dégradations observés dans la zone E [38]

Outre la lithologie du site : argile plus ou moins sableuse sur substrat d'argile marneuse grisâtre riche en gypse qui subit une dissolution en présence d'eau, les travaux de terrassement menés sur des pentes à l'équilibre limite, la mise en œuvre des remblais routiers sur un terrain en pente avec un manque d'ancrage et mauvais compactage et l'assainissement qui se traduit par une collecte défailante des eaux sont des causes des désordres observés [38].

III.5.2. Etendue des glissements

La synthèse des observations de terrain et notamment les indices d'instabilité et les effets induits par le glissement, permettent de faire les commentaires suivants :

La zone A [36a] :

- les terrains particulièrement sensibles au glissement correspondent aux horizons les plus fins : les argiles rouges plus ou moins graveleuses sur lesquelles sont fondés les quartiers les plus touchés : Bélouizdad - Kitouni, Maquisards, Kaïdi Abdellah, Sabatier ;
- les niveaux franchement conglomératiques tels que les deux falaises et les talus de la rue Kitouni, paraissent à première vue, stables. Cependant, leur structure lenticulaire délimitée par des horizons argileux moins résistants, ne les met pas à l'abri d'un mouvement d'ensemble du versant. Cette prédisposition est témoignée par l'observation de quelques fissures ouvertes des talus conglomératiques de la rue Kitouni, et les écroulements récents constatés au niveau de la falaise la plus basse ;
- la brèche miocène qui se développe sur l'ensemble du site, au-dessous des formations argilo-conglomératiques, paraît, quant à elle, stable. Les affleurements locaux de cette brèche à la périphérie du terrain Amirouche, montrent une consistance rocheuse. Cette brèche qui affleure sur de grandes étendues, plus à l'ouest de Bélouizdad (piémonts du Dj. Chettabah), est tout à fait stable sur des versants de forte pente.

La zone B [36b] :

- Les argiles miocènes qui affleurent sur de grandes surfaces à Boussouf, sont altérées, très plastiques et propices aux mouvements gravitaires, qui s'expriment sous différentes formes : glissements de terrain avec ruptures franches, solifluxion, fluage à surface de rupture complexe. Ces mouvements sont identifiables, aussi bien dans le milieu bâti, qui est alors fissuré, que dans les aires non bâties qui présentent tous les signes d'instabilité : fissuration de traction, morphologie moutonnée. Au-delà de 10 % de pente, les argiles peuvent être déstabilisées, à la faveur notamment de leur saturation, durant la période pluvieuse.
- Cette faible stabilité naturelle est accentuée par les travaux d'urbanisation : terrassements excessifs, surcharge du terrain par les remblais laissés sur place, perturbation du réseau hydrographique par des constructions en fond de thalwegs, stagnation des eaux d'origine diverse (pluviale, fuites à partir du réseau d'assainissement et d'AEP, défectueux).

La zone C [36c]:

- L'Université de Constantine et son prolongement méridional occupent un ensemble de collines orientées Nord-Sud, qui dominant à l'Est et à l'Ouest, les oueds Bou Merzoug et

Rhumel. Les versants qui les relient à ces cours d'eau ont des pentes prédominantes de 15 à 25 %. Ils sont drainés par de nombreux thalwegs et ravines qui sont le siège d'une érosion active. Les collines ont subi des modifications morphologiques notables pour recevoir les aménagements existants, telles que les grandes surfaces arasées qui ont servi d'assiette à la construction de l'Université et de la Cité Universitaire de jeunes filles.

- Les instabilités sont localisées dans les formations argileuses miocènes et se distinguent par une morphologie moutonnée, caractéristique. Les glissements les plus récents sont incisés par des cicatrices d'arrachement bien distinctes sur le terrain.
- Les glissements de terrain déclarés sont localisés sur les talus de forte pente à proximité du Rhumel (rive droite) et le long des berges du thalweg situé à l'Ouest de la cité Mentouri.
- Les talus de thalwegs creusés dans la formation argileuse miocène, sont eux aussi de faible stabilité. Un surcreusement des lits par érosion, ou des averses concentrées, peuvent conduire à la déstabilisation des versants. C'est le phénomène qui s'observe le long du thalweg issu de l'Institut d'Architecture et qui longe la dépression passant à l'Ouest de la résidence universitaire Mentouri.

La zone D [3]:

- Les argiles mio-pliocènes de surface sont altérées et décomprimées sur une épaisseur moyenne de 8 m, superposées sur un niveau de sables et graviers, cet horizon perméable surmonte des terrains marneux compacts incluant un niveau de sables et graviers.
- Sur ce site, la géophysique a permis de localiser un chenal drainant, Il est en outre très intéressant de noter que l'axe de ce chenal drainant coïncide avec celui du glissement (NE-SW) et aboutit à une source pérenne qui se déverse dans la pente.
- la surface de glissement semble se localiser à faible profondeur dans les formations argileuses de surface.

La zone E [38]:

- L'instabilité est constatée sur une butée orientée au SE du secteur analysé ; juste dans le tronçon où on constate un affaissement de la voie B.
- Dans cette configuration s'est déclarée une instabilité de grande envergure dans les argiles brunâtres à gros blocs de calcaires lacustres ayant glissé sur le substratum constitué d'argile marneuse grisâtre riche en gypse.

- Les dégradations affectent le talus dans sa partie amont soulignant une niche d'arrachement sur la partie la plus pentue du talus et un bourrelet de pied sur une largeur et une longueur importantes, avec un déplacement de plusieurs mètres du vecteur de glissement.
- Le glissement constaté sur la partie amont est localisé sur les déblais.

III.5.3.Travaux de reconnaissances géotechniques

Les zones A, B, et C, ont fait l'objet d'une campagne de reconnaissances géotechniques réalisés lors d'une étude des glissements de terrain de la ville de Constantine faite par la Direction de l'Urbanisme et de la Construction, ARCADIS EEG-SIMECSOL, entreprise française spécialisée dans l'étude des sols et sous-sols, le LTPEst, ainsi que le CTCEst, [36].

Depuis 1987 un programme de reconnaissance géotechnique a été réalisé par le Laboratoire des Travaux Public/ Est (LTP/Est) en collaboration avec l'Université de Liège concernant la zone D, les travaux se sont axés sur la région près de l'immeuble B [20].

Quant à la zone E, elle a fait part d'une étude géotechnique très sommaire est localisée sur un espace restreint a été faite par le LTPEst en 1995 [38].

Une campagne des sondages avait été entreprise ; et on a pu avoir :

- cinq sondages carottés (de SB1 à SB5) pour la zone A ;
- cinq sondages carottés équipés d'inclinomètres et deux équipés de piézomètre pour la zone B ;
- huit sondages carottés (SU1à SU8) équipés entre inclinomètres et piézomètre pour la zone C;
- neuf sondages carottés ont été réalisés pour la zone D dont six sondages équipés d'inclinomètres ;
- Treize (13) sondages carottés pour la zone E (on a pu avoir que trois sondages).

III.5.3.1. Variation des teneurs en eau en fonction de la profondeur

A partir des données géotechniques recueillies nous avons élaborés des graphes représentant la variation des teneurs en eau en fonction de la profondeur, et ce pour analyser le comportement du sol, en se basant sur les teneurs en eau (w, w_{sat}, w_L, w_P) en fonction de la profondeur.

Notant que pour toutes les zones étudiées les terrains sont de type sols argileux de moyenne à forte plasticité.

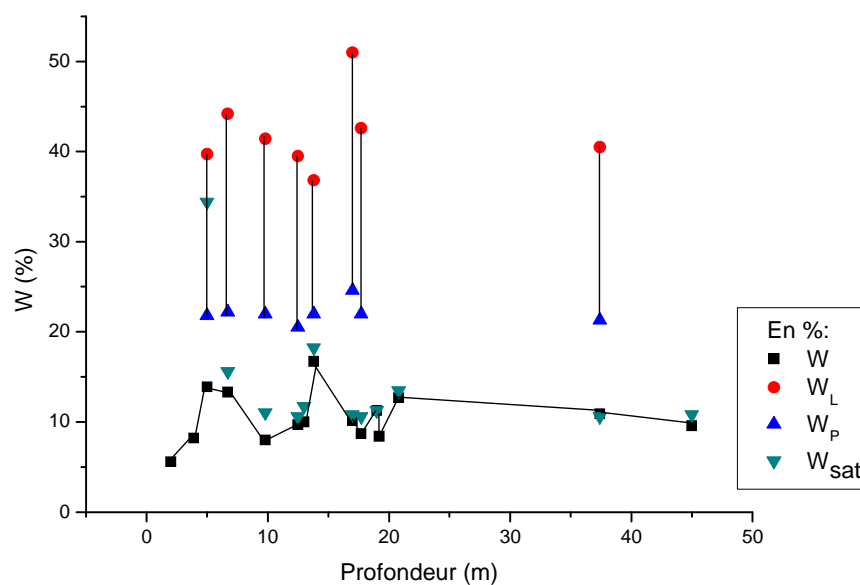


Figure III.18 : Variation des teneurs en eau en fonction de la profondeur pour la zone A.

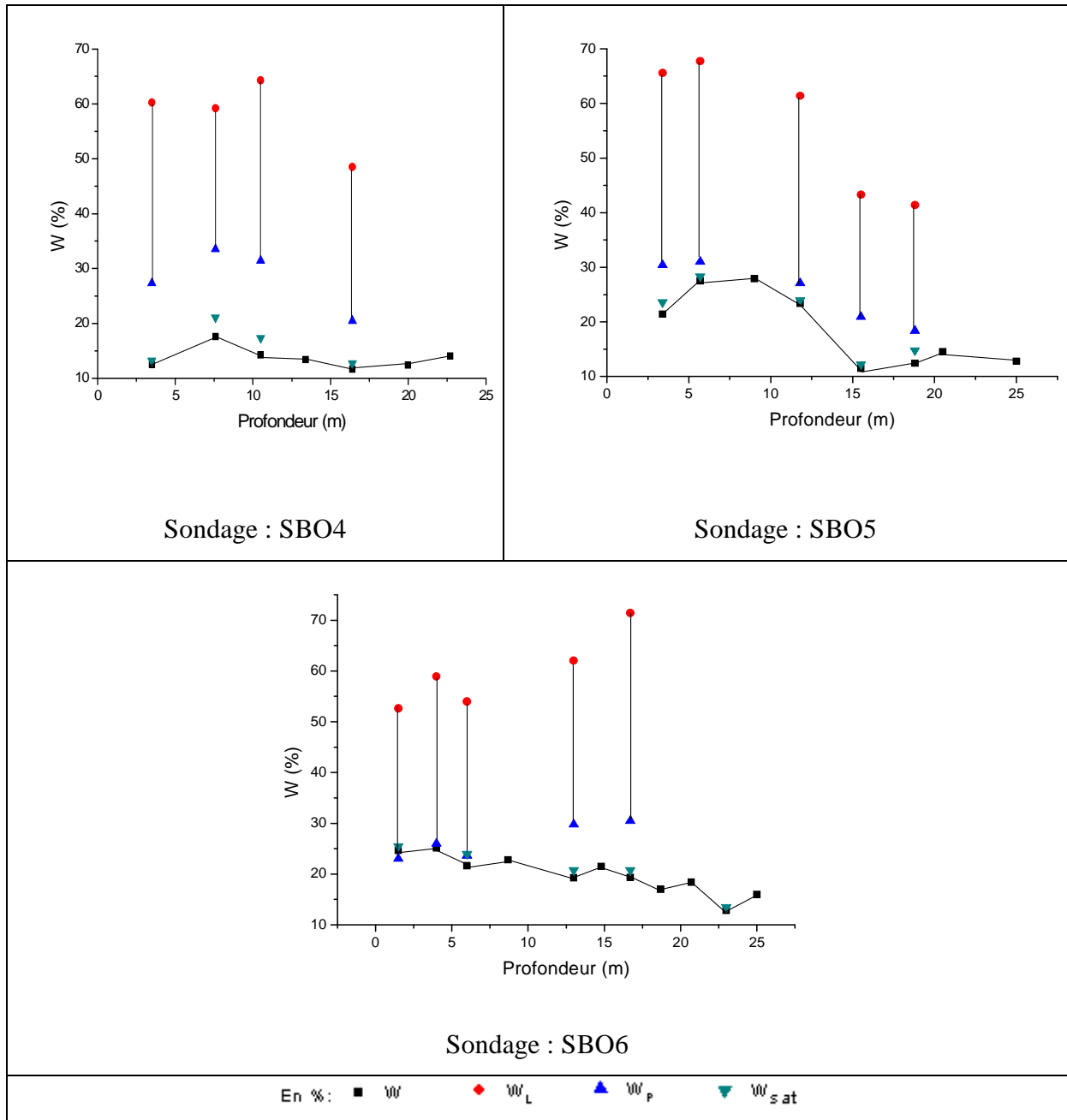


Figure III.19 : Variation des teneurs en eau en fonction de la profondeur pour la zone B.

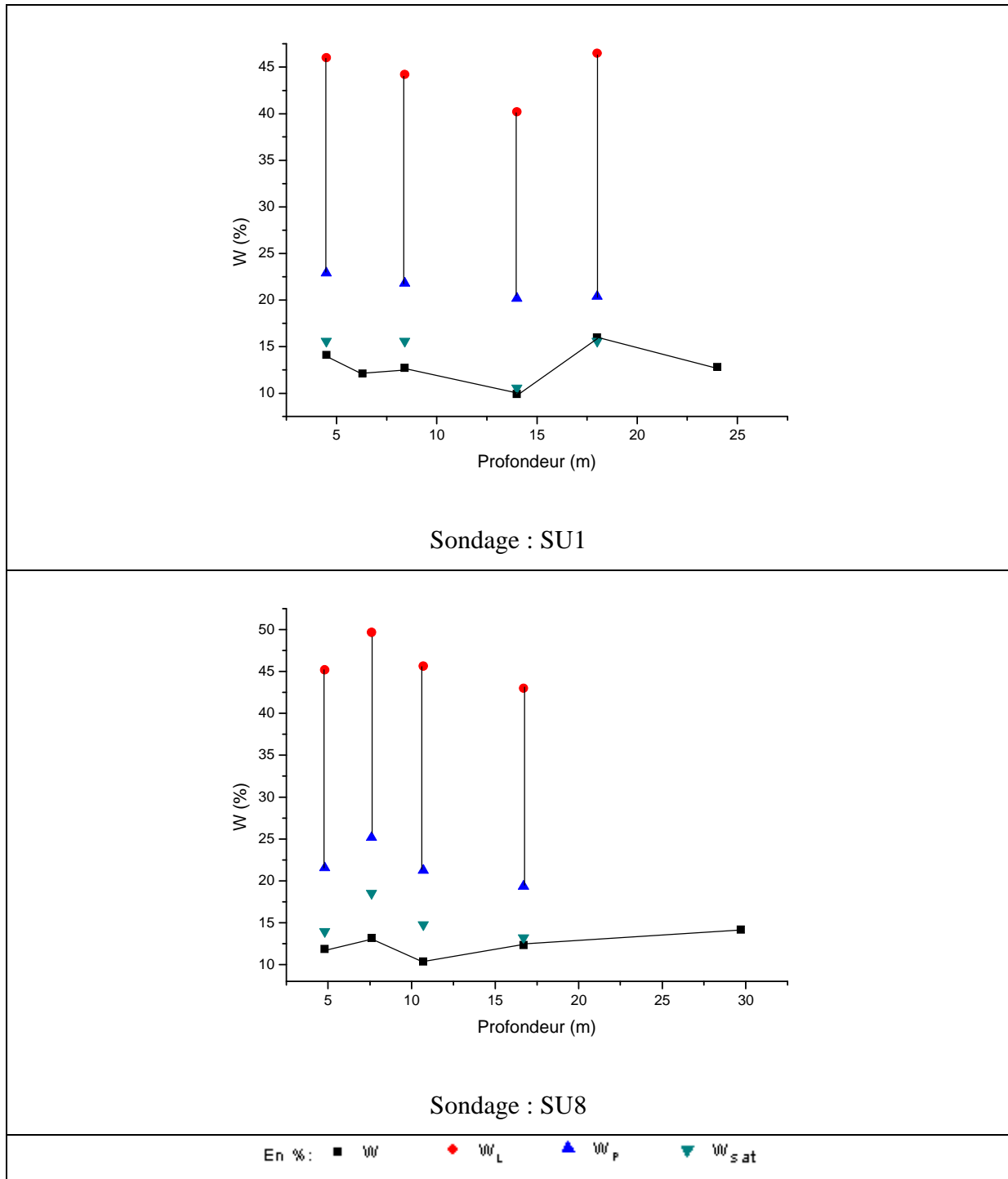


Figure III.20 : Variation des teneurs en eau en fonction de la profondeur pour la zone C.

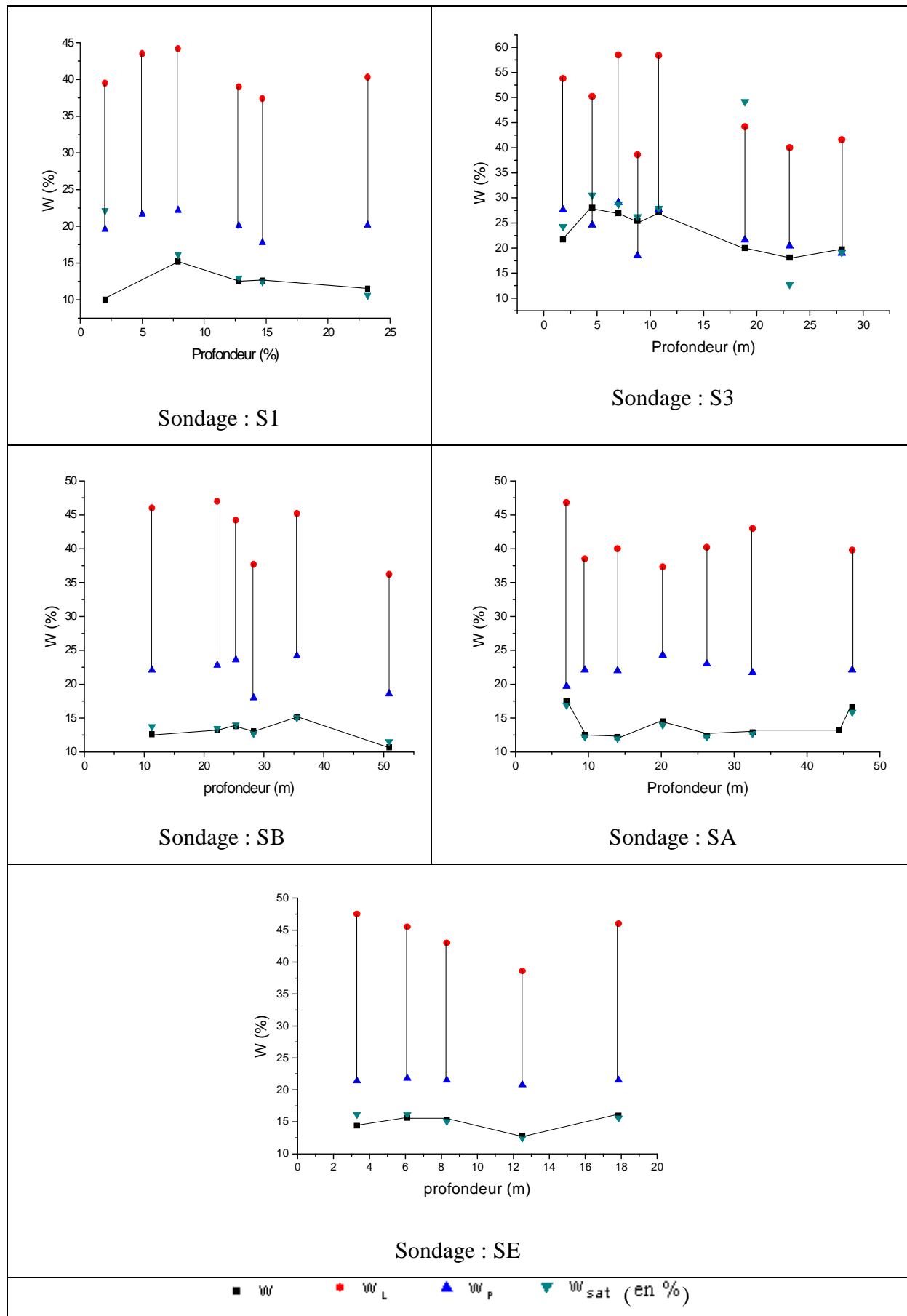


Figure III.21 : Variation des teneurs en eau en fonction de la profondeur pour la zone D.

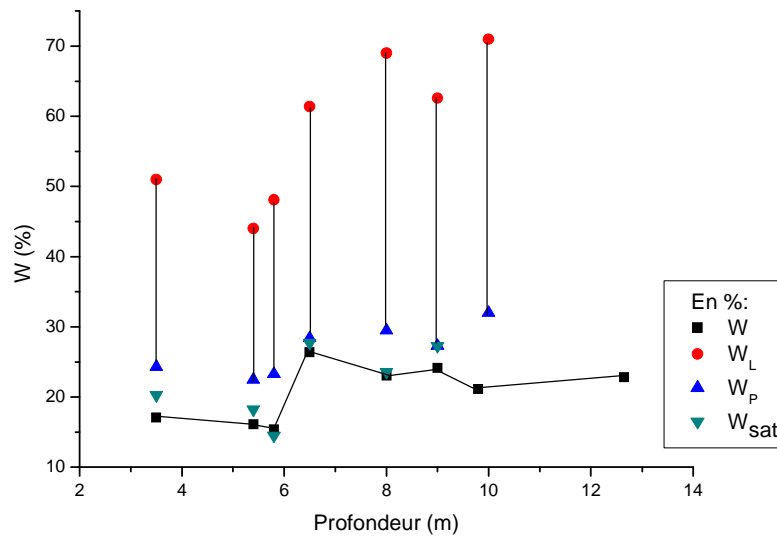


Figure III.22 : Variation des teneurs en eau en fonction de la profondeur pour la zone E.

La présence de l'eau dans les pores d'un sol à grains fins pouvait en modifier le comportement de façon significative. Il importe non seulement de connaître la quantité d'eau présente dans un dépôt naturel mais aussi de situer cette teneur en eau sur une échelle. Les limites de consistance considérées comme arrangements témoins ou paramètres de synthèses permettent d'atteindre cet objectif et constituent un indice important en géotechnique. La variation de la teneur en eau se traduit par une augmentation de la plasticité et les limites d'Atterberg, qui délimitent certains comportements critiques, constituent les bornes de cette influence. La comparaison de la teneur en eau naturelle et des limites d'Atterberg donne immédiatement une idée de l'état actuel du sol [39].

L'analyse de la variation de la teneur en eau en fonction de la profondeur constitue une synthèse très significative qui sera plus efficace si elle sera complétée par une étude corrélative traitée dans le chapitre suivant:

-la cohésion d'un sol saturé varie avec sa teneur en eau, de même pour la densité sèche, d'où ce sol saturé peut passer de w_p à w_L par simple variation de γ_d et sa cohésion diminue dans ce cas.

-la cohésion apparente pour un sol qui n'est pas saturé, due aux effets capillaires qui provoquent une tension du liquide interstitiel, diminue pour une même densité sèche, lorsque le degré de saturation croît. Cette cohésion apparente s'annule à la saturation.

Les figures III.18-III.22 représentent la position de la teneur en eau par rapport aux limites de liquidité et de plasticité en fonction de la profondeur d'où on peut remarquer que :

- L'allure des figures montre qu'on est devant un sol très hétérogène horizontalement ainsi qu'au sens de la profondeur ;
- le sol des zones étudiées est complètement saturé ;
- les teneurs en eau ne sont pas élevées, donc il ne s'agit pas de zones à forte teneur en eau ;
- pour le sondage SBO6 (à de faibles profondeurs) de la zone B, et le sondage S3 de la zone D, la teneur en eau naturelle w est comprise entre w_p et w_L indiquant des zones plus ou moins remaniées et montrant ainsi la position d'une surface de glissement probable, qui serait repérée dans ce cas, par une augmentation de la teneur en eau ;
- pour les sondages où la teneur en eau w est proche de w_p : notant qu'avec des valeurs moins importantes de w qui se varient avec simple variation en état plastique, il s'agit donc d'un ramollissement, avec perte de résistance au cisaillement ; indiquant ainsi ces zones comme étant zones à risque ;
- d'une manière générale, la teneur en eau à la saturation est inférieure à w_p , ce qui témoigne, pratiquement, d'un sol surconsolidé [1];

III.6. CONCLUSION

Les informations apportées par des travaux de reconnaissance, ainsi que par la modélisation mécanique du phénomène, mettent en évidence le rôle primordial joué par l'eau dans tous les désordres observés. Une mauvaise maîtrise des conduites d'eau (A.E.P, E.U) conduirait à terme, à une dégradation des conditions actuelles précaires d'instabilité.

La cause des instabilités relève de la nature argileuse du terrain, de l'eau (pressions interstitielles) et de la géométrie (pente des versants).

La variation des teneurs en eau en fonction de la profondeur du site étudié a bien montré la variabilité naturelle de ses propriétés et que l'eau joue un rôle très important dans le déclenchement des glissements de ces terrains complètement saturés.

QUATRIEME CHAPITRE

**ETUDE DES CORRELATIONS ENTRE LES PARAMETRES DU SOL
DE CONSTANTINE****IV.1. INTRODUCTION**

La minéralogie, la granulométrie, la structure et toutes les propriétés mécaniques d'un sol résultent des effets combinés à de processus géologiques d'érosion, de transport, de déposition, de consolidation et d'altération. D'après ce contexte il est évident que toutes les propriétés physiques et mécaniques d'un sol soient reliées suivant des lois de corrélation qui reflètent l'histoire géologique du dépôt [25].

Dans la section suivante nous donnerons tous d'abord un aperçu succinct sur des travaux de corrélations faites par plusieurs chercheurs puis nous allons élaborer une perspective d'application des résultats accumulés en labo et in situ concernant les sites de Constantine ceux considérés comme instables et menacés par des glissements de terrains, et ce, en faisant définir et illustrer les principales corrélations entre propriétés physiques ou mécaniques à partir d'élaboration des courbes relatives, et par suite, la détermination du coefficient de corrélation associé qui signifie le degré de liaison entre paramètres indépendants d'où la fiabilité de ces relations .

**IV.2. APERÇU SUR LES CORRELATIONS UTILISEES DANS
L'ETUDE DES SOLS**

De très nombreuses corrélations ont été publiées concernant les sols. Beaucoup d'entre elles n'existent que sous la forme d'une relation entre paramètres, sans accès possible aux données étudiées ni même d'indication du coefficient de corrélation correspond [26].

Les principales propriétés physiques d'un sol argileux sont : La teneur en eau, les caractéristiques de densité (γ_h, γ_d, e) , la granularité et les caractéristiques de plasticité et qui sont inter-reliées.

Des caractéristiques de plasticité w_L et I_p sont reliées selon des droites dans l'abaque de *Casagrande* qui sert de base à la classification des sols fins ayant une ligne de comparaison appelée ligne « A » de *Casagrande* où $I_p = 0.73(w_L - 20)$.

On notera que la plus part des argiles molle non organique du monde se situent au dessus et en parallèle à la ligne « A » de Casagrande.

D'après *Leroueil et al* [25], le domaine représentatif des argiles de l'est du Canada est présenté sur la figure IV.1.

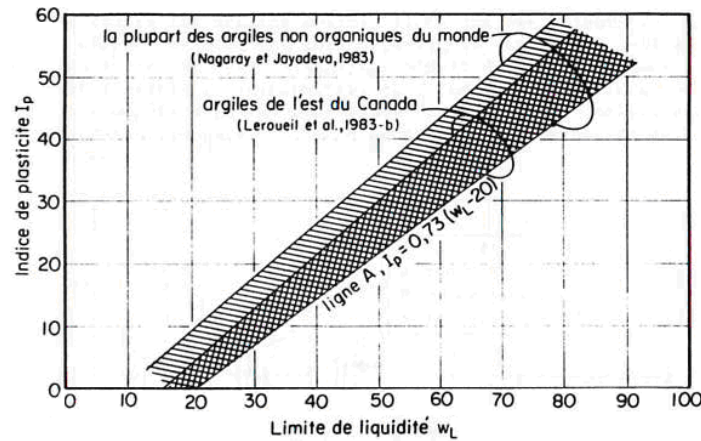


Figure IV.1 : Abaque de plasticité [25].

Quant à la minéralogie d'une argile, elle se reflète dans la relation entre l'indice de plasticité I_p et la fraction argileuse qui représente le pourcentage des particules de dimensions inférieures à 2 microns, appelé pourcentage d'argile (C_2), et qui aide à déterminer les propriétés plastiques des sols argileux.

Skempton [40] a défini l'activité A comme la pente de la droite représentant la relation entre

$$I_p \text{ et } C_2 \quad (A = \frac{I_p}{C_2}).$$

Seed et al [41] a lié l'activité des argiles à la corrélation $I_p - w_L$ (tableau IV.1)

Activité	$I_p - w_L$
0.35	$I_p = 0.46 (w_L - 13.9)$
0.96	$I_p = 0.72 (w_L - 15.9)$
1.95	$I_p = 0.86 (w_L - 15.3)$
3.4	$I_p = 0.91 (w_L - 16.3)$
4.4	$I_p = 0.96 (w_L - 16.1)$
5.45	$I_p = 0.96 (w_L - 15.7)$

Tableau IV.1: L'activité des argiles d'après *Seed et al*

En connaissant l'ordre de grandeur de l'activité, on peut qualifier le minéral argileux d'actif ou d'inactif. A ce sujet des abaques ont été tracés : *Leroueil et al* [25] illustrés dans la figure IV.2 et *Van Der Merwe* [1] pour la détermination du degré d'expansion potentiel (figure IV.3).

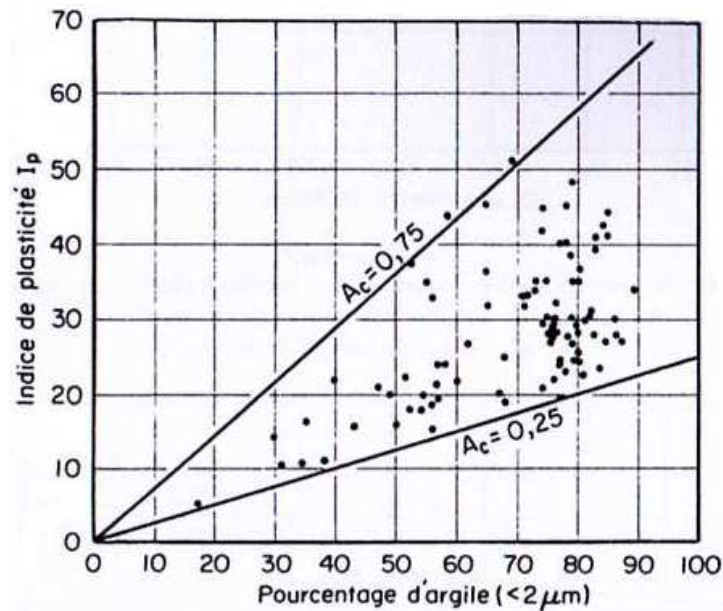


Figure IV.2 : Activité des argiles de la mer Champlain d'après *Lerouiel et al* [25].

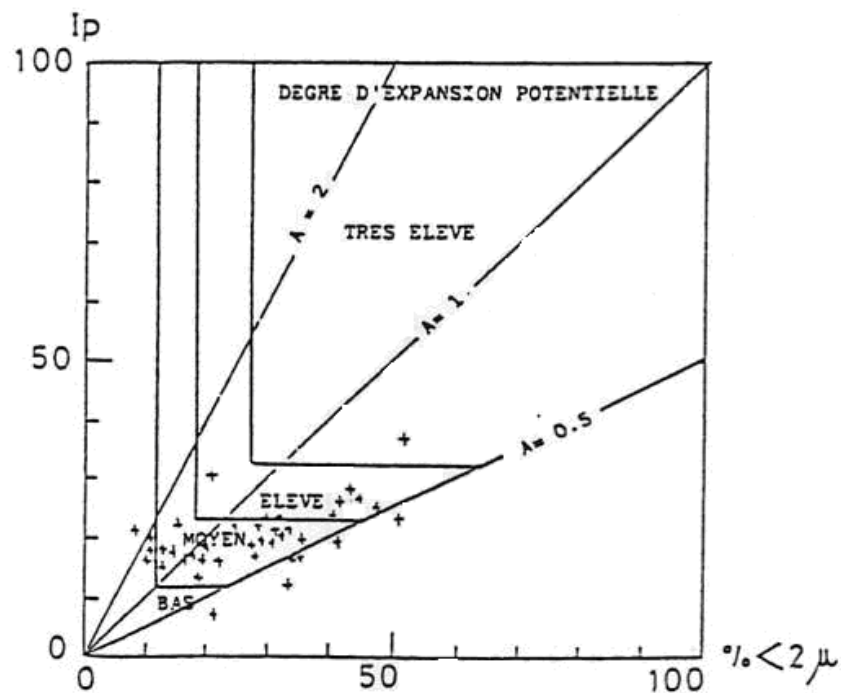


Figure IV.3 : Détermination de degré d'expansion potentiel par l'abaque De Ven Der Merwe [1].

L'existence d'une relation entre la résistance au cisaillement C_u mesurée au scissomètre et la pression de préconsolidation est bien établie (Bjerrum, 1973) illustré dans la Figure IV.4.

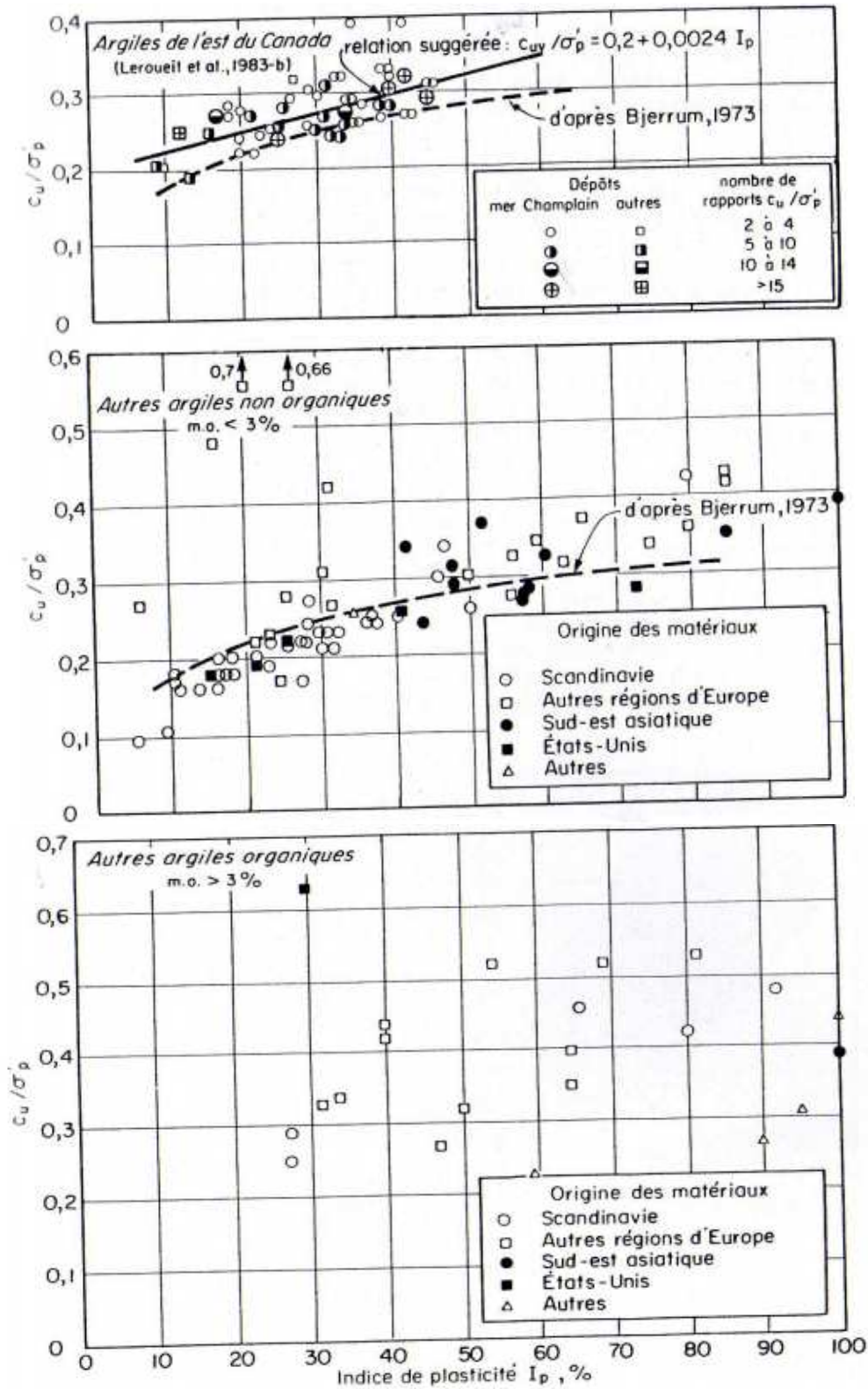


Figure IV.4 : Variation du rapport C_u / σ'_p avec l'indice de plasticité [25].

Pour les argiles de l'est de Canada, *Leroueil* [25] suggère la relation suivante :

$$\frac{C_u}{\sigma_c} = 0.2 + 0.0024 I_p$$

Skempton [40] avait basé sa propre corrélation sur différents types d'argiles, normalement consolidées, en générales anglaises, et propose la corrélation suivante :

$$\frac{C_u}{\sigma_c} = 0.11 + 0.0037 I_p$$

L'angle de frottement ϕ indique la nature et la forme des grains de l'argile, qui peut être relié aux caractéristiques physiques du sol. La corrélation proposée par *Bjerrum et Simons* [25] semble assez bien vérifiée avec les mesures faites sur différentes argiles (figure IV.5).

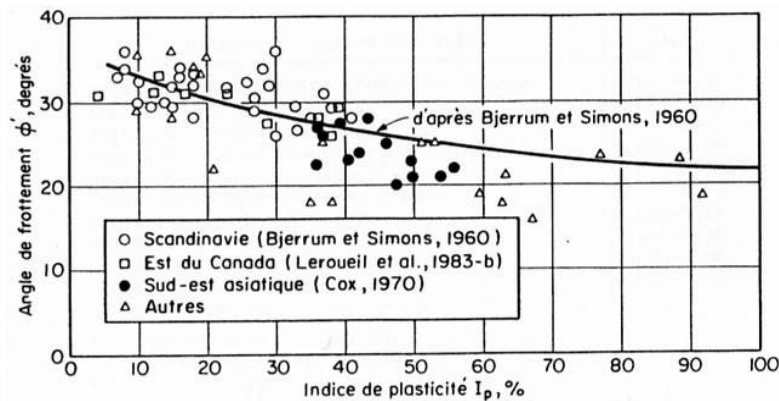


Figure IV.5 : Relation entre l'angle de frottement ϕ' et l'indice de plasticité [25].

Biarez et Favre [42, 43] ont trouvé la corrélation entre l'angle de frottement ϕ et l'indice de plasticité I_p d'une part, et d'autre part entre la cohésion C' et w_L (figure IV.6).

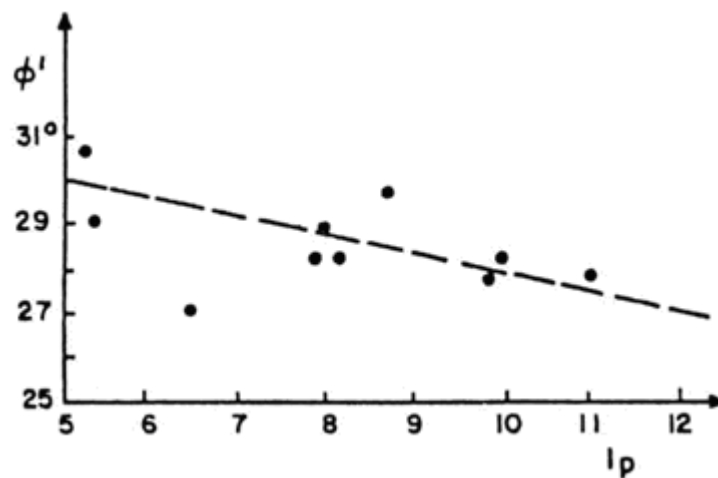


Figure IV.6 : Variation de ϕ' et l'indice de plasticité [43].

Bottero [44] a proposé une relation entre l'angle de frottement interne ϕ' et l'indice de plasticité I_p à partir de 400 couples de mesures relevés dans la littérature et il a constaté que ϕ' décroît assez nettement lorsque I_p croît (figure IV.7). Le diagramme représenté par cette figure va nous permettre d'obtenir directement une valeur de ϕ' par simple lecture, en connaissant I_p . Par titre d'exemple: le site de BELLEVUE (Constantine) étudié par *Benaissa* [1].

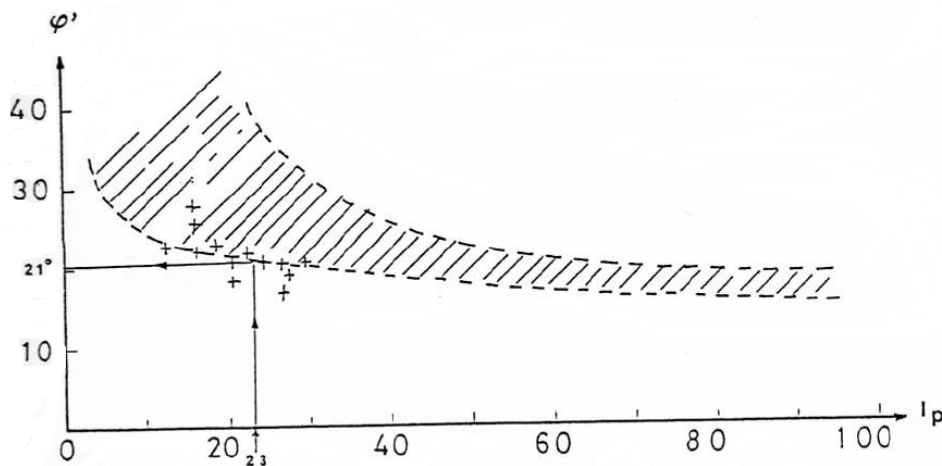


Figure IV.7 : Position des valeurs de l'angle de frottement du site de BELLEVUE sur le diagramme de Bottero [1].

Les caractéristiques de compressibilité d'une argile reflètent sa structure initiale, mais compte tenu des délais et des coûts associés aux essais de consolidation, et qui ont conduit à utiliser, chaque fois que c'est possible, des corrélations avec des paramètres de détermination plus rapide, comme la teneur en eau, pour compléter la caractérisation des sols compressibles. Il existe, pour cette raison, de nombreuses corrélations reliant les caractéristiques de compressibilité des sols à leurs paramètres d'identification géotechnique, tels que la limite de liquidité et l'indice de plasticité : *J. F. Vidalie* [45] a établi des corrélations entre paramètres des sols allant des vases aux tourbes passant des argiles, la figure IV.8 présente les droites de régression obtenues par Vidalie entre la limite de liquidité w_L et l'indice de compression C_c de sols fins organiques (vases) d'origines variées.

La droite d'équation : $C_c = 0,009 (w_L - 10)$ est celle donnée par *Terzaghi* [46] pour représenter le comportement moyen des argiles. Cette fois aussi, le coefficient de corrélation est élevé et la relation obtenue peut être considérée comme assez fiable.

Skempton [40] propose la corrélation suivante: $C_c = 0.007(w_L - 10)$ pour des argiles reconstituées. Quant aux argiles de toutes sortes, Azzous et al [47] ont proposé les corrélations :

$$C_c = 0.006(w_L - 9)$$

$$C_c = 0.01(w_n - 5)$$

$$C_c = 1.15(e_0 - 0.35)$$

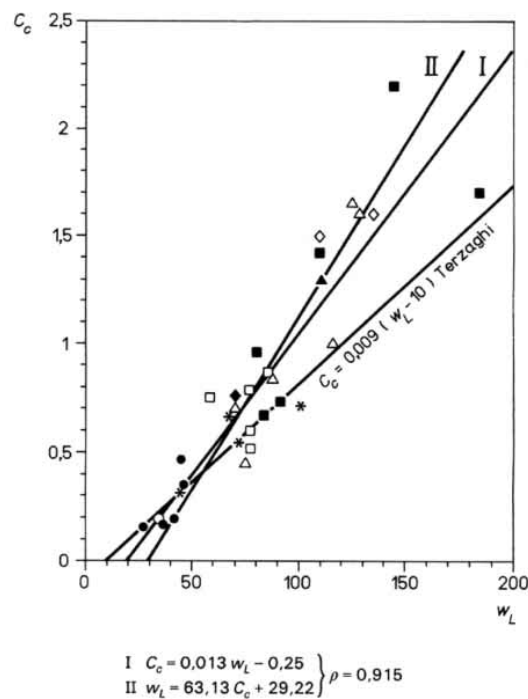


Figure IV.8 : Relation entre la limite de liquidité w_L et l'indice de compression C_c [45].

Biarez et Favre [42, 43] ont consacré beaucoup d'efforts à établir des corrélations, et il en résulte les relations suivantes :

$$I_p = 0.73 (w_L - 13)$$

$$C_c = 0,009 (w_L - 13)$$

$$\frac{C_U}{\sigma'_C} = 0.11 + 0.0037 I_p$$

$$C_c = \frac{I_p}{81}$$

Où C_c , C_U et σ'_C sont respectivement l'indice de compression, la cohésion non drainé et la contrainte de consolidation.

Aussi *Biarez, Favre et Simon* ont établi des abaques à partir des corrélations entre paramètres des essais oedométriques et la cohésion non drainée des argiles ordinaires, remaniées et saturées [42].

J. P. Magnan [26] a élargie l'étude des corrélations entre les propriétés des sols, en faisant indiquer le coefficient de corrélation et se basant sur des régressions multiples. Les tourbes de Normandie et les argiles de Canada ont été le sujet de son étude illustrées dans les figures IV.9 a, b, c et d.

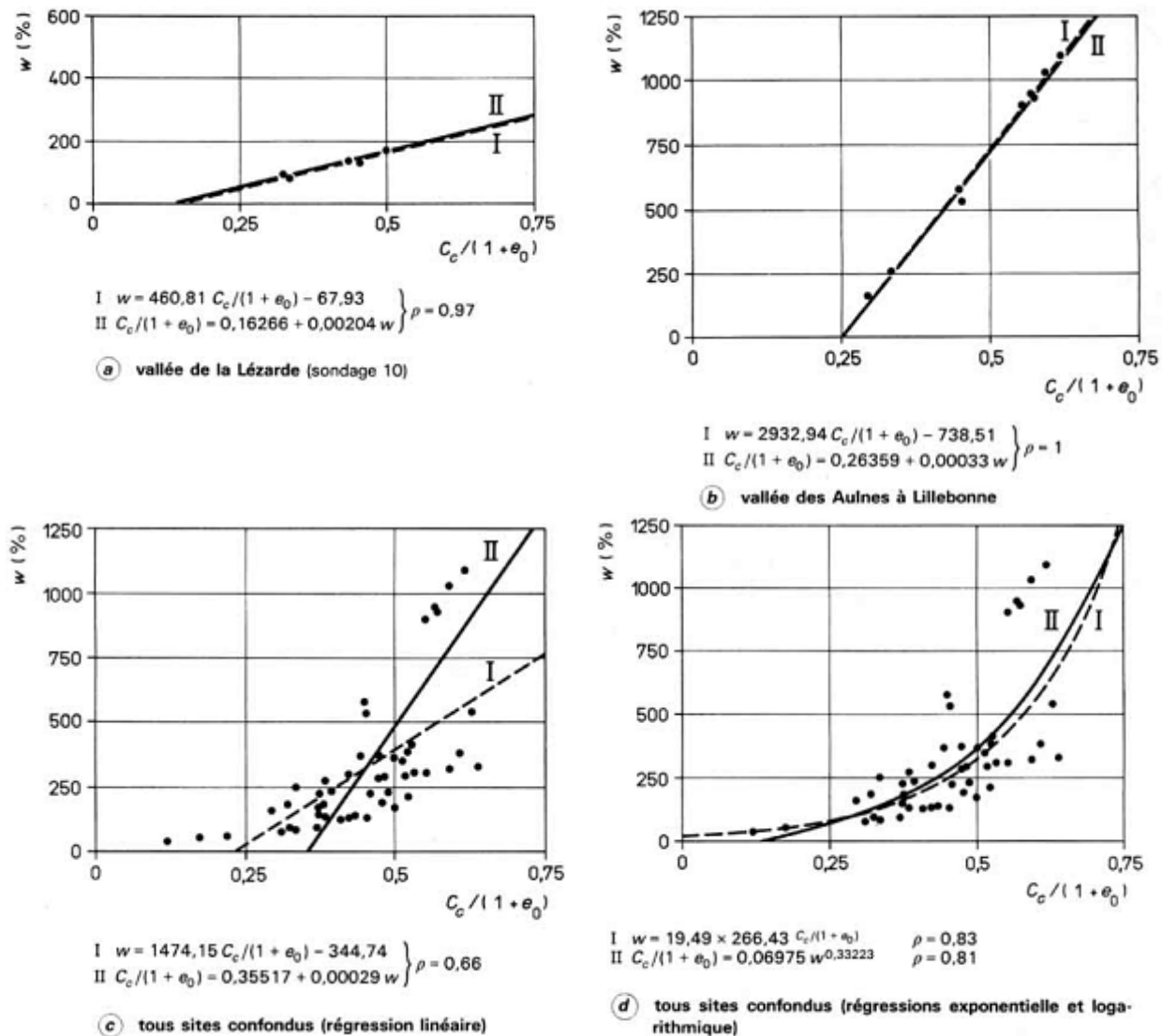
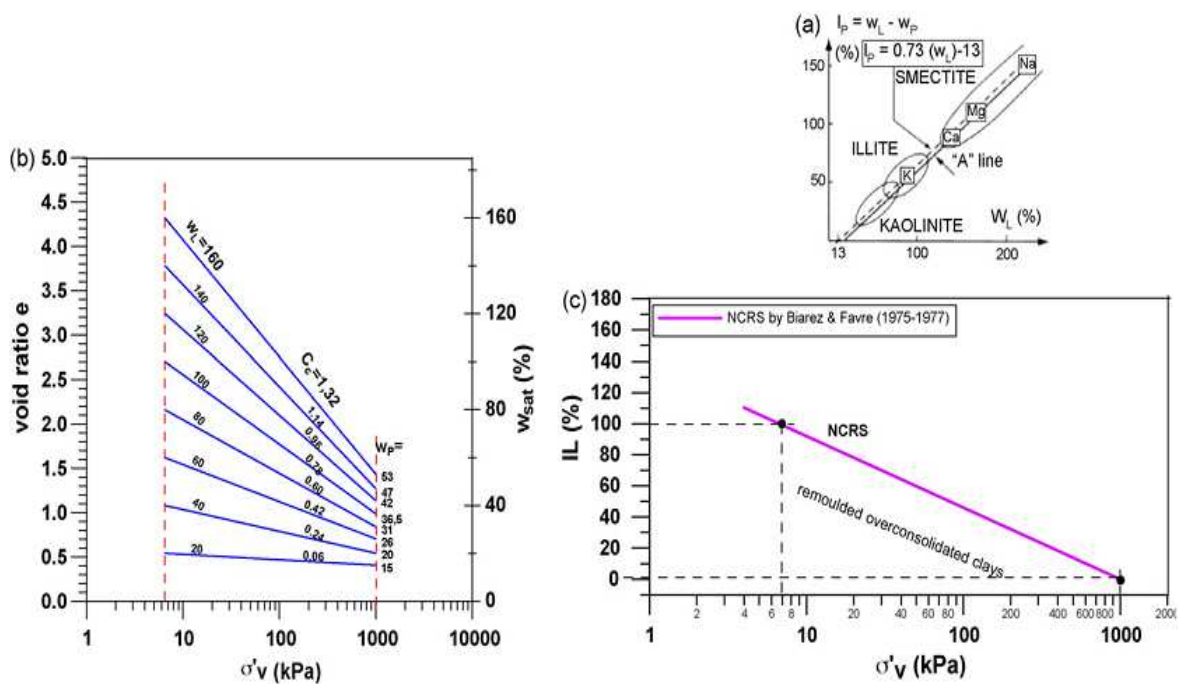


Figure IV.9 : Relations entre la teneur en eau w et le coefficient de compressibilité $C_c / 1 + e_0$ pour les tourbes de Normandie [26].

Récemment *Favre et Hattab* [48] ont comparé le fonctionnement de deux modèles statistiques établis pour les argiles reconstituées, normalement consolidées, soumises à un chargement oedométrique. Le modèle de Biarez et Favre (1975), assez ancien (figure IV.10), qui utilise l'indice de liquidité I_L où $I_L = (w - w_p)/(w_L - w_p)$ et le modèle de Burland (1990) (figure IV.11), un peu plus récent, qui introduit I_v , un indice des vides normalisé, basé sur deux valeurs caractéristiques de l'indice des vides e_{100}^* et e_{1000}^* à $\sigma'_v = 100 \text{ kPa}$

et $\sigma'_v = 1000 \text{ kPa}$., avec $I_v = (e - e_{100}^*)/C_c^*$ et $C_c^* = e_{100}^* - e_{1000}^*$ qui indique le coefficient de compressibilité intrinsèque. Le principe de ces modèles est de prédire les paramètres de compression à partir des paramètres d'identification, représentés par les limites d'Atterberg (w_L, w_p, I_p), et des paramètres physiques ou d'état, comme l'indice des vides e ou la teneur en eau naturelle w , en tenant compte de la contrainte en place σ'_v .



NCRS (Normally Consolidated Remoulded Simplified)

Figure IV.10 : Corrélations de Biarez et Favre pour les argiles reconstituées, normalement consolidées [46].

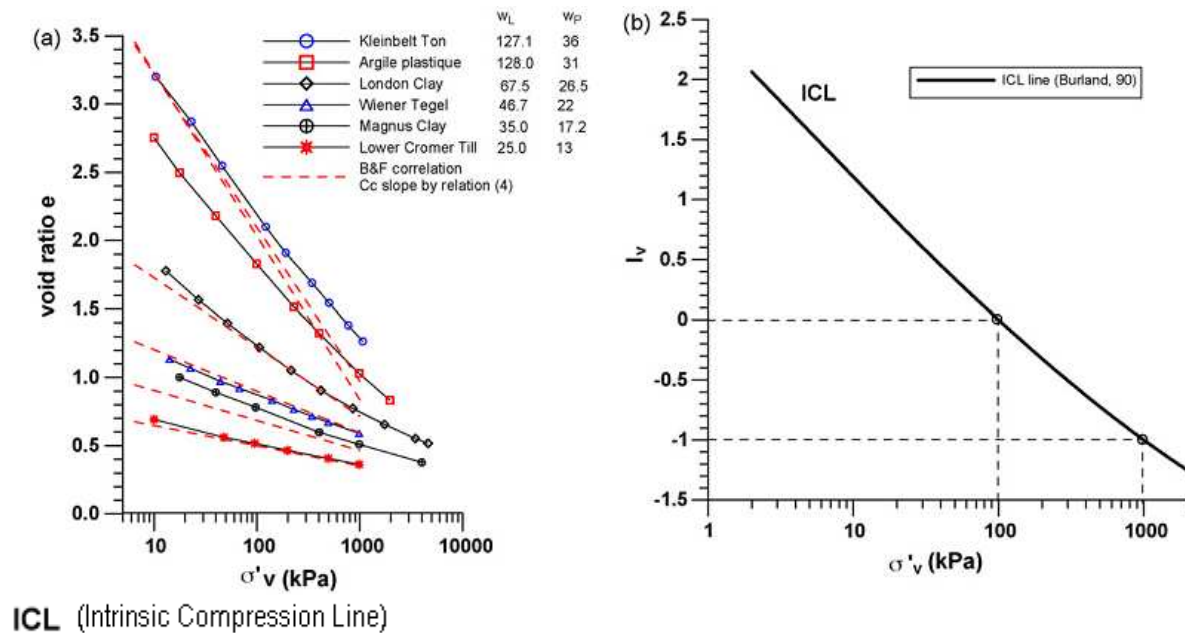


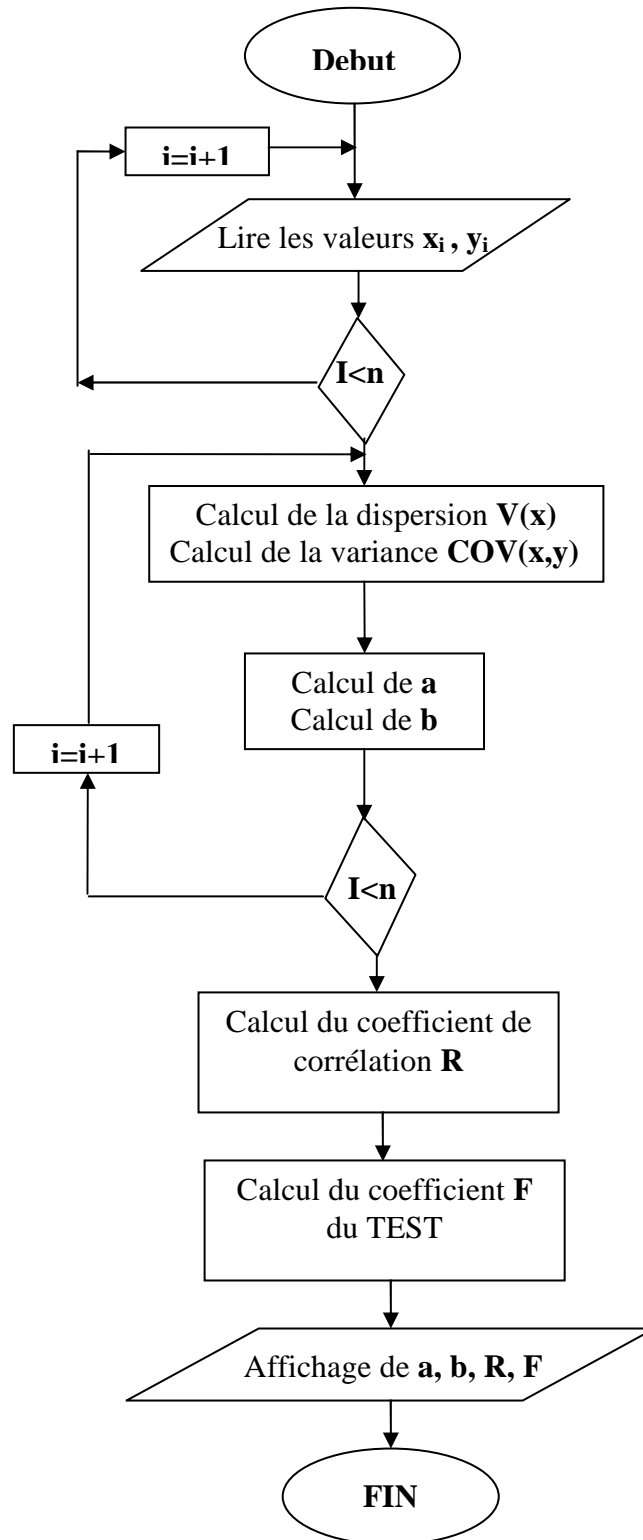
Figure IV.11 : Ligne de compression intrinsèque de Burland [46].

IV.3. ETUDE DE CORRELATIONS ENTRE LES PARAMETRES DU SOL DE CONSTANTINE

Cette partie est une application consacrée à l'étude des corrélations entre les paramètres de quelques argiles du sol de Constantine, connues comme étant instables. Les limites d'Atterberg donnent des indications empiriques; elles servent à établir des corrélations avec des comportements sous sollicitation, pour la raison que les limites d'Atterberg et les comportements sous sollicitation sont régis par les mêmes facteurs: la nature des minéraux argileux et des ions présents dans l'eau interstitielle, ou encore de l'histoire de la formation des dépôts argileux. Ces limites constituent l'indice le plus fiable pour la classification objective des sols et pour l'évaluation approximative de leur comportement sous sollicitation; pour cela, elles sont les plus utilisées dans l'étude corrélative [39]. On a utilisé deux types de corrélation: linéaire simple, le cas le plus fréquent, et multiple dans le cas où la corrélation linéaire n'est pas fiable. Il est à noter que les corrélations linéaires sont déterminées à partir de l'élaboration d'un programme en fortran basé sur les formulations décrites dans le chapitre II. Ce programme nous permet de calculer les constantes de la droite de régression et le coefficient de corrélation R (Voir organigramme ci-après). Par ailleurs les corrélations multiples sont déterminées en utilisant le logiciel ORIGIN 7. Une fois que ces corrélations sont trouvées, elles doivent passer par un test de signification de Fisher- Snedecor au seuil de γ qui est pris égal à 95% d'où les valeurs à

comparer sont F et $F_{0\gamma}$; Si $F < F_{0\gamma}$, la corrélation n'est pas significative au seuil de γ pour au moins l'un des paramètres [22].

Organigramme général du programme



IV.3.1. Relation entre l'indice de plasticité et la limite de liquidité

La valeur de I_p est très utile pour la classification des sols à grains fins. On a établi une relation entre plusieurs propriétés géotechniques et l'indice de plasticité I_p .

Les figures IV.11-IV.16 indiquent la relation existant entre les limites d'Atterberg I_p et w_L .

On note d'abord que pour tous les sondages étudiés, les nuages de points sont placés au dessus de la ligne « A » de Casagrande, ce qui permet de classer les zones étudiées parmi les sols argileux de moyenne à forte plasticité.

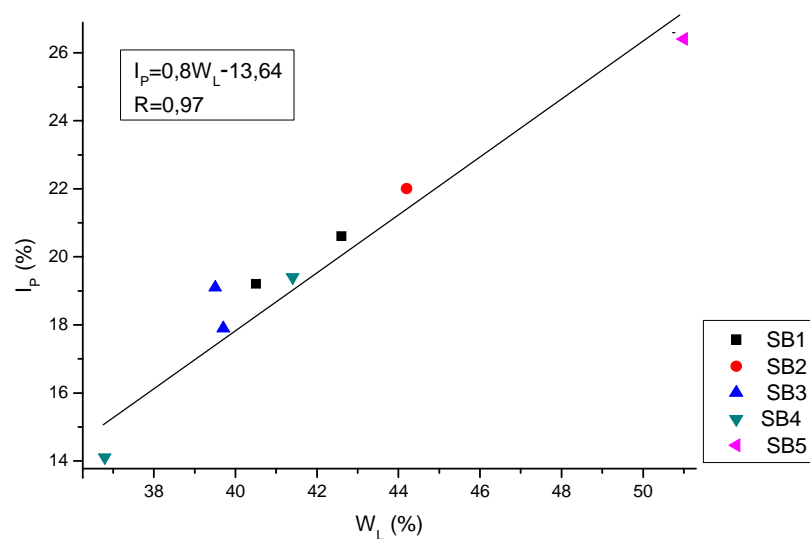


Figure IV.12 : Relation entre l'indice de plasticité I_p et la limite de liquidité w_L pour la zone A.

Selon chaque zone, les équations de régression trouvées sont comme suit :

Pour la zone A (Figure IV.12) on obtient la relation suivante:

$$I_p = 0.8(w_L - 17.05) \text{ avec } R=0.97 \text{ et } F=95.52 ;$$

D'après la table des valeurs de F_0 du test de Fisher-Snedecor [22], on a $F_0(95\%)=5.9874$ ce qui signifie que cette relation est fortement corrélée et elle est significative au seuil de 95%.

Pour la zone B (Figure IV.13) on trouve les relations suivantes :

$$I_p = 0.37(w_L + 46.08) \text{ avec } R=0.99, F=98.5 \text{ et } F_0=18.51 \text{ pour le sondage SBO4 ;}$$

$$I_p = 0.55(w_L - 1.22) \text{ avec } R=0.99, F=147.75 \text{ et } F_0=10.12 \text{ pour le sondage SBO5 ;}$$

$$I_p = 0.59(w_L - 2.85) \text{ avec } R=0.98, F=72.76 \text{ et } F_0=10.12 \text{ pour le sondage SBO6 ;}$$

$$I_p = 0.53(w_L + 1.53) \text{ avec } R=0.96, F=199.84 \text{ et } F_0=4.45 \text{ pour toute la zone ;}$$

Ces relations sont fortement corrélées et elles sont significatives au seuil de 95% ($F > F_0$).

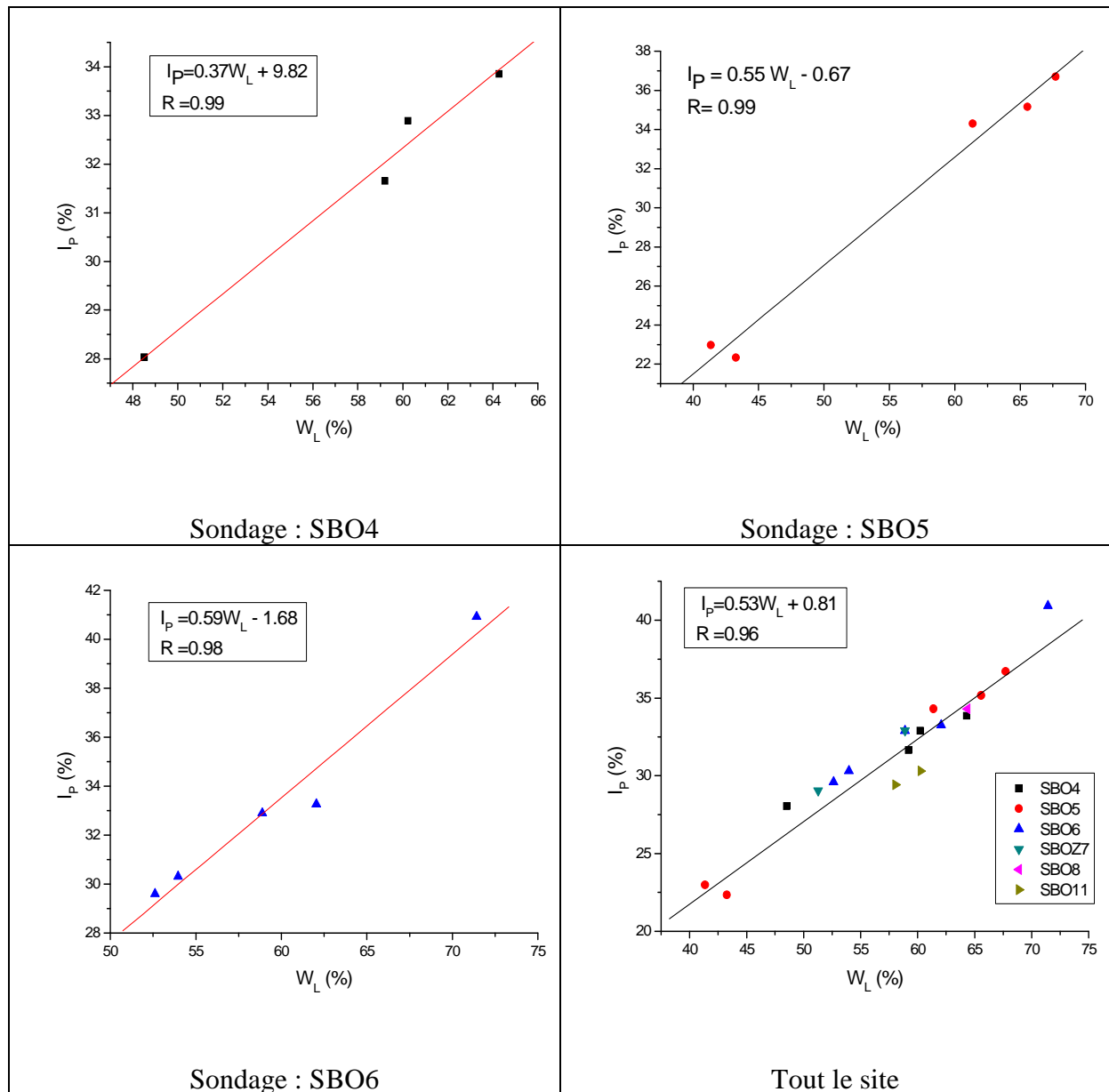


Figure IV.13 : Relation entre l'indice de plasticité I_p et la limite de liquidité w_L pour la zone B.

Pour la zone C (Figure IV.14) :

$$I_p = 0.6(w_L - 6.57) \text{ avec } R=0.98, F=48.5 \text{ et } F_0=18.51 \text{ pour le sondage SU1;}$$

$$I_p = 0.28(w_L + 40.39) \text{ avec } R=0.98, F=48.5 \text{ et } F_0=18.51 \text{ pour le sondage SU8;}$$

$$I_p = 0.68(w_L - 11.23) \text{ avec } R=0.91, F=38.54 \text{ et } F_0=5.31 \text{ pour toute la zone ;}$$

Les relations sont fortement corrélées et elles sont significatives au seuil de 95% ($F > F_0$).

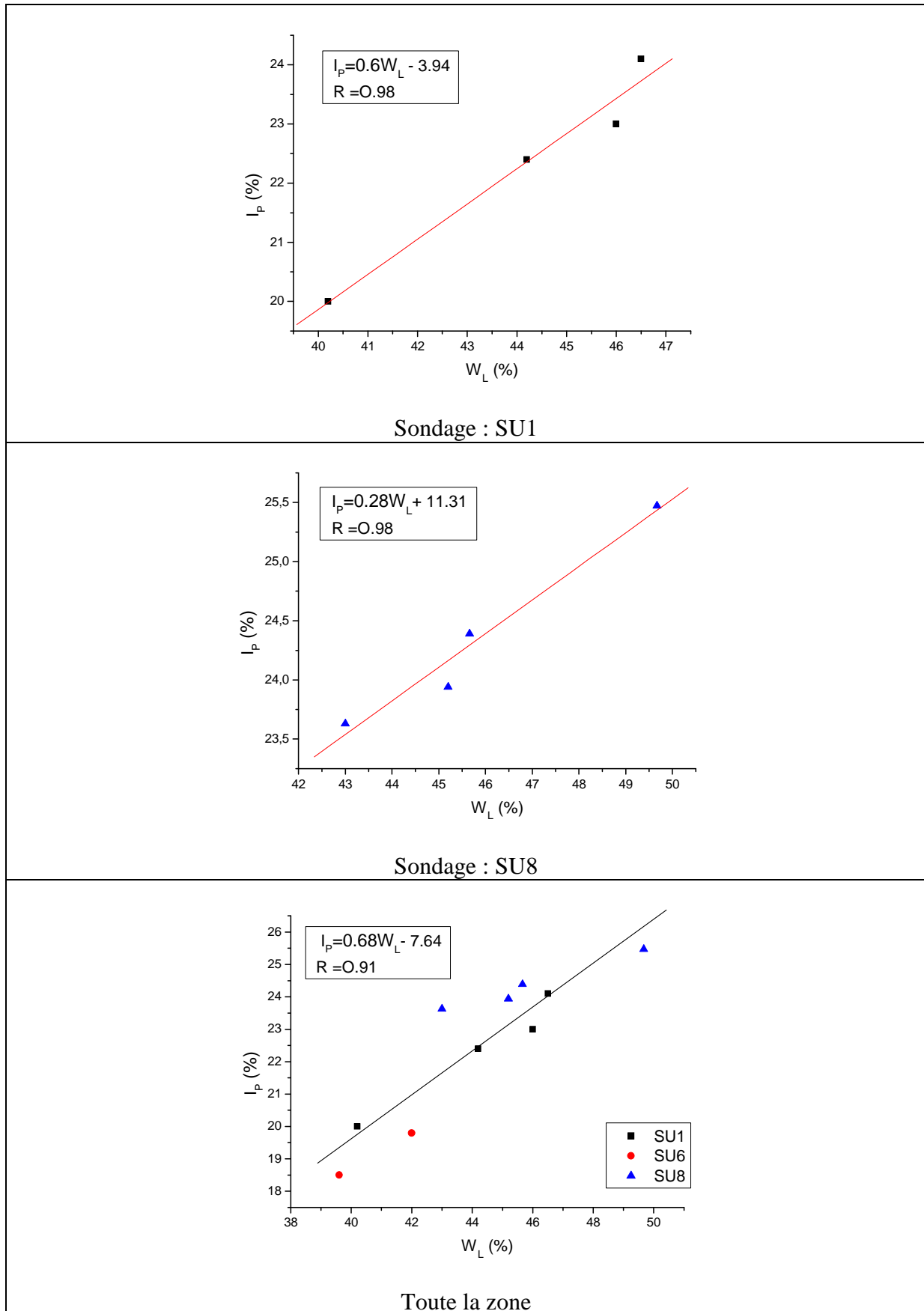


Figure IV.14 : Relation entre l'indice de plasticité I_p et la limite de liquidité w_L pour la zone C.

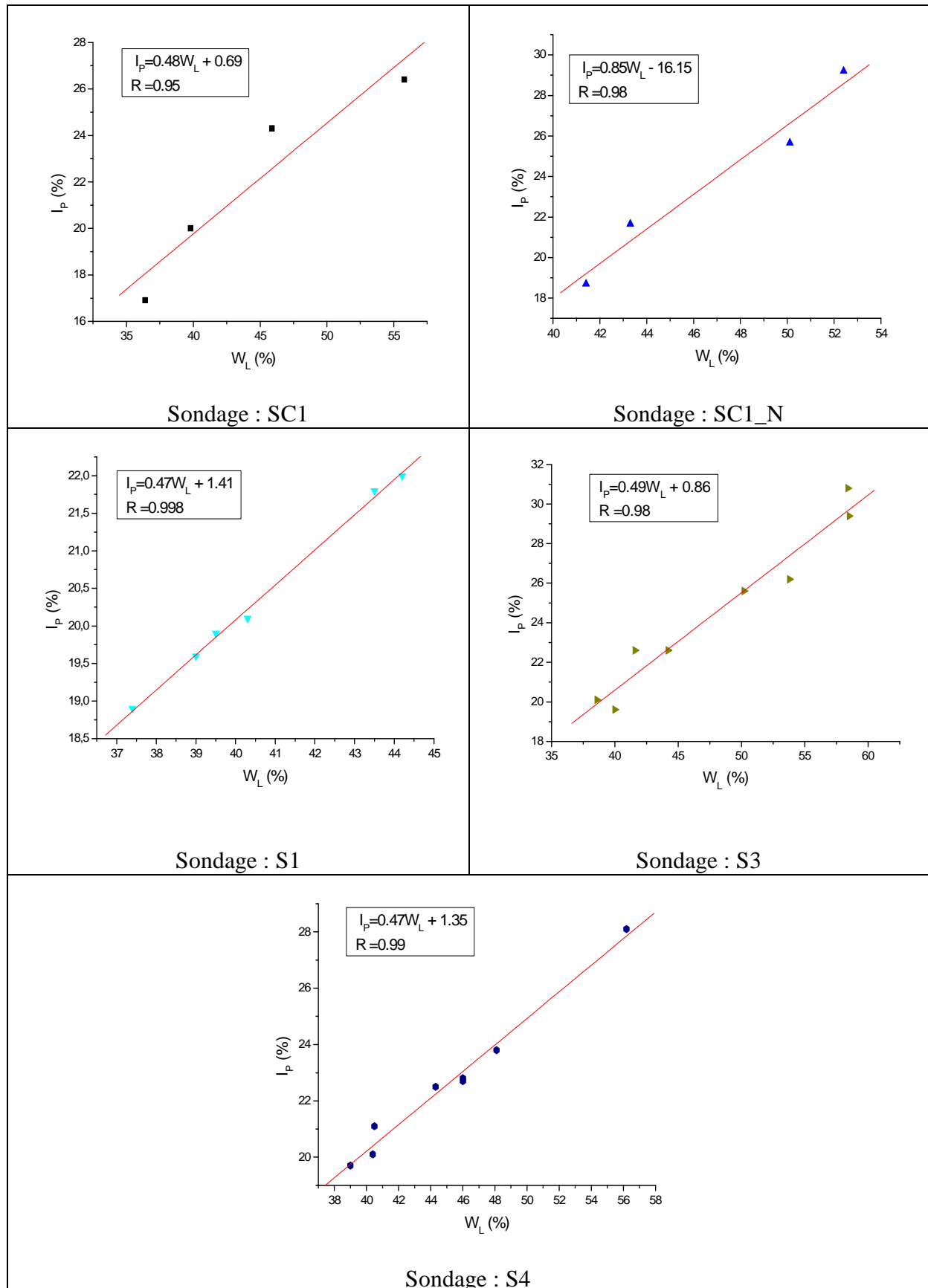


Figure IV.15.a : Relation entre l'indice de plasticité I_p et la limite de liquidité w_L pour la zone D.

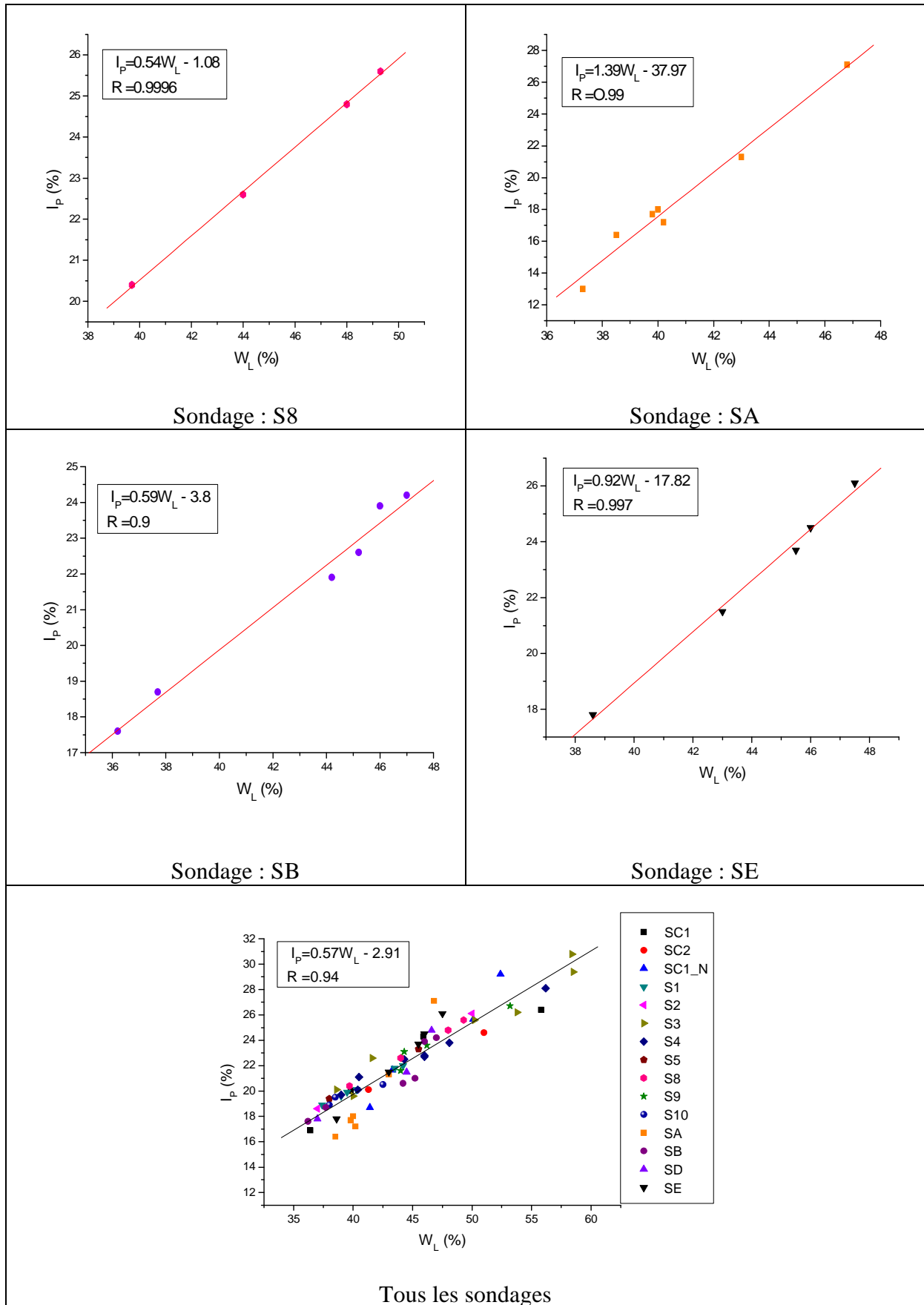


Figure IV.15.b : Relation entre l'indice de plasticité I_p et la limite de liquidité w_L pour la zone D.

La zone D (figures IV.15.a et IV.15.b) :

$$I_p = 0.95(w_L + 1.44) \text{ avec } R=0.95, F=19.79 \text{ et } F_0=18.51 \text{ pour le sondage SC1}$$

$$I_p = 0.85(w_L - 19) \text{ avec } R=0.98, F=48.5 \text{ et } F_0=18.51 \text{ pour le sondage SC1_N}$$

$$I_p = 0.47(w_L + 3) \text{ avec } R=0.998, F=997 \text{ et } F_0=7.7 \text{ pour le sondage S1}$$

$$I_p = 0.49(w_L + 1.76) \text{ avec } R=0.98, F=145.51 \text{ et } F_0=5.98 \text{ pour le sondage S3}$$

$$I_p = 0.47(w_L + 2.87) \text{ avec } R=0.99, F=246.26 \text{ et } F_0=6.6 \text{ pour le sondage S4}$$

$$I_p = 0.54(w_L - 2) \text{ avec } R=0.9996, F=2498.5 \text{ et } F_0=18.51 \text{ pour le sondage S8}$$

$$I_p = 1.39(w_L - 27.32) \text{ avec } R=0.99, F=246.26 \text{ et } F_0=6.6 \text{ pour le sondage SA}$$

$$I_p = 0.59(w_L - 6.44) \text{ avec } R=0.97, F=63.68 \text{ et } F_0=7.7 \text{ pour le sondage SB}$$

$$I_p = 0.92(w_L - 19.37) \text{ avec } R=0.997, F=497.75 \text{ et } F_0=10.128 \text{ pour le sondage SE}$$

$$I_p = 0.57(w_L - 5.1) \text{ avec } R=0.94, F=501 \text{ et } F_0= 4 \text{ pour toute la zone ;}$$

On voit clairement que toutes les relations précédentes sont fortement corrélées et elles sont significatives au seuil de 95% ($F > F_0$).

La zone E (Figure IV.16) :

$$I_p = 0.67(w_L - 11.58) \text{ avec } R=0.99, F=246.26 \text{ et } F_0= 6.6 \text{ pour toute la zone ;}$$

Cette dernière relation est fortement corrélée et elle est significative au seuil de 95% ($F > F_0$).

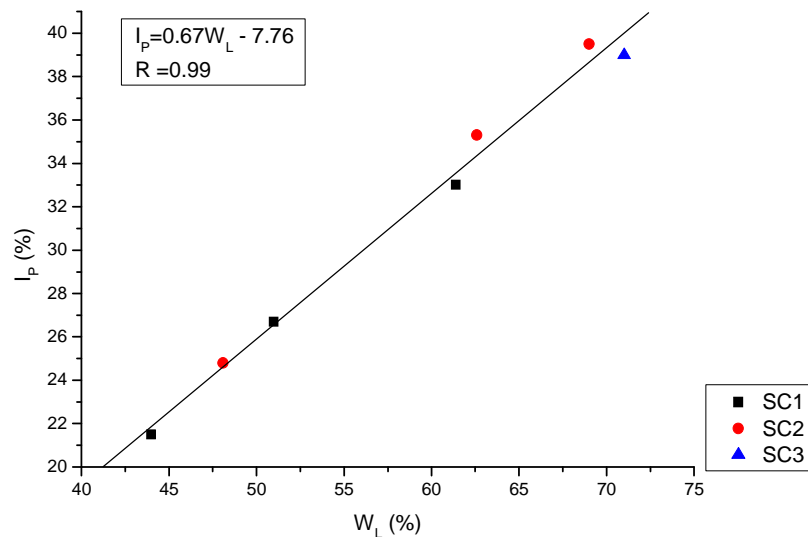


Figure IV.16: Relation entre l'indice de plasticité I_p et la limite de liquidité w_L pour la zone E.

Toutes les zones (Figure IV.17) :

$I_p = 0.64(w_L - 9.19)$ avec $R=0.97$, $F=2037.82$ et $F_0= 3.9$ pour toutes les zones ;

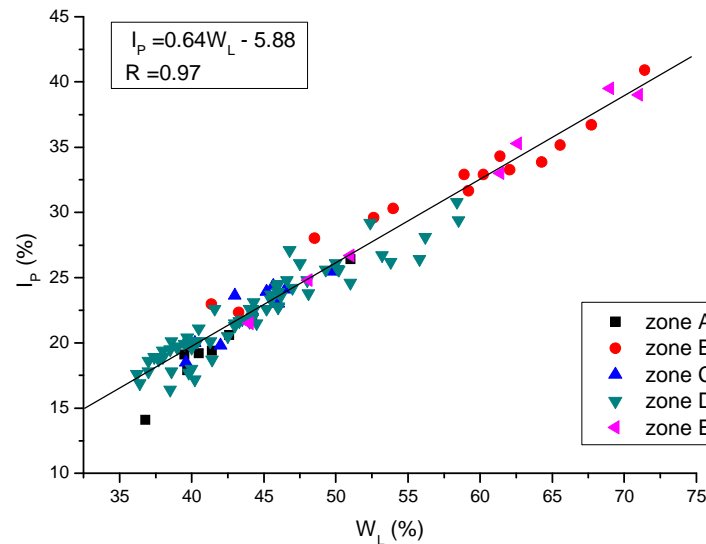


Figure IV.17 : Relation entre l'indice de plasticité I_p et la limite de liquidité w_L pour toutes les zones.

D'après ce qui précède on constate que la corrélation linéaire est parfaite pour tous les sondages, avec des pentes positives relativement proches, d'où la corrélation peut être généralisée pour toute la région. On outre, on constate que la corrélation linéaire pour tout le site reste fortement corrélée et significative au seuil de 95% considérée assez fiable.

IV.3.2. Relation entre l'indice de plasticité et la teneur en eau naturelle

D'après les figures IV.18- IV.22, qui représentent l'indice de plasticité I_p en fonction de la teneur en eau naturelle w , on constate que les relations trouvées diffèrent d'un site à un autre selon la meilleure approximation :

- Pour la zone A, la relation trouvée est de forme polynomiale décroissante d'ordre deux, $I_p = -0.1w^2 + 1.9w + 11$ avec un coefficient de corrélation très fort $R=0.97$ et $F=31.33 > F_0=6.94$.
- La zone B est représentée par une relation de forme exponentielle croissante, $I_p = 33.66 - 278.82e^{(-w/3.22)}$ avec un coefficient de corrélation fort $R=0.7$ et $F=11 > F_0=4.84$;
- quant à la zone C, la régression trouvée était de forme polynomiale croissante d'ordre deux,

$I_p = -0.1w^2 + 3.49w - 4.95$ avec un coefficient de corrélation très fort $R=0.94$ et $F=24.27 > F_0=5.14$.

- l'ajustement trouvé pour la zone E était de forme polynomiale croissante jusqu'à une valeur de $w = 23\%$ puis se décroît, soit $I_p = -0.31w^2 + 14.19w - 122.831$ avec un coefficient de corrélation très fort, $R=0.95$ et $F=18 > F_0=6.94$.

-La corrélation linéaire était moyenne pour la zone D avec un coefficient $R=0.41$, $F=13.13$ et $F_0=4$.

On se basant sur les dernières régressions, on constate que les corrélations étaient significatives au seuil de 95% pour toutes les zones, mais avec une diversité des relations trouvées, indiquant ainsi une grande variabilité de la région affectée par les désordres et signifiant que les caractéristiques géotechniques sont influencées par d'autres facteurs qui diffèrent d'une zone à une autre, et par suite on peut dire que les facteurs causant l'instabilité diffèrent eux aussi d'une zone à une autre, comme pour les zones A et E, et les sondages SBO4 et SBO6 de la zone B ainsi que le sondage S8 de la zone D, où les relations décroissantes témoignent de zones remaniées.

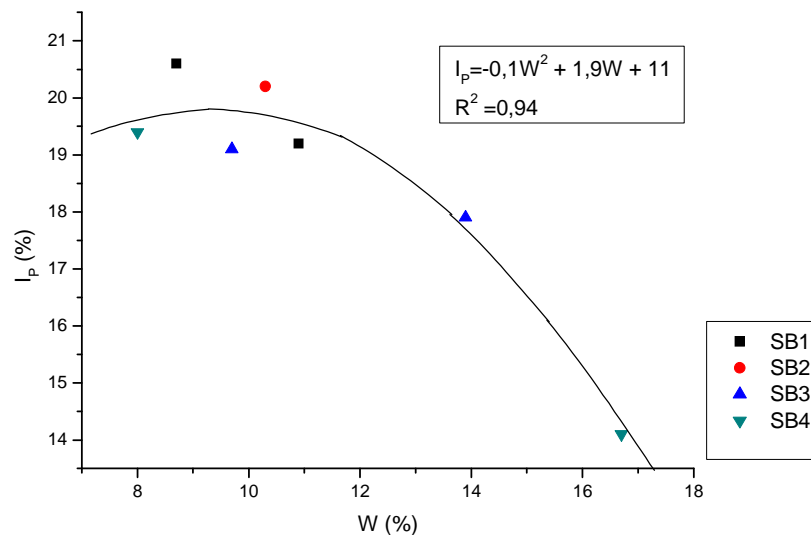


Figure IV.18 : Relation entre l'indice de plasticité et la teneur en eau naturelle pour la zone A.

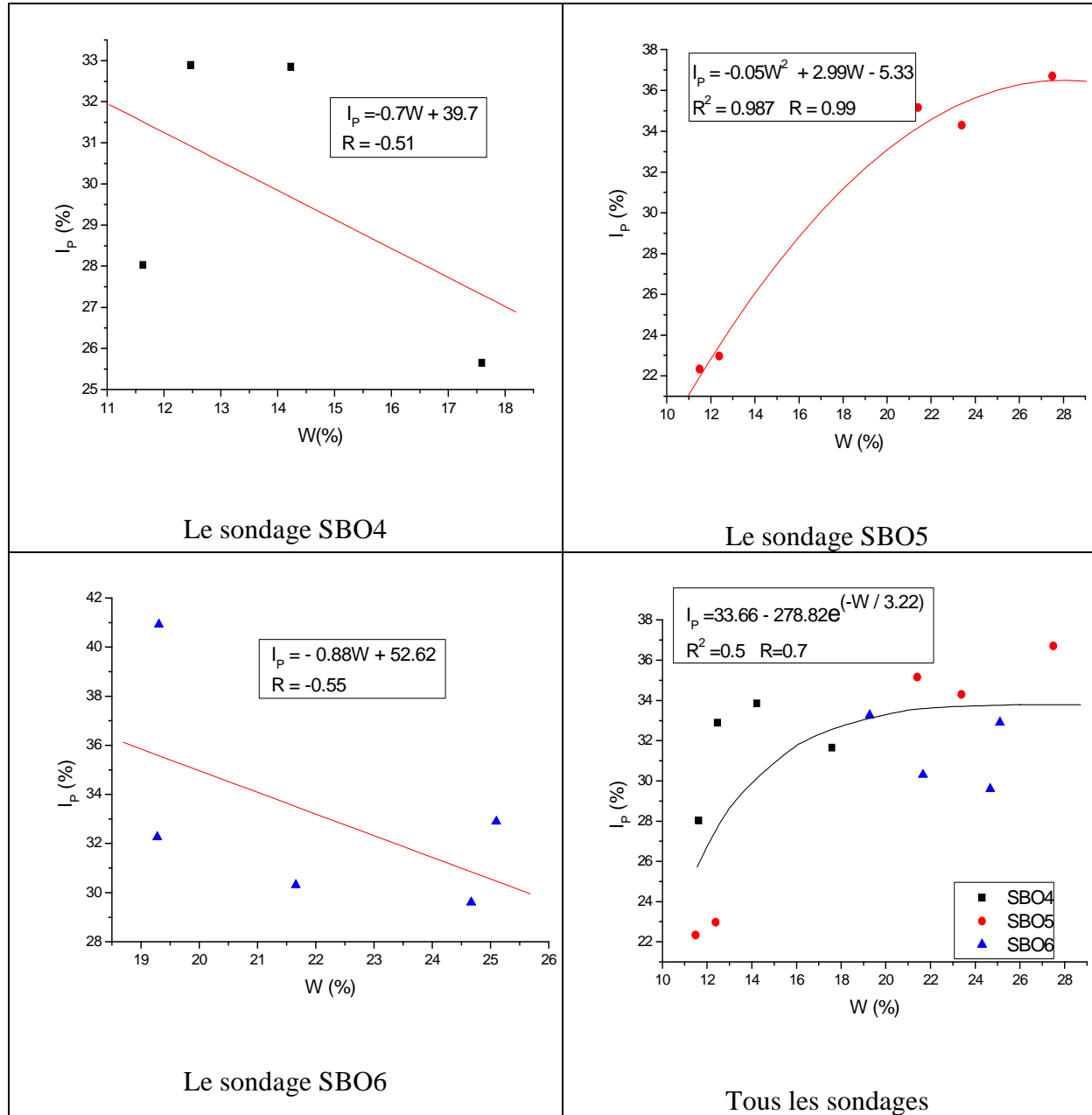


Figure IV.19 : Relation entre l'indice de plasticité et la teneur en eau naturelle pour la zone B.

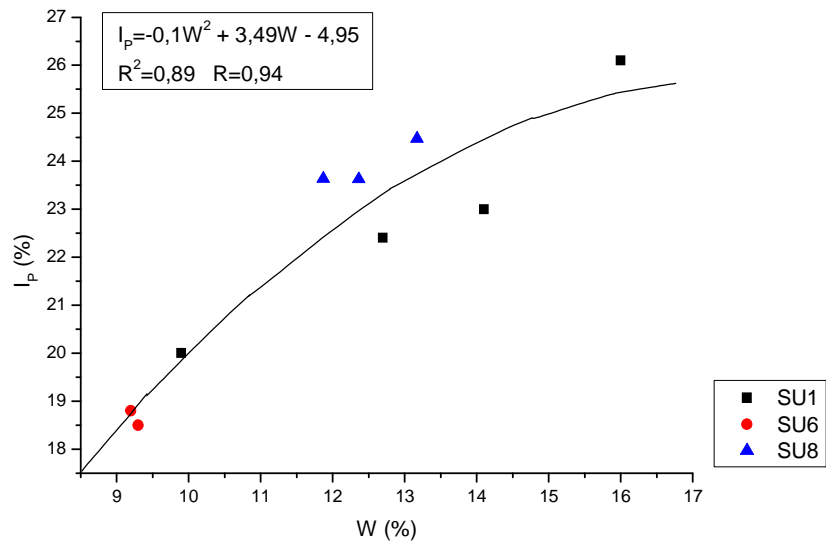


Figure IV.20 : Relation entre l'indice de plasticité et la teneur en eau naturelle pour la zone C.

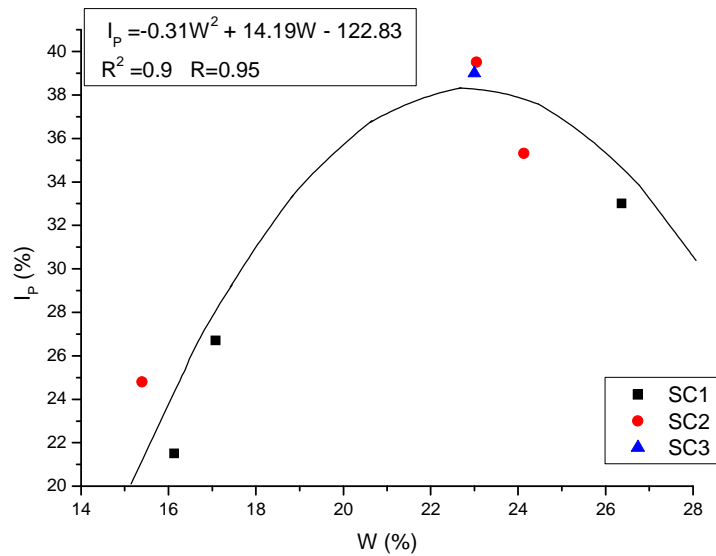


Figure IV.21 : Relation entre l'indice de plasticité et la teneur en eau naturelle pour la zone E.

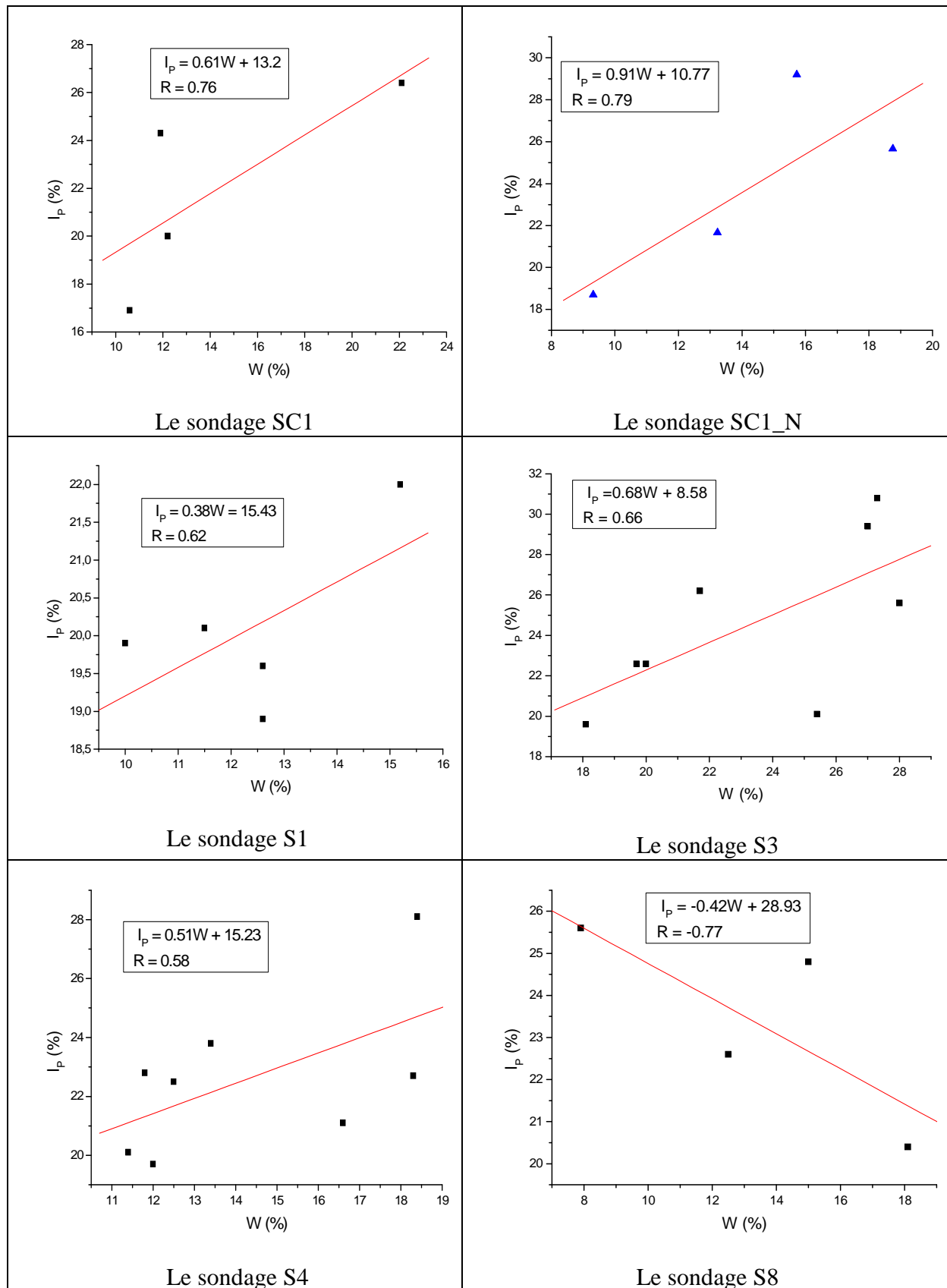


Figure IV.22.a : Relation entre l'indice de plasticité et la teneur en eau naturelle pour la zone D.

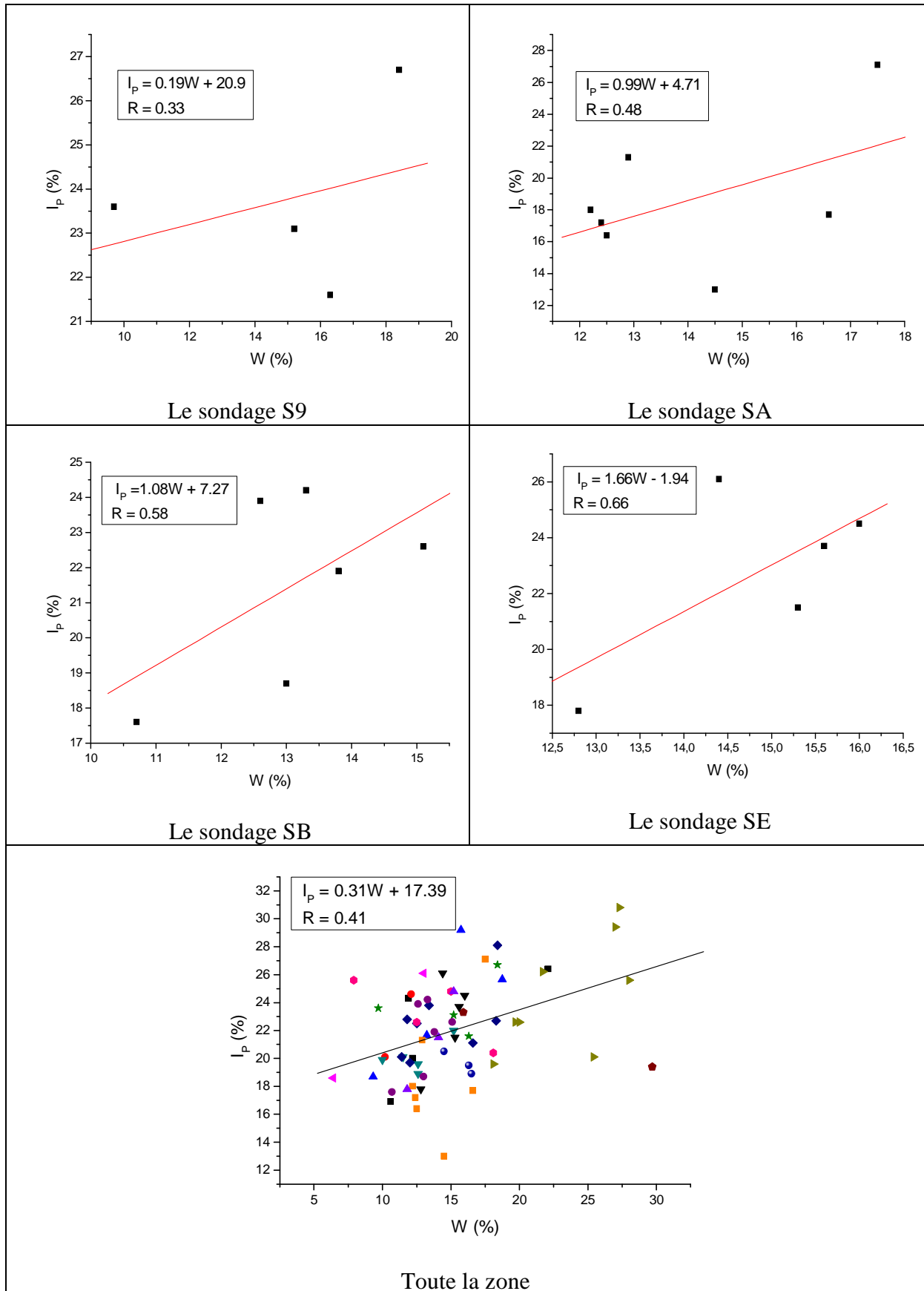


Figure IV.22.b : Relation entre l'indice de plasticité et la teneur en eau naturelle pour la zone D.

IV.3.3. Relations entre les limites d'Atterberg, la teneur en eau, et le pourcentage d'argile

L'eau influence considérablement les sols à grains fins et en particulier les argiles. Les limites d'Atterberg constituent avec la teneur en eau naturelle une donnée importante pour la classification des sols fins et peuvent être reliées à diverses propriétés géotechniques dont il faut tenir compte dans la conception d'ouvrages.

Les relations sont illustrées dans les figures IV.23 -IV.25 ; d'où la meilleure approximation était exponentielle plutôt que linéaire d'une manière générale, avec des coefficients de corrélation forts, avec C_2 le pourcentage d'argile (le pourcentage des éléments $< 2 \mu m$).

- La zone A est représentée par les relations :

$$w_L = 41.23 + 36142.1e^{-C_2/2.07} \quad \text{avec } R = 0.9, F = 22.78 \text{ et } F_0 = 6.6 ;$$

$$w_p = 21.79 + 672.44e^{-C_2/3.1} \quad \text{avec } R = 0.96, F = 66.42 \text{ et } F_0 = 6.6 ;$$

$$I_p = 19.64 + 22.55.10^3 e^{-C_2/2.12} \quad \text{avec } R = 0.89, F = 18.8 \text{ et } F_0 = 6.6 ;$$

La corrélation entre la teneur en eau naturelle et C_2 était faible ;

-les relations suivantes sont celles de la zone B :

$$w = 7.25 + 0.92e^{0.05C_2} \quad \text{avec } R = 0.95, F = 45 \text{ et } F_0 = 6.6 ;$$

$$w_L = 66.51 - 432.06e^{-C_2/10.45} \quad \text{avec } R = 0.97, F = 78.33 \text{ et } F_0 = 6.6 ;$$

$$w_p = 32.87 - 119.2e^{-C_2/13.82} \quad \text{avec } R = 0.9997, F = 6447.6 \text{ et } F_0 = 7.7 ;$$

$$I_p = 35.87 - 205e^{-C_2/10.92} \quad \text{avec } R = 0.95, F = 45 \text{ et } F_0 = 6.6 ;$$

- Les relations ci-dessous concernent la zone D :

$$w = 10.35 + 9.10^{-4} e^{0.19C_2} \quad \text{avec } R = 0.89, F = 48 \text{ et } F_0 = 4.74;$$

$$w_L = 0.74C_2 + 18.14 \quad \text{avec } R = 0.84, F = 19.17 \text{ et } F_0 = 5.32;$$

$$w_p = 20.33 + 0.0025e^{0.17C_2} \quad \text{avec } R = 0.91, F = 39.06 \text{ et } F_0 = 5.32;$$

$$I_p = 0.4C_2 + 8.07 \quad \text{avec } R = 0.81, F = 15.26 \text{ et } F_0 = 5.32;$$

D'où les corrélations trouvées sont significatives au seuil de 95%.

Pour la zone C, Les corrélations entre le pourcentage d'argile ($< 2 \mu m$) et I_p, w_p et w_L sont faibles. Cette différence peut être due par la variabilité naturelle des propriétés du sol lui-même d'un point à un autre où ces paramètres sont influencés par d'autres facteurs, ou encore à la mauvaise manipulation et interprétation des résultats des essais.

Quant à la zone E, les données concernant le pourcentage d'argile ne sont pas disponibles.

D'après les figures (IV.23-IV.25) plusieurs constatations peuvent être faites, tout d'abord, les fuseaux granulométriques montrent un pourcentage d'argile $< 2 \mu\text{m}$ compris entre 17% et 36% pour la zone A ; entre 29% et 60% pour la zone B ; entre 27% et 46% pour la zone C ; entre 18% et 49% pour la zone D ; caractérisant leurs propres formations géologiques. On peut prédire que ces sols fins sont sujets à des instabilités à cause de l'humidité qui joue un rôle défavorable pour la stabilité. En outre, les limites d'Atterberg sont des caractéristiques spécifiées aux argiles, il est évident qu'elles croissent lorsque le pourcentage d'argile croît qui n'est pas le cas pour la zone A (figure IV.23) où la présence du pourcentage d'argile est inférieure par rapport aux autres zones, ce qui témoigne d'un sol remanié indiquant ainsi des signes d'instabilité qu'on n'a pas pu le constater avec l'analyse des teneurs en eau en fonction de la profondeur seul, d'où vient l'efficacité des corrélations. Pour la zone B et D, on a vu dans le chapitre précédent qu'à des profondeurs précises le remaniement est une cause d'instabilité due aux travaux de terrassement et les perturbations fréquentes induites sur le réseau naturel de drainage des eaux superficielles, conduisent alors à leur déstabilisation. Ce phénomène est souvent observé dans les constructions récentes des quartiers de Boussouf (Zone B).

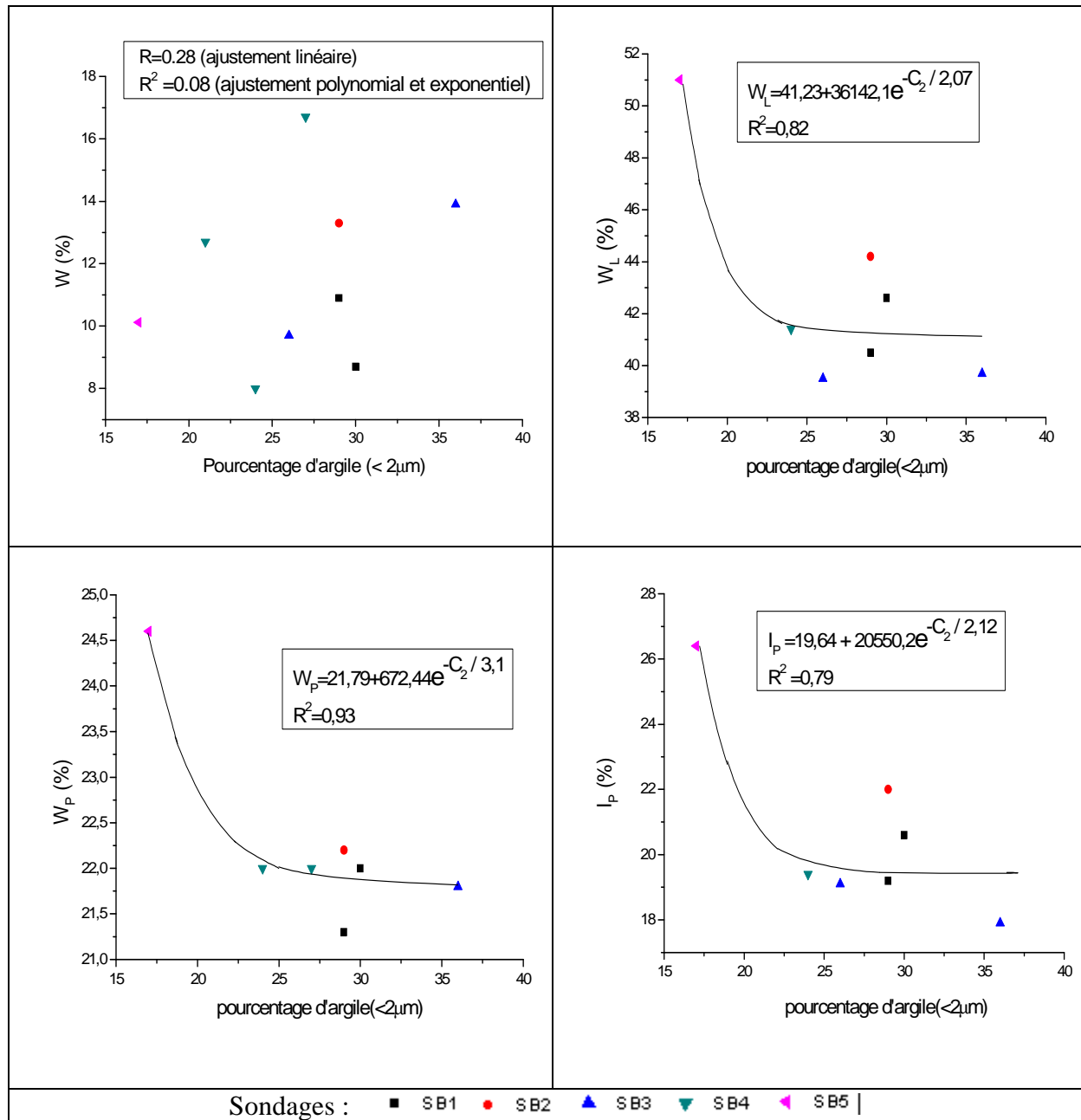


Figure IV.23 : Relation entre (w, w_L, w_P, I_P) et le pourcentage d'argile pour la zone A.

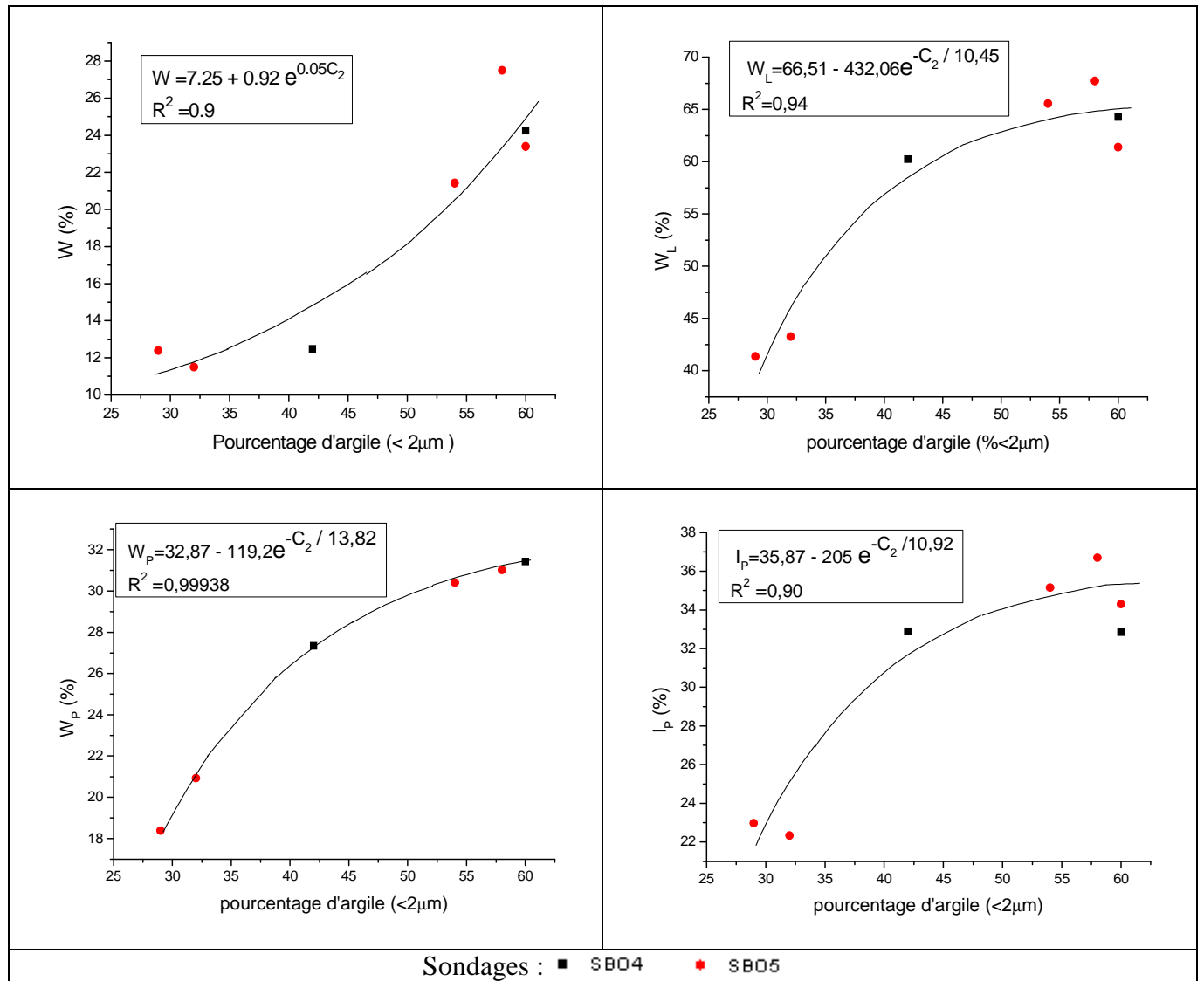


Figure IV.24 : Relation entre (w, w_L, w_P, I_P) et le pourcentage d'argile pour la zone B.

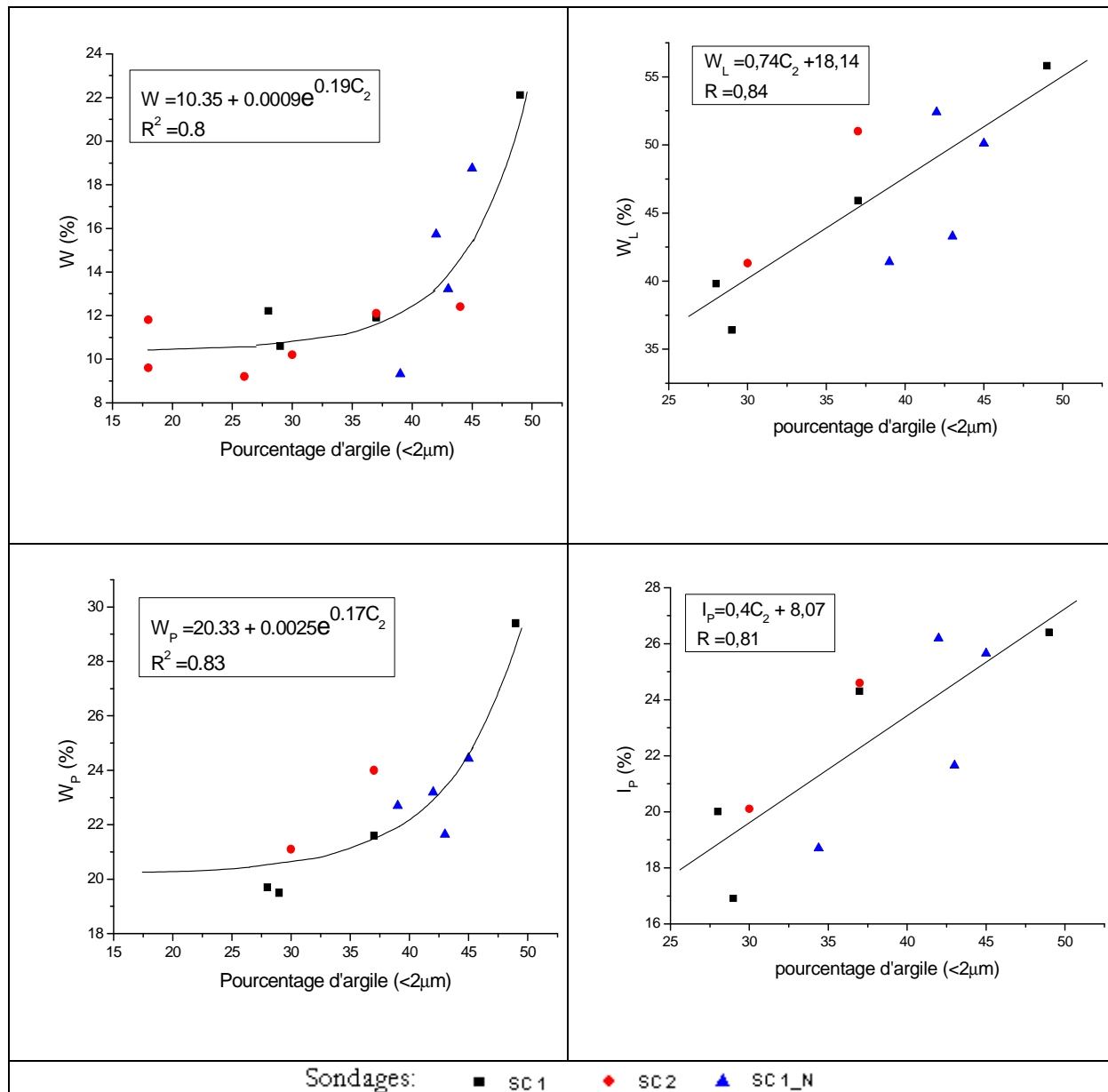


Figure IV.25 : Relation entre (w, w_L, w_p, I_p) et le pourcentage d'argile pour la zone D.

IV.3.4. Relation entre les limites d'Atterberg et le pourcentage des éléments fins

Dans cette partie, les données disponibles sont ceux concernant la zone E, soit F le pourcentage des éléments fins (<80 μm) ;

Les relations sont illustrées dans la figure IV.26 et qui sont de forme exponentielle soit :

$$w = 15.07 + 0.02e^{0.02F} \text{ avec } R = 0.94, F = 36.66 \text{ et } F_0 = 6.6;$$

$$w_L = 48.3 + 2.52 \cdot 10^{-7} e^{0.06F} \text{ avec } R = 0.98, F = 120 \text{ et } F_0 = 6.6;$$

$$w_p = 24 + 1.015 \cdot 10^{-9} e^{0.23F} \text{ avec } R = 0.97, F = 78.33 \text{ et } F_0 = 6.6;$$

$$I_p = 24.94 + 6.04.10^{-7} e^{0.16F} \text{ avec } R = 0.97, F = 19 \text{ et } F_0 = 6.6;$$

Le test de signification de Fisher-Snedecor nous a permis de déduire que les corrélations trouvées sont significatives au seuil de 95%. Cependant, la présence des éléments fins influence le comportement des sols, qui sont sensibles à la présence de l'eau, comme pour la zone E où w, w_L, w_p , et I_p varient proportionnellement avec les éléments fins, qui témoigne d'un sol consolidé et que le remaniement n'est pas une cause.

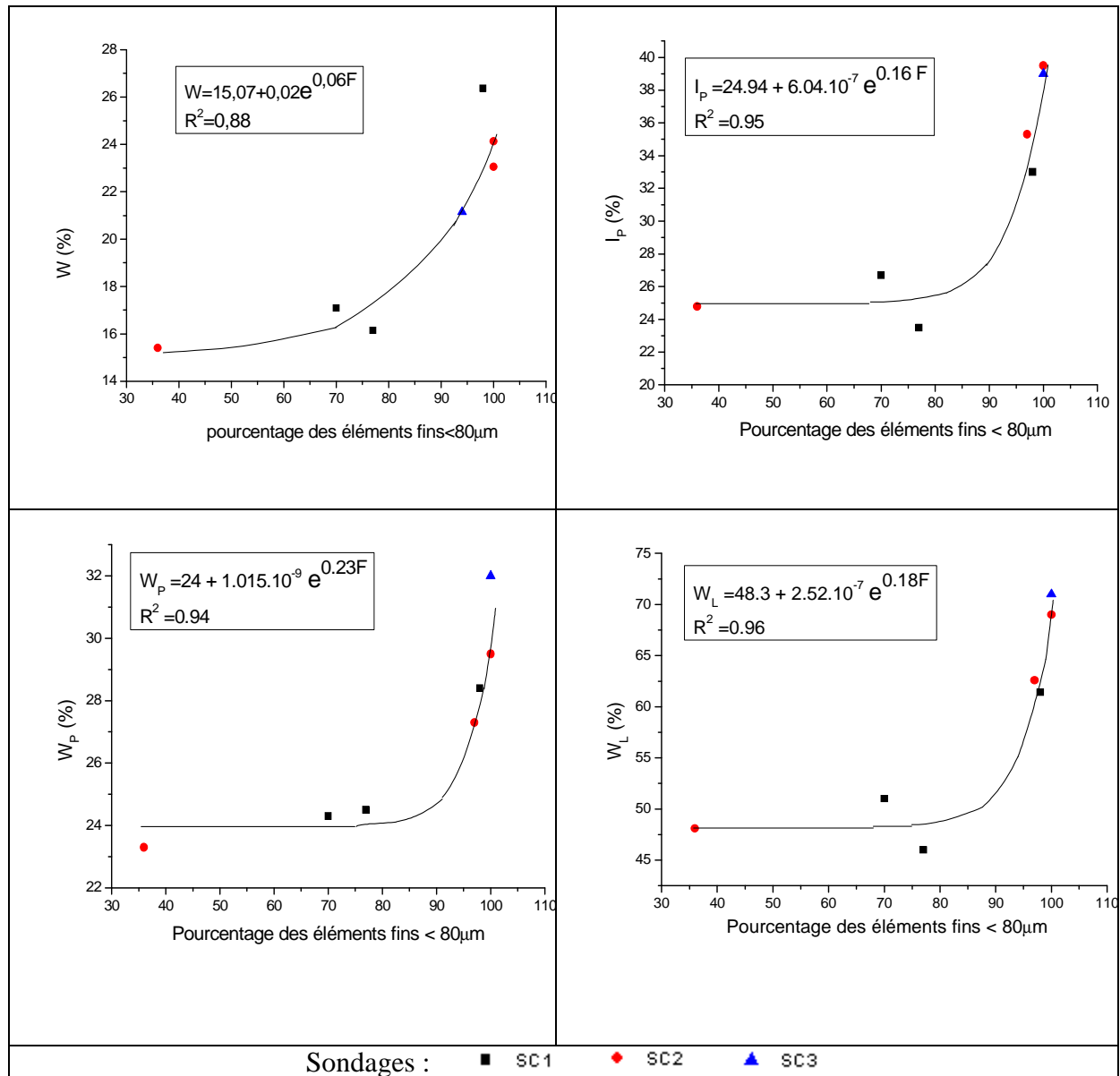


Figure IV.26 : Relation entre (w, w_L, w_p, I_p) et le pourcentage des éléments fins (<80 µm) Pour la zone E.

IV.3.4. CONCLUSION

La reconnaissance géotechnique est parfois limitée et on ne dispose que de certains paramètres en certains points, pour cela, l'utilisation des corrélations entre les propriétés physiques et mécaniques des sols peut contribuer à améliorer l'efficacité de cette reconnaissance.

Une bonne analyse de la liaison entre les paramètres physiques et mécaniques conduit à de bons modèles de relations et à réduire les incertitudes sur les paramètres de sol.

Cette analyse nous a permis de mieux comprendre le comportement des sites affectés par le glissement de terrain de la région de Constantine caractérisée par une variabilité remarquable des propriétés géotechniques prises deux à deux et que les facteurs causant les instabilités diffèrent d'un site à un autre (l'histoire géologique du sol, les facteurs anthropique) mais l'eau reste le facteur commun le plus défavorable.

CONCLUSION GENERALE

La reconnaissance géotechnique est parfois limitée et on ne dispose que de certains paramètres en certains points, pour cela, l'utilisation des corrélations entre les propriétés physiques et mécaniques des sols peut contribuer à élargir cette reconnaissance. Une bonne analyse de la liaison entre les paramètres physiques et mécaniques conduit à de bons modèles de relations et à réduire les incertitudes sur les paramètres de sol. La présence de l'eau dans les pores d'un sol à grains fins pouvait en modifier le comportement de façon significative.

L'analyse de la variation de la teneur en eau en fonction de la profondeur constitue une synthèse très significative qui sera plus efficace si elle sera complétée par une étude corrélative.

La variation des teneurs en eau en fonction de la profondeur du site étudié a bien montré la variabilité naturelle de ses propriétés et que l'eau joue un rôle très important dans le déclenchement des glissements de terrains qu'on doit prendre en compte dans le confortement et la stabilisation du sol.

Les informations apportées par des travaux de reconnaissance, ainsi que par la modélisation mécanique du phénomène, mettent en évidence le rôle primordial joué par l'eau dans tous les désordres observés. Une mauvaise maîtrise des conduites d'eau (A.E.P, E.U) conduirait à terme, à une dégradation des conditions actuelles précaires d'instabilité.

L'analyse des différentes régressions entre les paramètres géotechniques nous a permis de mieux comprendre le comportement des sites affectés par le glissement de terrain de la région de Constantine caractérisée par une variabilité remarquable des propriétés géotechniques prises deux à deux et que les facteurs causant les instabilités diffèrent d'un site à un autre mais l'eau reste le facteur commun le plus défavorable. En effet, cette analyse nous a permis de déduire plusieurs constatations d'où on peut citer :

- La grande variabilité de la région affectée par les désordres signifie que les caractéristiques géotechniques sont influencées par d'autres facteurs qui diffèrent d'une zone à une autre, et par suite on peut dire que les facteurs causant l'instabilité diffèrent eux aussi d'une zone à une autre.
- Dans la zone A, l'indice de plasticité varie inversement par rapport au pourcentage d'argiles ce qui témoigne d'un sol remanié indiquant ainsi des signes d'instabilité qu'on n'a pas pu le constater avec l'analyse des teneurs en eau en fonction de la

profondeur seul, d'où vient l'efficacité des corrélations. Alors que pour la zone B et D, on a vu qu'à des profondeurs précises le remaniement est une cause d'instabilité peut être due aux travaux de terrassement.

- Pour les zones C et E, les corrélations faites ont montré que le remaniement n'est pas une cause d'instabilité vu que les terrains étaient surconsolidés.
- Et d'une manière générale, on peut dire que les formations argilo-marneuses mio-pliocènes, qui occupent de vastes étendues dans l'agglomération de Constantine, sont le siège de nombreux glissements de terrain. Cet ensemble argilo-marneux, que l'on peut considérer comme globalement homogène à l'échelle des versants, se caractérise en fait par une grande hétérogénéité à l'échelle métrique, à la fois dans le sens vertical et dans le plan horizontal.

La prévention consiste alors à maîtriser tous les rejets d'eau (eaux usées, eaux pluviales, eaux de drainage), et à éviter tout terrassement susceptible de déstabiliser le terrain.

Ce travail constitue une étude de base afin de contribuer à l'élaboration des régressions multiples à plusieurs variables pour mieux comprendre le comportement du sol, ainsi que la cartographie des zones à risques, et qui peuvent être envisagées dans un futur travail. Et ce, pour leur prise dans les documents d'urbanisme afin d'assurer la sécurité des biens et des personnes, permet d'interdire les constructions dans les zones où le risque est trop important et d'adapter les constructions et les pratiques dans les zones où le risque est faible.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] BENAÏSSA A. (1989), Contribution à l'étude des mouvements de terrain de la région de Constantine (Algérie), Thèse de doctorat Université de Grenoble, 114+ VXII p.
- [2] BENAÏSSA A., BELLOUCHE M. A. (1999), Propriétés géotechniques de quelques formations géologiques propices aux glissements de terrains dans l'agglomération de Constantine (Algérie), Bulletin of Engineering Geology and the Environment. Vol 57 – N3 – March 1999.pp. 301-310.
- [3] BENAÏSSA A., CORDARY D., GIRAUD A. (1989), Les mouvements de terrain dans La zone urbaine de Constantine (Algérie), Bull AIGI N°40, pp 85–90
- [4] DURVILLE J.-L., SEVE G. (1996), Stabilité des pentes : Glissements en terrain meuble. Techniques de l'ingénieur, Vol.1, n° C254, pp. C254.1-C254.16.
- [5] Mazet-Brachet D. (2005). La définition de l'aléa « mouvement de terrain » : une démarche d'expert. Risques infos : Les mouvements de terrain, institut des risques majeurs Grenoble, n° 16 juin 2005, pp 6-7.
- [6] GOMINET S. (2005), Définitions et typologie des mouvements de terrain. Risques infos : Les mouvements de terrain, institut des risques majeurs Grenoble, n° 16 juin 2005, pp 4-5.
- [7] COLAS G., PILOT G. (1976), Description et classification des glissements de terrain. Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées, numéro spécial II Mars 1976, pp 21-30.
- [8] BUDHU M. (2000), Soil mechanics and foundations, John Wiley & sons, inc. New-York, 586p.
- [9] ABRAMSON L.-W., LEE T.-S, SHARMA S., BOYCE G.-M (1996), Slope stability and stabilization methods, A Wiley-interscience Publication, John Wiley & sons, inc, 629 p.
- [10] Bilan de la collaboration du service de la géotechnique et de la géologie, direction du laboratoire des chaussées, ministère des transports du Québec (1999), Gestion des risques de glissement de terrain liés aux pluies des 19 et 20 juillet 1996 au Saguenay – Lac-Saint-Jean, 58p.
- [11] LAMBE T. W., WHITMAN R. V., (1969), Soil mechanics, Jhon Wiley& sons, inc,New York, 553p.
- [12] LE MIGNON G. (2004), Analyse de scénarios de mouvements de versants de type glissements-coulées, Application à la région de barcelonnette (Alpes-de-Haute-Provence, France).thèse de docteur de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

- [13] BIARAZ J., BOUCEK B., FLAVIGNY E. (1972), Fluage et glissement d'un terrain, Bulletin de l'association internationale de Géologie de l'Ingénieur, Paris, 1972, n ° 5, pp. 115 – 126.
- [14] CASSON B., DELACOURT C., BARATOUX D., ALLEMAND P., (2003). Seventeen years of the “La Clapière” landslide evolution analysed from ortho-rectified aerial photographs Engineering Geology 68 p 123–139
- [15] Les mouvements de terrain (2004), Document d’information sur les risques naturels majeurs édité par le ministère de l’Écologie et du développement durable, France.
- [16] BENDADOUCHE H., LAZIZI S. (2008), Pathologie des glissements de terrain (Région de Bejaia), Colloque National : Pathologie des Constructions : Du Diagnostic à la Réparation, Département de Génie Civil Université Mentouri Constantine - 25 et 26 Novembre 2008
- [17] MARMI R., KACIMI M., BOULARAK M., (2008), Les mouvements de terrain dans la région de Mila (Algérie nord-orientale) : impact sur les infrastructures, Revista de geomorphologie – vol. 10, 2008, pp. 51-56.
- [18] GUEMACHE M.-A. et al (2009), On a damaging earthquake-induced landslide in the Algerian Alps: the March 20, 2006 Laalam landslide (Babors chain, northeast Algeria), triggered by the Kherrata earthquake ($M_w = 5.3$), Natural Hazards, Springer Netherlands, 1573-0840 (online), www.springerlink.com.
- [19] BOUSSOUF R. (2005), Constantine : D’une ville attractive à une ville répulsive, Colloque international : « Les villes au défi du développement durable », du 24 au 27 Novembre 2005, Tunisie, Sfax, (www.eso.gregum.univ-lemans.fr).
- [20] DERGHOUM R., MEKSAOUINE M. (2009), Influence des points de perte des réseaux hydrauliques sur les glissements de terrain (cas du Ciloc de Constantine), troisième colloque international sur la gestion des ressources en eau, Grand Bleu (Chenoua Plage), Tipaza : 27 et 28 Janvier 2009, pp 255-264, Ecole Nationale Supérieure de l’Hydraulique Arbaoui Abdelah, Blida (www.ensh.dz).
- [21] REQUILLART J.P. (2005), La prise en compte du risque « mouvement de terrain » dans l’urbanisme et l’aménagement du territoire, Risques infos : Les mouvements de terrain, institut des risques majeurs Grenoble, n° 16 juin 2005, pp 10-13.
- [22] MAGAN J.-P. (1982), Les méthodes statistiques et probabilistes en mécanique des sols, Presse de l’école nationale des ponts et chaussées, 203 p.
- [23] FAVRE J.-L. (2004), Sécurité des ouvrages Risques Modélisation de l’incertain, fiabilité, analyse des risques. Edition ellipses, 318p.
- [24] KHEMISSA M., MAGNAN J.-P. (2000), Variabilité des résultats d’essais oedométriques sur l’argile molle de Guiche, Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, pp 41-50.

- [25] LEROUEIL S., MAGNAN J.-P., TAVENAS F. (1986), Remblais sur argiles molles, Ed. Tech.et Documentation Lavoisier – PARIS, 342 p.
- [26] MAGNAN J.-P. (1993), Corrélations entre les propriétés des sols, Techniques de l'ingénieur. Vol.1, n° C219, pp. C219.1-C219.10.
- [27] PHILIPPONNAT G., HUBERT B., (2005). Fondations et ouvrages en terre, cinquième édition, Eyrolles, 541p.
- [28] DROESBEKE J.-J.(1988), Eléments de statistique. Edition de l'Université de Bruxelles, 446 p.
- [29] BOUDIA M.-C. (2008), Statistique descriptive. Casbah-Editions, 319 p.
- [30] GOURDIN A., BOUMAHRAT M. (1991), Méthodes numériques appliquées. Office des publications universitaires, 440 p.
- [31] Mitard A.-E., (1933), A propos du Rocher de Constantine, Revue de géographie alpine, numéro 21-1, volume 21, pp. 221-230. (www.persée.fr)
- [32] VILA J.M. (1974), Le Rocher de Constantine : stratigraphie, microfaunes et positions structurales. Bull. Soc. Hist. Nat. Afr. Nord – Alger, t. 65, pp. 386 – 392.
- [33] COIFFAIT P.E. (1992). Un bassin post-nappe dans son cadre structural. L'exemple du Bassin de Constantine (Algérie Nord- Orientale). Thèse de Doctorat d'Etat ès Sciences Naturelles, Nancy.
- [34] KIEKEN M. (1962), Les traits essentiels de la géologie Algérienne, Livre mémo. P. Fallot, Mém (h. sér.) Soc. Géol. France, 545-614.
- [35] VILA J.M. et al (1977), Carte géologique de Constantine 1/200.000 SONATRACH.
- [36] DIRECTION DE L'URBANISME ET DE LA CONSTRUCTION DE CONSTANTINE, (2005). Etude des glissements de terrain de la ville de Constantine, dossiers d'avant projet détaillés : (a- 01/13001/DA1/NT/01A, b- 01/13001/DC2/NT/01A, c- 01/13001/DE2/NT/01A).
- [37] BELOUAR A., BOULFOUL A., SERIDI A., VINET L., MONGEREAU N. (2004), Détermination des caractéristiques géotechniques d'une zone potentiellement instable (cas de Boussouf, Constantine, Algérie), Actes du Colloque International de Géotechnique, Beyrouth. 19-22 mai 2004. pp 799-804.
- [38] Rapport du CTC Est (2002), Rapport d'expertise préliminaire sur l'état des lieux et glissements de terrain de la route Massinissa, Constantine février 2002.
- [39] HOLTZ R. D., KOVACS W. D. (1991). Introduction à la géotechnique, Ecole polytechnique de Montréal, Canada, 808 p.
- [40] SKEMPTON A.W. (1953), The colloidal activity of clays, 3rd Int. Conf. Soil Mech., Zurich, vol. 1, pp 57-61.

- [41] SEED B. (1964), Fundamental aspects of the Atterberg limits, A.S.C.E., nov 1964, pp. 107-132.
- [42] BIAREZ J., FAVRE J.-L. (1975), Parameters filing and statistical analysis of data in soils mechanics, in : Proc. 2nd Int. Conf. Appl. Stat. Prob., Vol. 2, Aix-la-Chapelle, p.249.
- [43] BIAREZ J., FAVRE J.-L. (1976), Corrélations de paramètres en mécanique des sols, Cours ronéotypé de l'Ecole Centrale des Arts et Manufactures. 12 p.
- [44] BOTTERO A. (1971), Etude des propriétés mécaniques des matériaux argileux en fonction de leurs propriétés physico-chimiques, Thèse 3^o cycle. Univ. Grenoble 1971.
- [45] VIDALIE J.F. (1977), Relations entre les propriétés phisico-chimiques et les caractéristiques mécaniques des sols compressibles, Laboratoire central des ponts et chaussées, Paris, Rapport de recherche LPC, n° 65, 90 p.
- [46] TERZAGHI K. PECK R.B. (1967), Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley & Sons Inc; New York.
- [47] AZZOUZ A. S., KRIZEK R. J., COROTIS R. B. (1976), Regression analysis of soil compressibility, Soils and Foundations 16(2), pp.19-29.
- [48] FAVRE J.-L., HATTAB M. (2008), Analysis of the 'Biarez-Favre' and 'Burland' Models for the compressibility of the remoulded clays, Compte rendus geosciences, vol. 340, issue 1, January 2008, pp 20-27.
- [49] MANSOUR S. Malika (1994), Etude de remblai sur sol compressible et recherche de corrélations entre paramètres géotechniques, Thèse de Magister, Ecole Nationale polytechnique.